4 Р

Федеральное агентство железнодорожного транспорта

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
**«ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ ИМПЕРАТОРА АЛЕКСАНДРА I»
(ФГБОУ ВПО ПГУПС)**
190031, Санкт-Петербург, Московский пр., 9

СОГЛАСОВАНО

ЗАМЕСТИТЕЛЬ МИНИСТРА
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-
КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Е.О.СИЭРРА

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

Сооружения искусственные участка Москва - Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Москва - Казань - Екатеринбург. Технические нормы и требования к проектированию и строительству

РАЗРАБОТАНО

Проректор по научной работе
ФГБОУ ВПО ПГУПС Т.С. Титова

Санкт-Петербург 2014

Список исполнителей СТУ

Руководитель разработки

Заведующий кафедрой «Мосты» ФГБОУ ВПО ПГУПС, д.т.н., профессор — В.Н. Смирнов

Зам. заведующего кафедрой «Тоннели и метрополитены » ФГБОУ ВПО ПГУПС, к.т.н., доцент — В.Н. Кавказский

Научный консультант

Профессор кафедры «Строительство дорог транспортного комплекса» ФГБОУ ВПО ПГУПС, д.и.н. — И.П. Киселев

ФГБОУ ВПО ПГУПС
А.А. Барановский, к.т.н. Г.И. Богданов, Л.К. Дьяченко, к.т.н. Э.С. Карапетов, д.т.н. А.П. Ледяев, д.т.н. Д.М. Голицынский, д.т.н. Ю.С. Фролов, к.т.н. Т.В. Иванес, к.т.н. А.Н. Коньков

ОАО «Институт Гипростроймост» (разделы 1-10)

В.В. Негодаев (разделы 1-5, 7, 10),

к.т.н. А.С. Улупов, д.т.н. Г.Э. Мазур (разделы 6, 10),
Э.М. Гитман (разделы 8, 9),
д.т.н. Б.Ф. Перевозников, В.Г. Пальмов, к.г.н. М.А. Самохин (раздел 5).

ЗАО НИЦ «Мосты» (раздел 7)
к.т.н. Э.А. Балючик

ОАО «Ленметрогипротранс» (раздел 12)

Г.Р. Захаров, П.В. Гуданов, А.Н. Соловьев, В.В. Шабанова, Ю.Н. Титов, А.В. Ефремов, А.И. Данилов, А.И. Арнаутов, С.С. Акулов, С.В. Рябков, М.Г. Соловьева, М.О. Лебедев, И.В. Культин

ОАО «Ленгипротранс»
А.П. Петров

ООО «Мостовые сооружения и путь»
к.т.н. В.В. Кондратов

ООО «СК Стройкомплекс-5»
С.А. Шульман

СОДЕРЖАНИЕ

1 Общие сведения 10
1.1 Наименование объекта строительства 10
1.2 Сведения о заказчике 10
1.3 Сведения о генеральной проектной организации 10
1.4 Сведения о разработчике СТУ 10
1.5 Основания для строительства 10
1.6 Основания для разработки СТУ 10
1.7 Необходимость разработки СТУ 11
1.8 Область применения 11
1.9 Краткое описание объекта и условий строительства 12
2 Нормативные ссылки 13
3 Термины и определения 13
4 Обозначения 13
5 Проектирование искусственных сооружений 14
5.1 Общие указания 14
5.2 Расположение мостов и труб 16
5.3 Основные требования к конструкциям 18
Общие положения 18
Водоотвод 20
Гидроизоляция 20
5.4 Габариты 21
5.5 Расчет мостов и труб на воздействие водного потока 24
5.6 Верхнее строение пути на мостах 27
5.7 Сопряжение мостов с подходами 30
5.8 Эксплуатационные обустройства 32
5.9 Противопожарная безопасность 33
5.10 Охрана окружающей среды 34
Технические требования по охране поверхностных вод 34
Технические требования по охране воздушного бассейна 34
Технические требования по снижению уровня шума 34
Технические требования по защите почвы 35
5.11 Авторский надзор, научно-техническое сопровождение и мониторинг 36
6 Расчеты несущих конструкций и оснований 37
6.1 Общие положения 37
Надежность 37
Долговечность 38
Предельные состояния 39
Расчетные сочетания нагрузок 40
Нормативные и расчетные нагрузки 41
Нормативные и расчетные характеристики материалов 41
Условия работы материалов, конструкций и грунтов оснований 42
Геометрические параметры 42

Общие требования к расчетным моделям 42
6.2 Основные требования к расчетам 44
6.3 Динамические расчеты при движении высокоскоростных поездов. Параметры расчетных моделей 45
Общие положения 45
Скорости, подлежащие рассмотрению 46
Демпфирование конструкции 46
Массы элементов конструкции 47
Жесткость конструкции 47
Моделирование возбуждения и динамического поведения конструкции 48
Ограничение первых частот колебаний балочных пролетных строений 49
Результаты динамического расчета 49
Учет динамического взаимодействия поезда и пролета 50
Учет дефектов рельсового пути и колес поезда 50
Ускорения при динамических расчетах 50
6.4 Расчеты по предельным состояниям второй группы 51
Прогибы, смещения и углы поворота 52
Контроль ускорений при динамических расчетах 53
Расчеты трещиностойкости бетона 53
Предельные эксцентриситеты и давление на грунт 53
Осадки основания 53
6.5 Расчеты по предельным состояниям первой группы 54
6.5.1 Общие положения 54
6.5.2 Расчеты устойчивости положения 57
Общие указания 57
Устойчивость против опрокидывания 58
Устойчивость против сдвига 58
6.5.3 Расчеты прочности и устойчивости 59
6.5.4 Расчеты выносливости 59
6.6 Нагрузки и воздействия 61
6.6.1 Постоянные нагрузки и воздействия 61
6.6.2 Временные подвижные нагрузки 64
Нормативные вертикальные нагрузки от подвижного состава 64
Нормативное давление грунта со стороны насыпи от подвижного состава 66
Нормативная поперечная нагрузка от центробежной силы 67
Нормативная поперечная нагрузка от ударов колес 68
Нормативная продольная нагрузка от торможения или силы тяги 68
Нормативные нагрузки на служебных проходах 69
6.6.3 Прочие нагрузки и воздействия 70
Температурные и климатические воздействия 70
Трение в опорных частях 71
Ветровые нагрузки 72
Нагрузки от давления льда 72
Аэродинамические воздействия от высокоскоростных поездов 72

6.6.4 Особые и аварийные нагрузки 73
Сейсмические нагрузки 73
Аварийные нагрузки. Сход поезда с рельс 74
Аварийные нагрузки. Наезд транспорта снизу 75
Аварийные нагрузки. Столкновение судна с опорой или пролетным строением 76
6.6.5 Сочетания нагрузок 77
7 Бетонные и железобетонные конструкции 81
7.1 Основные расчетные требования 81
7.2 Материалы для бетонных и железобетонных конструкций 87
Бетон 87
Арматура 98
Расчетные характеристики арматуры 101
7.3 Расчет по предельным состояниям первой группы 108
Расчет по прочности и устойчивости 108
Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента 113
Расчет изгибаемых железобетонных элементов 115
Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов 117
Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов 118
Расчет центрально-растянутых элементов 122
Расчет внецентренно растянутых элементов 122
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента 123
Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы 123
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающих моментов 126
Расчет стыков на сдвиг 127
Расчет на местное сжатие (смятие) 128
Расчет на выносливость 129
7.4 Расчет по предельным состояниям второй группы 132
Расчет по трещиностойкости 132
Расчет по образованию трещин 134
Расчет по раскрытию трещин 137
Определение прогибов и углов поворота 141
7.5 Конструктивные требования 143
Минимальные размеры сечения элементов 143
Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры 144
Защитный слой бетона 144
Минимальные расстояния между арматурными элементами 146
Анкеровка ненапрягаемой арматуры 147
Анкеровка напрягаемой арматуры 148
Продольное армирование элементов 149
Поперечное армирование элементов 150
Сварные соединения арматуры 153

Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки) 154
Стыки элементов сборных конструкций 155
Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов 156
Закладные изделия 157
7.6 Конструирование опор 158
8 Стальные конструкции 160
8.1 Общие положения 160
8.2 Материалы и полуфабрикаты 161
Расчетные характеристики материалов и соединений 163
Учет условий работы и назначения конструкций 171
8.3 Расчеты 172
Общие положения 172
Расчеты по прочности 174
Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы 174
Изгибаемые элементы 174
Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом 177
Расчет на прочность и ползучесть стальных канатов 180
Расчеты по устойчивости 181
Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости 186
Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости 188
Расчетные длины 189
Предельная гибкость стержневых элементов 194
Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений 194
Особенности расчета несущих элементов и соединений 197
Элементы главных ферм 197
Элементы проезжей части 200
Элементы связей 202
Расчет соединений 203
Расчет соединительных планок и перфорированных листов 212
Расчет опорных частей 213
8.4 Конструирование 214
Общие положения 214
Сечения элементов 216
Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок 218
Предварительно напряженные пролетные строения 221
Сварные, фрикционные и болтовые соединения 221
Детали конструкции 225
Конструкция планок и перфорированных листов 226
Особенности конструкции болтосварных пролетных строений 226
Конструкция ортотропной плиты 227
Конструкция опорных частей 228

9 Сталежелезобетонные конструкции 231
9.1 Общие положения 231
9.2 Расчеты 231
Основные положения 231
Расчет конструкций 237
Расчет по прочности 237
Расчет на выносливость 242
Расчет по трещиностойкости 243
Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией 244
Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам 246
9.3 Конструирование 246
10 Основания и фундаменты 249
Общие положения 249
Расчеты 249
Конструирование 253
11 Строительство мостов и труб 255
Общие положения 255
12 Проектирование и строительство транспортных тоннелей 257
12.1 Общие требования к конструкциям тоннелей 257
12.2 Объемно-планировочные решения 258
12.3 Поперечное сечение, продольный профиль и план 258
12.4 Материалы 260
12.5 Конструктивные строительные требования 260
12.6 Нагрузки и воздействия 260
12.7 Расчет конструкций подземных сооружений 260
12.8 Гидроизоляция обделок и защита от коррозии. Деформационные швы 260
12.9 Притоннельные сооружения 261
12.10 Эксплуатационные устройства 261
12.11 Энергоснабжение, энергоустановки и электроосвещение 261
12.12 Тоннельная вентиляция 261
12.13 Водоснабжение и водоотведение 261
12.14 Автоматика, телемеханика и связь 261
12.15 Требования к сооружениям инженерной защиты 262
12.16 Охрана окружающей среды при сооружении тоннелей 262
12.17 Мероприятия по предотвращению чрезвычайных ситуаций 263
12.18 Общие положения 263
12.19 Горно-экологический мониторинг 264

Приложение А (обязательное) Нормативные ссылки....265
Приложение Б (обязательное) Термины и определения....269
Приложение В (справочное) Обозначения....275
Приложение Г (обязательное) Иерархия моделей взаимодействия моста с подвижным составом....285
Приложение Д (обязательное) Определение частоты колебаний и резонансных скоростей для балочных разрезных пролетных строений....286
Приложение Е (обязательное) Диапазоны первых частот вертикальных колебаний пролетных строений....287
Приложение Ж (обязательное) Схемы нагрузок высокоскоростных поездов....289
Приложение И (обязательное) Эквивалентные нагрузки высокоскоростных поездов....295
Приложение К (справочное) Эквивалентные нагрузки СК....299
Приложение Л (обязательное) Определение коэффициентов динамики....300
Приложение М (обязательное) Дополнительное демпфирование для пролетных строений длиной до 30 м....304
Приложение Н (обязательное) Распределение нагрузок при расчетах плит проезда....305
Приложение П (справочное) Последовательность расчета пролетного строения 306
Приложение Р (обязательное) Аэродинамические воздействия от скоростных поездов....307
Приложение С (обязательное) Методика определения равнодействующей горизонтального (бокового) давления от собственного веса грунта на опоры мостов....314
Приложение Т (обязательное) Методика определения коэффициента вертикального давления грунта при расчете звеньев (секций) труб....316
Приложение У (обязательное) Нормативная временная вертикальная нагрузка СК от железнодорожного подвижного состава и правила загружения ею линий влияния....317
Приложение Ф (обязательное) Методика определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои) от подвижной временной нагрузки....322
Приложение Х (обязательное) Аэродинамические коэффициенты....324
Приложение Ц (обязательное) Нормативная ледовая нагрузка....325
Приложение Ш (обязательное) Потери предварительного напряжения арматуры....328
Приложение Щ (обязательное) Расчет жестких звеньев круглых железобетонных труб....331
Приложение Э (обязательное) Определение жесткостей сечений железобетонных элементов для расчета прогибов и углов поворота с учетом ползучести бетона....332
Приложение Ю (обязательное) Коэффициенты условий работы канатов....334
Приложение Я (обязательное) Коэффициенты для расчета по устойчивости стержней и балок....335
Приложение Пр1 (обязательное) Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости....339
Приложение ПР2 (обязательное) Эффективные коэффициенты концентрации напряжений для расчета на выносливость....348
Приложение Пр3 (обязательное) Расчет ортотропной плиты по прочности и устойчивости....356

Приложение Пр4 (обязательное) Учет ползучести, виброползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях 363
Приложение Пр5 (обязательное) Определение напряжений в сталежелезобетонных балках от усадки бетона и температурных воздействий 367
Приложение Пр6 (обязательное) Распределение сдвигающих усилий по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции в сложных случаях воздействий 369
Приложение Пр7 (обязательное) Расчеты по прочности объединения железобетона и стали гибкими упорами и анкерами 371
Приложение Пр8 (обязательное) Расчеты по прочности объединения железобетона и стали высокопрочными болтами, обжимающими железобетон 373
Приложение Пр9 (обязательное) Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию 374
Приложение Пр10 (обязательное) Методика проверки несущей способности по грунту свайного фундамента или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения 377
Приложение Пр11 (обязательное) Методика проверки несущей способности подстилающего слоя грунта 380
Приложение Пр12 (обязательное) Методика определения дополнительных давлений на основание устоя от веса примыкающей части подходной насыпи 382

1 Общие сведения

1.1 Наименование объекта строительства

Участок Москва – Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Москва – Казань – Екатеринбург.

1.2 Сведения о заказчике

Открытое акционерное общество «Скоростные магистрали» (ОАО «СМ»).

Юридический адрес: 107078, Москва, ул. Каланчевская, д. 35.

Фактический адрес: 107078, Россия, г. Москва ул. Маши Порываевой, д.34, блок 1, эт.16.

Генеральный директор – Мишарин Александр Сергеевич.

ИНН 7708609931.

1.3 Сведения о генеральной проектной организации

1.4 Сведения о разработчике СТУ

Федеральное агентство железнодорожного транспорта. Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I" (ФГБОУ ВПО ПГУПС).

Юридический и фактический адрес: 190031, Санкт-Петербург, Московский пр., 9.

Ректор – Панычев Александр Юрьевич.

ИНН 7812009592.

1.5 Основания для строительства

Сетевой план-график реализации проекта строительства высокоскоростной магистрали Москва–Казань, утвержденный Председателем Правительства Российской Федерации Д. А. Медведевым 30 сентября 2013 г., № 5858п-П9.

1.6 Основания для разработки СТУ

1.6.1 Федеральный закон № 384-ФЗ от 30 декабря 2009 г. "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений" п. 8 ст. 6.

1.6.2 "Положение о составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию", утвержденное Постановлением Правительства Российской Федерации от 16.02.2008 г. № 87 пункт 5.

1.6.3 Приказ Минрегиона России от 01.04.2008 г. № 36 "О порядке разработки и согласования специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства".

1.7 Необходимость разработки СТУ

Необходимость разработки СТУ обоснована – отсутствием Российских нормативных документов, регламентирующих требования по проектированию, строительству и эксплуатации специализированных железнодорожных линий для движения высокоскоростных пассажирских поездов с максимальной скоростью до 400 км/ч.

1.8 Область применения

1.8.1 Настоящий документ разработан в целях совершенствования норм СП 35.13330.2011 и СП 46.13330.2012 и распространяется на проектирование и строительство новых капитальных искусственных сооружений участка Москва – Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Москва – Казань – Екатеринбург колеи 1520 мм для пропуска подвижного состава колеи 1520 мм следующих типов:

- высокоскоростных поездов со скоростями ≤ 350 км/ч;
- пассажирских поездов со скоростями ≤ 200 км/ч (одновременно с высокоскоростным движением при ограничениях, указанных в п. 5.1.6 настоящего СТУ);
- контейнерных поездов со скоростями ≤ 160 км/ч (одновременно с высокоскоростным движением при ограничениях, указанных в п. 5.1.6 настоящего СТУ);
- поездов обслуживания на скоростях движения ≤ 90 км/ч (ограниченного класса, эпизодический пропуск при отсутствии на участке высокоскоростного движения, согласно п. 5.1.7).

1.8.2 При проектировании всех других искусственных сооружений, пересекающих ВСМ (путепроводов, пешеходных мостов и тоннелей и др.) необходимо учитывать требования настоящего СТУ.

1.9 Краткое описание объекта и условий строительства

1.9.1 ВСМ проектируется как технологический комплекс, включающий в себя совокупность подсистем железнодорожной инфраструктуры и подвижного состава.

1.9.2 Трасса участка Москва – Казань высокоскоростной магистрали Москва-Казань-Екатеринбург проходит по территории семи субъектов Российской Федерации: города Москвы, Московской, Владимирской, Нижегородской областей, республик Чувашии, Марий-Эл, Татарстана.

Трасса соединяет крупные города: Москва, Нижний Новгород, Чебоксары, Казань.

1.9.3 Район строительства располагается на Восточно-Европейской (Русской) платформе и в геологическом отношении состоит из кристаллического фундамента, не выходящего на поверхность, и осадочного чехла. В составе кристаллического фундамента – граниты и гнейсы архейского и протерозойского возраста, в составе осадочного чехла – отложения палеозойской, мезозойской и кайнозойской эр. Ледники оставили после себя моренные суглинки с галькой и валунами различных пород (граниты, гнейсы, кварциты, доломиты, известняки, песчаники); особенно заметные следы на территории области оставило днепровское оледенение (мощность морены достигает 15 м). На территории Нижегородской области в местах прохождения трассы ВСМ развиты карстовые формы рельефа (пещеры, провалы и др.).

Сейсмическая интенсивность района работ в баллах шкалы MSK-64 для средних грунтовых условий по карте ОСР-97-В составляет:

- для участков трассы, проходящих по территориям Московской, Владимирской и части Нижегородской областей – менее 6 баллов;
- для участков трассы, проходящих по территориям части Нижегородской области, Республик Чувашии, Марий Эл, Татарстана - 6 баллов.

Сейсмическая интенсивность района работ в баллах шкалы MSK-64 для средних грунтовых условий по карте ОСР-97-С составляет:

- для участков трассы, проходящих по территории Московской области – менее 6 баллов;
- для участков трассы, проходящих по территориям Владимирской и части Нижегородской областей - 6 баллов;
- для участков трассы, проходящих по территориям республик Чувашии, Марий Эл, Татарстана - 7 баллов.

Решение о выборе карт ОСР-97 принимается Заказчиком работ по предоставлению Генпроектировщика (в соответствии с п. 4.3 СП 14.13330).

1.9.4 Климат района строительства – умеренно континентальный, сезонность четко выражена: лето теплое, зима умеренно холодная. Самый холодный месяц – январь (средняя температура -10°С; абсолютный минимум температуры воздуха -47°С), самый теплый – июль (средняя температура +20,2°С; абсолютный максимум температуры воздуха до +39°С). Континентальность климата увеличивается с запада на восток. Среднегодовое количество осадков изменяется от 550 до 720 мм. Максимальный суточный слой осадков превышает 120 мм.

Густота речной сети 0,4 – 0,8 км/км^2. Среднегодовой слой стока составляет 150 – 220 мм. Основные реки, пересекаемые проектируемой железной дорогой (Нерская, Бужа, Клязьма, Ока, Теша, Пьяна, Сура, Волга, Илеть), характеризуются Восточно-Европейским типом водного режима (по классификации Б.Д. Зайкова). Основная фаза водного режима – весеннее половодье, сформированное снеговым питанием, в течение которого проходит, как правило, более 50% годового стока. Летняя межень неустойчива, прерывается дождевыми паводками. Зимняя межень более устойчива, в течение 120 – 160 суток наблюдается ледостав.

1.9.5 ВСМ проектируется двухпутной с шириной колеи 1520 мм на скорость движения высокоскоростных пассажирских поездов до 400 км/ч, с возможностью пропуска пассажирских поездов со скоростью до 200 км/ч, специальных контейнерных поездов со скоростью до 160 км/ч, а так же хозяйственных поездов для обслуживания пути со скоростью до 90 км/ч.

1.9.6 ВСМ проектируется с электрической тягой.

1.9.7 Все подсистемы железнодорожной инфраструктуры и подвижного состава должны быть совместимы между собой.

1.9.8 При проектировании искусственных сооружений ВСМ на участках, на которых реализуемые скорости поездов менее 200 км/ч, используется существующая нормативная база. Исключение составляют объекты или их составные части, для которых применяются инновационные проектные решения, специфические для ВСМ.

1.9.9 Основные данные Обоснований инвестиций:

- длина участка Москва - Казань составляет 770 км;
- максимальный уклон 24‰.

2 Нормативные ссылки

В настоящем СТУ использованы ссылки на нормативные документы, приведенные в приложении А.

3 Термины и определения

В настоящем СТУ применены термины и соответствующие определения, приведенные в приложении Б.

4 Обозначения

Основные буквенные обозначения, принятые в настоящем СТУ, приведены в приложении В.

5 Проектирование искусственных сооружений

5.1 Общие указания

5.1.1 При проектировании, строительстве и эксплуатации объектов инфраструктуры ВСМ на участках, на которых максимальные скорости поездов не превышают 200 км/ч, используется существующая нормативная база. Исключение составляют объекты или их составные части, для которых применяются инновационные проектные решения, специфические для ВСМ.

5.1.2 При проектировании мостов и труб основной задачей является обеспечение: надежности в течении всего срока эксплуатации (долговечности), бесперебойности пропуска высокоскоростного и технологического транспорта, комфорта перемещения пассажиров, удобства выполнения работ по техническому обслуживанию сооружений и их ремонтопригодности.

5.1.3 Все искусственные сооружения, расположенные на перегонах, как правило, следует проектировать двухпутными; расположенные на станциях - в соответствии с путевым развитием станции.

5.1.4 При выполнении расчетных обоснований надежности искусственных сооружений все нагрузки от поездов, перечисленных в п. 1.8.1 (высокоскоростные, пассажирские, контейнерные, поезда обслуживания) следует учитывать два расчетных случая и два типа подвижных временных нагрузок:

1) Случай пропуска высокоскоростного поезда (далее ВСП) на проектной скорости (до 350 км/ч). В качестве нагрузок используются наборы сил от давления осей высокоскоростных поездов, приведенных в приложении Ж, или эквивалентных нагрузок от этих поездов, приведенных в приложении И (далее нагрузки от ВСП).
2) Случай проезда по сооружению поезда обслуживания. При расчетах надежности воздействие от этих поездов учитывается нагрузкой железнодорожных путей СК по методикам СП 35.13330.2011 "Мосты и трубы" (далее СК). При этом класс нагрузки принимается равным 8,0 (далее С8).

Примечание - Класс нагрузки К=8 принят из условия, что усилия и напряжения в элементах конструкции от загружения одного пути нагрузкой СК не превышают соответствующих значений при загружении двух путей нагрузкой ВСП (с учетом динамического воздействия).

5.1.5 Основной нагрузкой (воздействием) следует считать нагрузку от высокоскоростных поездов. Первоочередными задачами проектирования следует считать выполнение требований надежности пропуска высокоскоростных пассажирских поездов и комфортности проезда пассажиров. При выборе вариантов конструктивных решений следует отдавать предпочтение тем, в которых эти требования обеспечены наиболее полно.

5.1.6 Одновременное появление на сооружении высокоскоростного поезда (ВСП) и пассажирского или контейнерного поездаов допускается только в том случае, если в этой ситуации значения прогибов и силовых факторов в элементах конструкций сооружения и элементах пути не превышают соответствующих значений при случае прохода двух высокоскоростных поездов.

Примечания

1) Данное условие должно соблюдаться эксплуатирующими структурами при составлении графиков движения и при формировании составов контейнерных поездов.
2) Данное требование может быть откорректировано после изучения вопросов, связанных с аэродинамическими взаимодействиями высокоскоростных пассажирских поездов, движущихся на расчетной скорости, и существующих вагонов и платформ, находящихся на соседнем пути (сохранность "обычного" остекления, надежность крепления грузов и т.п.) и получения опытных подтверждений возможности такого сочетания.

5.1.7 Появление на сооружении поезда обслуживания, эквивалентная нагрузка от которого соответствует СК класса 8, возможно только в том случае, если на том же участке магистрали отсутствует высокоскоростной поезд.

Примечания

1) После исследования вопросов гарантированной сохранности пути после прохождения "тяжелого" поезда данный пункт может быть дополнен требованием обязательного контроля пути перед началом высокоскоростного движения.
2) Возможно изменение пункта на требование снижения скорости высокоскоростного пассажирского поезда на участке нахождения хозяйственного поезда для обслуживания инфраструктуры (случай ремонта).

5.1.8 При проектировании мостов для высокоскоростного движения должно быть уделено особое внимание динамическим расчетам конструкций, в том числе контролю резонансных явлений, а при проектировании большепролетных конструкций – вопросам аэродинамического взаимодействия высокоскоростного поезда и элементов конструкций, а также вопросами ветрового воздействия.

5.1.9 Для малых и средних мостов следует применять унифицированные конструктивные и технологические решения, специально разработанные на начальной стадии проектирования. Оптимальные конструктивные решения унифицированной серии пролетных строений должны быть разработаны с учетом результатов динамических расчетов на нагрузку от высокоскоростных поездов, в зависимости от типа верхнего строения пути на проектируемом участке магистрали и обоснованы на основании технико-экономического сравнения вариантов. Индивидуальное проектирование допустимо при разработке проектов больших и внеклассных мостов, мостов больших пролетов, при расположении мостов на участках со сложным продольным профилем, а также в иных обоснованных случаях.

5.1.10 Проектирование мостов и труб следует выполнять на основе результатов инженерных изысканий, выполненных с соблюдением требований государственных стандартов, норм, правил и инструкций, регламентирующих выполнение изыскательских работ.

Виды проводимых инженерных изысканий устанавливаются заказчиком совместно с привлекаемой проектной организацией. Состав инженерных изысканий, методы выполнения и объемы отдельных видов работ, устанавливаются программой инженерных изысканий, разработанной организацией, проводящей изыскания по техническому заданию проектной организации, составленному на основе задания заказчика.

Проектирование искусственных сооружений железнодорожного пути без соответствующих достаточных данных инженерных изысканий не допускается.

5.1.11 Принимаемые проектные решения должны предусматривать меры по охране окружающей среды, по поддержанию экологического равновесия и охране флоры и фауны, минимизации шумового и иного негативного воздействия строительства и эксплуатации ВСМ в районах жилой застройки, а также обеспечивать рациональное расходование строительных материалов, экономию топливных и энергетических ресурсов при минимальной стоимости и трудоемкости строительства и эксплуатации.

5.1.12 На водотоках необходимо предусматривать безопасный пропуск под мостами и в трубах максимального расхода воды, а при необходимости – выполнение иных требований, в том числе судоходства.

5.1.13 При проектировании и строительстве следует учитывать перспективы развития сети ВСМ и иной дорожной сети, освоения земель в сельскохозяйственных и иных целях [2].

5.1.14 Основные технические решения, принимаемые в проектах мостовых сооружений и труб, следует обосновывать путем сравнения технико-экономических показателей конкурентоспособных вариантов.

5.2 Расположение мостов и труб

5.2.1 Выбор места мостового перехода, назначение положения сооружения в плане и профиле, определение величин пролетов, назначение схемы моста (разбивку на пролеты) следует производить с учетом:

- технико-экономического обоснования вариантов;
- требований трассирования магистрали;
- русловых, геологических, гидрогеологических, экологических, ландшафтных и других местных условий, влияющих на технико-экономические и иные показатели соответствующего участка дороги;
- обеспечения безопасности и бесперебойности движения поездов;
- удобства содержания и эксплуатации сооружений;

5.2.2 При выборе места мостового перехода через водотоки (реки) необходимо учитывать возможные русловые переформирования и смещения русла за расчетный период службы моста. При этом, по возможности следует:

- мост располагать перпендикулярно течению воды (с косиной не более 10°) на прямо-линейном участке с устойчивым руслом, в месте с неширокой (малозатопляемой) поймой, удаленном от перекатов на расстоянии не менее 1,5 длины расчетного судового или плотового состава;
- середину судоходных пролетов совмещать с осью соответствующего судового хода, учитывая возможные русловые переформирования и смещения за расчетный период службы моста;
- обеспечивать взаимопараллельность оси судового хода, направления течения воды и плоскостей опор, обращенных в сторону судоходных пролетов;
- отклонение от параллельности судового хода и направления течения реки принимать не более 10°;
- не допускать увеличения скорости течения воды в русле при расчетном судоходном уровне, вызванного строительством мостового перехода, свыше 20%

при скорости течения воды в естественных условиях до 2 м/с и 10% - при скорости свыше 2,4 м/с (при скорости течения воды в естественных условиях выше 2 м/с до 2,4 м/с процент допускаемого увеличения средней скорости следует определять по интерполяции);

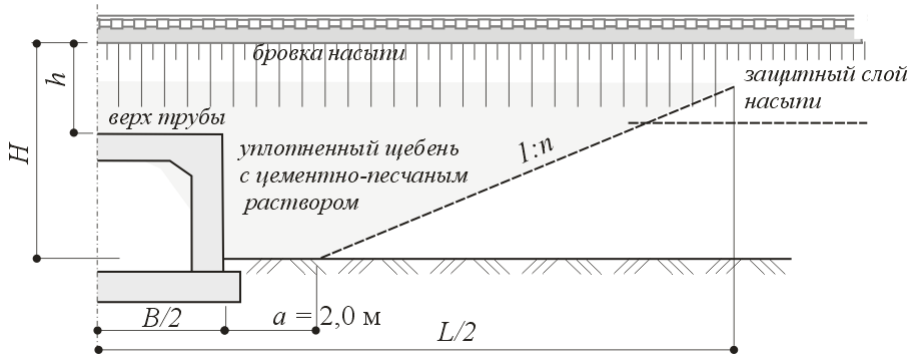
– поперечное сечение опор моста в пределах затопления до отметки уровня воды (с учетом влияния подпора и волны) при максимальном расходе наибольшего паводка, как правило, предусматривать обтекаемым.

5.2.3 Число и размеры водопропускных сооружений на пересечении водотоков следует определять на основе результатов инженерных изысканий и гидравлико-гидрологических расчетов, при этом сооружения следует располагать так, чтобы вызванное их строительством и эксплуатацией изменение гидрологических условий не нарушало хозяйственных интересов местного населения, промышленных и других предприятий и организаций, а также не вызвало необратимых нарушений экологической среды в районе расположения мостового сооружения или трубы.

5.2.4 Мостовые сооружения с устройством рельсового пути на балласте, а также трубы разрешается располагать на участках ВСМ с любым профилем и планом, принятыми для проектируемой магистрали.

Мостовые сооружения с безбалластной проезжей частью следует располагать на прямых участках пути. При этом уклоны пути на мостах следует принимать с учетом принятой конструкции крепления рельс и безбалластных плит мостового полотна, обеспечивающих их надежную работу на принятом уклоне.

5.2.5 Толщину засыпки над звеньями или плитами перекрытия труб (включая пешеходные тоннели), а также над сводами мостов следует принимать не менее 2,5 м от верха звена (плиты перекрытия) трубы или верхней точки свода до бровки земляного полотна. При этом с обеих сторон от труб должны устраиваться участки переменной жесткости. На рисунке 5.1 приводится рекомендованный вариант участков переменной жесткости с использованием фракционного щебня оптимального состава, позволяющего обеспечить его уплотнение до $K \geq 0{,}95$ с проливкой его цементно-песчаным раствором (5%) с обеспечением коэффициента постели $k \geq 150$ МПа/м и модуля деформации $E \geq 120$ МПа. Длина участков переменной жесткости L и показатель заложения откоса n назначаются по расчету.



Здесь L – длина участка переменной жесткости;
H – высота насыпи;
h – толщина засыпки над трубой;
n – показатель заложения откоса.

Рисунок 5.1 - Вариант участков переменной жесткости у водопропускных труб

5.2.6 Толщину засыпки над железобетонными трубами и пешеходными тоннелями, расположенными в пределах железнодорожных станций и остановочных пунктов, следует принимать согласно требований существующей нормативной базы.

5.3 Основные требования к конструкциям

Общие положения

5.3.1 Конструктивные, архитектурные и объемно-планировочные решения мостовых сооружений и труб, применяемые материалы и изделия должны быть технологически целесообразными и исполнимыми при строительстве, текущем содержании в период эксплуатации, при ремонтах и реконструкции.

5.3.2 При применении в конструкциях сооружений типовых элементов или стандартных деталей необходимо учитывать установленные для них допустимые отклонения формы и геометрических размеров согласно ГОСТ 26607-85. Для нетиповых элементов и нестандартных изделий при соответствующем обосновании могут быть установлены свои значения допустимых отклонений.

5.3.3 Основные размеры пролетных строений и опор новых мостовых сооружений, а также массу и размеры элементов сборных конструкций следует назначать с учетом условий изготовления и возможности использования при монтаже и перевозке общестроительных и специализированных кранов и транспортных средств серийного производства.

При назначении конструкций опорных частей, деформационных швов и размеров оголовков опор следует учитывать горизонтальные и вертикальные перемещения верха опор.

5.3.4 Конструкции деформационных устройств (опорных частей, шарниров, деформационных швов, уравнительных приборов, сезонных уравнительных рельсов) и их расположение должны обеспечивать необходимую свободу предусматриваемых взаимных перемещений (линейных, угловых) отдельных частей (элементов) сооружения.

Проектная документация должна содержать указания по установке деформационных устройств с учетом степени готовности сооружения и температуры воздуха (конструкции) во время замыкания конструкции согласно требованиям пп. 6.6.3.1-6.6.3.6.

5.3.5 Для неразрезных пролетных строений рекомендуется на каждой опоре устанавливать опорную часть или иное устройство, ограничивающее поперечные деформации.

Определение перемещений в деформационных устройствах следует производить с учетом требований п. 6.4.5.

5.3.6 На мостовых переходах при необходимости регулирования направления потока и предотвращения подмывов (размывов) следует предусматривать регуляционные и берегоукрепительные сооружения.

Регуляционные сооружения (струенаправляющие дамбы) следует предусматривать при пойменном расходе воды не менее 15% расчетного расхода, а также при соответствующих ситуационных особенностях перехода (прижимных течениях, перекрытиях протоков и т.п.).

Для труб и мостов на основании гидравлико-гидрологических расчетов следует, при необходимости, предусматривать спрямление, планировку и укрепление русел.

5.3.7 Отверстие (и высоту в свету) труб следует назначать, как правило, не менее, м:

- 1,0 - при длине трубы до 20 м;
- 1,25 - при длине трубы 20 м и более.

Отверстия труб и малых мостов допускается увеличивать для использования их в качестве пешеходных переходов, скотопрогонов и для пропуска сельскохозяйственных машин с обеспечением соответствующих габаритов согласно п. 8.4 СП 119.13330.2012.

5.3.8 Водопропускные трубы, как правило, следует предусматривать с входными и выходными оголовками, форма и размеры которых обеспечивают принятые в расчетах условия протекания воды и устойчивость насыпи, окружающей трубу.

Для водопропускных труб следует предусматривать безнапорный режим работы.

Допускается предусматривать полунапорный режим работы водопропускных труб для пропуска только наибольшего расхода. При этом под оголовками и звеньями следует предусматривать фундаменты, а при необходимости - также противофильтрационные экраны.

При наличии ледохода и карчехода на водотоке применение труб не допускается.

5.3.9 В проектной документации должны быть предусмотрены мероприятия по защите элементов и частей мостов и труб от повреждений при отсыпке насыпи и укреплении откосов, от засорения и загрязнения, вредных воздействий агрессивных сред, высоких температур, блуждающих токов и т.п.

5.3.10 Расстояние между осями главных путей на искусственных сооружениях на прямых и кривых участках следует определять междупутьем, принятым на подходах к ним.

При раздельных пролетных строениях (под каждый путь) расстояние в свету следует назначать не менее: 1,0 м - между смежными главными фермами (балками) и не менее 0,20 м - между гранями балластного корыта или плит проезжей части.

Водоотвод

5.3.11 Верх безбалластных плит пролетных строений, плит служебных проходов по мостам, на которые может попадать вода, следует проектировать с поперечным уклоном не менее 20 ‰, в балластных корытах мостов - не менее 30 ‰.

5.3.12 Неорганизованный сброс воды с мостового полотна на мостах, находящихся в пределах городов и населенных пунктов, по всей их длине не допускается.

Вода из водоотводящих устройств не должна попадать на нижележащие конструкции, а также на железнодорожные пути и проезжую часть автомобильных дорог, расположенных под путепроводами.

Для предотвращения увлажнения нижних поверхностей железобетонных и бетонных конструкций (консолей плит крайних балок, оголовков опор и др.) на них следует устраивать защитные выступы и слезники.

5.3.13 Водоотводные трубки должны иметь внутренний диаметр не менее 150 мм.

Трубки для отвода дренажных вод должны иметь диаметр не менее 40 мм.

Водоотводные трубки в балластных корытах мостов следует устраивать из расчета не менее 5 $см^2$ сечения трубки на 1 $м^2$ площади стока.

Водоотводные и дренажные трубки следует устанавливать во время бетонирования конструкций. Гидроизоляция должна быть заведена в воронку трубки и защемлена водоприемным стаканом. Конструкция трубок должна позволять быструю и простую их разборку и прочистку.

Гидроизоляция

5.3.14 Все внутренние поверхности балластных корыт пролетных строений и устоев, переходные плиты, а также засыпаемые грунтом поверхности устоев, водопропускных труб (лотков) должны быть защищены изоляцией, препятствующей проникновению воды к защищаемым поверхностям бетона.

5.3.15 Гидроизоляция должна быть: водонепроницаемой по всей изолируемой поверхности; водо-, био-, тепло-, морозо- и химически стойкой; неповреждаемой при возможном образовании на изолируемой поверхности бетона трещин; прочной при длительных воздействиях постоянной и временной нагрузок и возможных деформациях бетона; герметичной в местах перекрытия строповочных отверстий и в сопряжениях с бортиками балластных корыт, а также с водоотводными и ограждающими устройствами, конструкциями деформационных швов, тротуарными блоками, карнизами, перилами, столбами и т. п.

5.3.16 Конструкцию гидроизоляции и применяемые для ее устройства материалы следует принимать исходя из требований обеспечения эксплуатационной надежности в интервале температуры наружного воздуха в районе строительства (по СП 131.13330.2012) от абсолютной минимальной до максимальной с учетом солнечной инсоляции.

При назначении гидроизоляции балластных корыт пролетных строений мостов, устоев, водопропускных труб должны учитываться также другие особенности климатических условий в районе строительства.

5.3.17 Выравнивающий слой следует выполнять из бетона на мелком заполнителе. Класс бетона по прочности на сжатие следует принимать для мостов не ниже В25 и для труб - не ниже В20.

5.4 Габариты

5.4.1 Габариты приближения конструкций проектируемых сооружений должны соответствовать габариту приближения строений $С_{400}$ (рисунок 5.4.1).

5.4.2 Габариты приближения конструкций проектируемых сооружений на участках, на которых скорость движения поездов не будет превышать 200 км/ч должны следует принимать по габариту С в соответствии с ГОСТ 9238-2013.

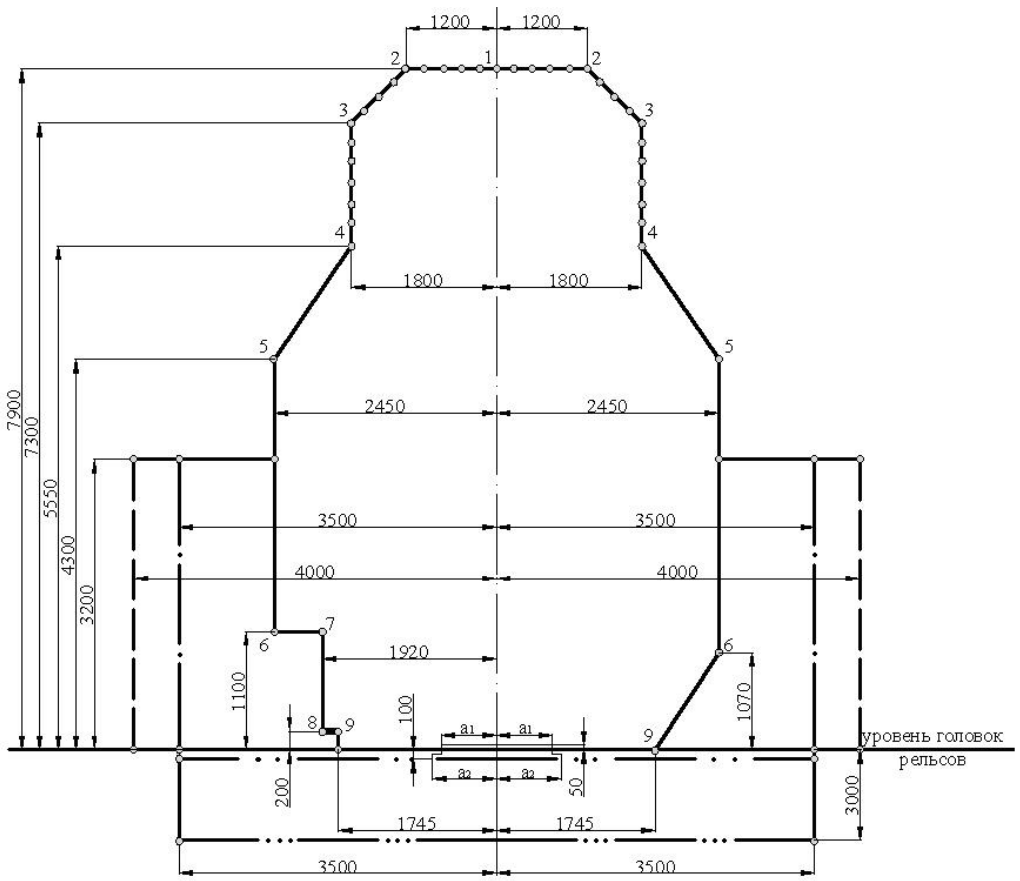
5.4.3 На путепроводах через автомобильные дороги общего пользования расстояние от низа конструкций до проезжей части должно быть не менее 5,5 м. С обеих сторон сооружения должны устраиваться жесткие габаритные ворота.

5.4.4 Габариты сооружений для пропуска полевых дорог и прогона скота (миграции диких животных) при отсутствии специальных требований следует принимать, м:

а) для полевых дорог: высоту не менее 4,5, ширину – 6,0, но не менее максимальной ширины, увеличенной на 1,0 м, сельскохозяйственных машин, движение которых возможно на дороге;
б) для прогона скота: высоту не менее 3,0, ширину не менее 8,0.

Полевая дорога или дорога для прогона скота, проходящая под пролетом моста или в трубе под насыпью, должна быть укреплена по всей ее ширине и на участках длиной не менее 10,0 м в каждую сторону от сооружения. При необходимости у сооружений устраивают направляющие ограждения.

5.4.5 Габариты подмостовых судоходных пролетов на внутренних водных путях следует принимать в соответствии с ГОСТ 26775-97.



Линия приближения пролетных строений мостов, платформ, настилов переездов, механизмов стрелочных переводов и расположенных в их пределах устройств СЦБ, а также устройств, располагаемых на междупутьях.

Размер 3500 мм – линия приближения мачт светофоров, опор контактной сети, а также зданий, сооружений и устройств (кроме пролетных строений мостов, платформ), расположенных с внешней стороны крайних путей перегонов и отдельно лежащих путей на станциях.

Линия, ограничивающая пространство для размещения устройств контактной сети и токоприемника.

Линия приближения опор путепроводов, перил на мостах, шумозащитных экранов.

Линия, выше которой на перегонах и в пределах полезной длины путей на станциях не должно подниматься ни одно устройство, кроме настилов переездов, индукторов локомотивной сигнализации, а также механизмов стрелочных переводов и расположенных в их пределах устройств СЦБ.

Линия приближения фундаментов зданий и опор, кабелей, трубопроводов и других, не относящихся к пути сооружений на перегонах и станциях, за исключением инженерных сооружений и устройств СЦБ в местах расположения сигнальных и трансляционных точек.

Рис. 5.2 - Габарит приближения строений $С_{400}$

5.4.6 Положение элементов моста над уровнями воды и ледохода на несудоходных и несплавных водотоках, а также в несудоходных пролетах мостов на судоходных водных путях следует определять в зависимости от местных условий и принятой схемы моста. Размеры возвышений отдельных элементов моста над

соответствующими уровнями воды и ледохода во всех случаях не должны быть менее величин, указанных в таблице 5.1.

Таблица 5.1

Часть или элемент моста	Возвышение частей или элементов, м		
	над уровнем воды (с учетом влияния подпора и волны) при максимальных расходах паводков		над наивысшим уровнем ледохода
	расчетных	наибольших	
Низ пролетных строений:			
а) при глубине подпертой воды 1 м и менее	0,50	0,25	-
б) то же, свыше 1 м	0,75	0,25	0,75
в) при наличии на реке заторов льда	1,00	0,75	1,00
г) при наличии карчехода	1,50	1,00	-
д) при селевых потоках	-	1,00	-
Верх площадки для установки опорных частей и стальных элементов опор	0,25	-	0,50
Низ пят арок и сводов	0,25	-	0,25

Примечания

1) Для малых мостов наименьшее возвышение низа пролетных строений допускается определять без учета высоты ветровой волны.
2) При наличии явлений, вызывающих более высокие уровни воды вследствие подпора от нижележащих рек, озер или водохранилищ, нагона воды ветром, образования заторов или прохождения паводков по руслам, покрытым льдом, и др., указанные в таблице возвышения следует отсчитывать от этих уровней.

5.4.8 При определении возвышения верха площадки для установки опорных частей уровень воды необходимо определять с учетом набега воды от динамического воздействия речного потока на опору моста. Набег воды на опору моста следует принимать по таблице 5.2 в зависимости от скорости течения набегающего речного потока:

Таблица 5.2

Скорость течения V, м/с	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Набег воды ΔH, м	0,2	0,6	1,2	1,9	2,5	3,2

5.4.8 Возвышение низа пролетных строений над наивысшим уровнем водохранилища у мостов, расположенных в несудоходных и несплавных зонах водохранилища, должно быть не менее 0,75 высоты расчетной ветровой волны с увеличением на 0,25 м.

Наименьшее возвышение низа пролетных строений при наличии наледи необходимо назначать с учетом ее высоты.

Расстояние между промежуточными опорами в свету при наличии карчехода следует назначать с учетом размеров карчей, но не менее 15,0 м, за исключением береговых пролетов мостов с отсыпными устоями.

5.4.9 Возвышение высшей точки внутренней поверхности трубы в любом поперечном сечении над поверхностью воды в трубе при максимальном расходе расчетного паводка и безнапорном режиме работы должно быть в свету: в круглых и сводчатых трубах высотой до 3,0 м - не менее 1/4 высоты трубы, свыше 3,0 м - не менее 0,75 м, в прямоугольных трубах высотой до 3,0 м - не менее 1/6 высоты трубы, выше 3,0 м - не менее 0,50 м.

5.5 Расчет мостов и труб на воздействие водного потока

5.5.1 Расчет мостов, труб и пойменных насыпей на воздействие водного потока следует производить по максимальным расходам и соответствующим им уровням расчетных 1% вероятностью превышения и наибольших паводков вероятностью превышения 0,33%. При обследовании и изучении гидрологических условий функционирования близлежащих объектов различного предназначения (железные, автомобильные дороги и мосты, плотины, гидроузлы, водозаборы, мелиоративные и другие сооружения) возникает необходимость оценки критериев вероятности превышения, на которые они были запроектированы. Эти критерии должны быть определены по соответствующим современным и ранее действующим нормативным документам.

При наличии в створе мостового перехода проявлений уровней воды, не обусловленных паводковыми расходами воды и вызванных нагонными ветрами, заторами, изменениями дна, подпорами в устьях рек и у гидротехнических сооружений и другими явлениями, высотные размеры сооружений должны устанавливаться по этим уровням требуемой вероятности превышения, если они выше уровней, обусловленных паводковыми расходами воды той же вероятности превышения.

В расчетах следует учитывать опыт водопропускной работы близкорасположенных сооружений на том же водотоке, взаимное влияние водопропускных сооружений, а также влияние на проектируемые водопропускные сооружения существующих или намечаемых к строительству гидротехнических и других речных сооружений.

При наличии вблизи мостов и труб инженерных сооружений, зданий и сельскохозяйственных угодий необходимо проверить их безопасность от подтопления вследствие подпора воды перед сооружением.

Для водопропускных сооружений, расположенных вблизи некапитальных плотин, необходимо учитывать возможность прорыва этих плотин.

На мостах, располагаемых на водных объектах, имеющих рыбохозяйственное значение, необходимо определять гидравлико-гидрологические характеристики водного потока 5% вероятности превышения.

Расчеты временных и вспомогательных сооружений (устройств) следует производить на вероятность превышения, равную 10%.

5.5.2 Определение максимальных расходов воды весенних половодий и дождевых паводков требуемой вероятностей превышения при наличии ряда длительных гидрометрических наблюдений следует производить в соответствии с рекомендациями СП 33-101-2003 и Пособия к СНиП 2.05.03-84 (ПМП-91).

5.5.3 В качестве расчетного следует принимать наибольший из вычисленных расходов воды снегового, смешанного или дождевого генезиса.

5.5.4 Построение расчетных гидрографов максимального стока воды весеннего половодья и дождевых паводков следует производить в соответствии с рекомендациями СП 33-101-2003 и по криволинейной схематизации Д.Л. Соколовского с применением парабол второй или третьей степени, сходящихся в точке максимума расчетного расхода воды.

5.5.5 Определение расчетных уровней воды весенних половодий или дождевых паводков требуемой вероятности превышения при наличии ряда длительных гидрометрических наблюдений следует производить в соответствии с рекомендациями СП 33-101-2003 и Пособия к СНиП 2.05.03-84 (ПМП-91).

5.5.6 Определение расчетных уровней высокого ледохода, первой подвижки льда, меженных уровней воды, месячных уровней воды строительного периода, максимальных толщин льда, а также других уровней воды и гидрологических характеристик весеннего и летне-осеннего периодов при наличии ряда длительных гидрометрических наблюдений рекомендуется производить по эмпирическим кривым распределения вероятности превышения этих уровней и характеристик с применением лекальных параболических кривых.

5.5.7 Основным критерием надежности экстраполяции принятых к расчету кривых распределения вероятности превышения максимальных расходов и уровней воды, а также других уровней и гидрологических характеристик, указанных в п. 5.5.2 следует считать их наибольшее соответствие эмпирическим кривым и ее точкам и особенно находящихся в ее серединной и верхней частях.

5.5.8 Учет аккумуляции перед водопропускными сооружениями не допускается.

5.5.9 Размеры отверстий больших и средних мостов следует определять с учетом подпора, ширины бытового русла, природного, сосредоточенного, общего и местного размывов у опор, конусов и регуляционных сооружений. Отверстие моста в свету не должно быть меньше устойчивой ширины русла.

Размеры мостов, сооружаемых в городах, следует назначать с учетом намечаемого регулирования реки и требований планировки набережных.

5.5.10 Глубину природного размыва в подмостовом русле следует определять по результатам анализа русловых переформирований в верхнем слое современных аллювиальных отложений.

Глубины местного размыва у промежуточных опор моста, у подошв подмостовых конусов и регуляционных дамб следует определять в соответствии с рекомендациями СП 32-102-95.

Глубину общего размыва подмостовых русел следует определять по методике Л.Л. Лиштвана, основанной на скоростях динамического равновесия.

При морфометрической основе расчета вычисленные максимальные глубины общего размыва следует увеличивать на 15%.

5.5.11 При построении линии суммарных размывов надлежит учитывать возможные естественные переформирования русла и особенности его геологического строения в подмостовом и в предмостовом пространствах.

5.5.12 Величину коэффициента общего размыва, как правило, следует принимать не более 2,0.

Для мостов через распластанные русла предгорных рек и неглубокие водотоки допускается принимать коэффициенты общего размыва более указанного значения.

При построении линии наибольших (суммарных) размывов в подмостовом русле надлежит учитывать, кроме природного и общего размывов, местные размывы у опор, влияние регуляционных сооружений и других элементов мостового перехода.

5.5.13 Срезку грунта в пойменной части отверстия моста на равнинных реках допускается принимать как исключение и только при достаточном обосновании. Такая необходимость может возникнуть в эксплуатационный период при недостаточности отверстия существующего моста.

Срезка в русле побочней, отмелей при расчете площади живого сечения под мостом не учитывается и не допускается.

5.5.14 На периодических водотоках допускается проектирование мостов с укрепленным руслом.

5.5.15 Минимальное возвышение бровок земляного полотна на подходах к большим и средним мостам над расчетными уровнями высокой воды следует определять с учетом набега волны на откосы, возможного подпора воды и запаса, равного 0,5 м для земляного полотна, регуляционных сооружений и берм насыпей.

Возвышение бровки земляного полотна на подходах к малым мостам и трубам над уровнями воды при паводках по п. 5.4.6 (с учетом подпора) следует принимать не менее 0,5 м, а для труб при полунапорном режиме работы - не менее 1,0 м.

В пределах воздействия льда на пойменную насыпь отметка ее бровки должна быть не ниже отметок верха навала льда, а также отметок наивысшего заторного или зажорного льда с учетом полуторной толщины льда.

5.5.16 Подмостовые конуса и подтопляемые откосы подходов к мосту должны быть надежно защищены от возможных продольных течений, волновых и ледовых воздействий, а также от размывов, способных возникать у их подошв.

Типы укреплений откосов и подошв конусов и насыпей в пределах их подтопления следует назначать в зависимости от их высоты и крутизны, условий ледохода и карчехода, воздействия волн и скоростей течения воды.

5.6 Верхнее строение пути на мостах

5.6.1 На мостах укладывается только бесстыковой путь.

Устройство бесстыкового пути на мостах высокоскоростной магистрали должно выполняться по индивидуальному проекту. Требования к укладке бесстыкового пути принимается по СТУ «Верхнее строение пути участка Москва – Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Москва – Казань – Екатеринбург. Технические нормы и требования к проектированию и строительству».

5.6.2 При проектировании мостов необходимо стремиться к уменьшению дополнительных напряжений в рельсовом пути от воздействия температуры и поездной нагрузки. Дополнительные напряжения следует определять с учетом продольного взаимодействия элементов системы «мост – бесстыковой путь».

5.6.3 Температура закрепления рельсовых плетей на мостах должна приниматься такой, чтобы обеспечивалась устойчивость пути при максимальной положительной расчетной температуре рельсов, а расчетная величина зазора в рельсовой плети при её случайном изломе при максимальной отрицательной температуре не превышала 50 мм. При невозможности обеспечить указанные требования рельсовые плети должны иметь разрывы в зонах максимальных расчетных напряжений. В местах разрывов рельсовых плетей необходимо устанавливать уравнительные приборы или уравнительные стыки для компенсации перемещений рельсовых плетей, обусловленных изменениями температуры воздуха или воздействиями поездной нагрузки.

5.6.4 Рельсы на мостах следует укладывать объемно-закаленные, тяжелого типа с массой не менее 60 кг/пог.м и не легче рельсов, укладываемых на подходах. Временное сопротивление рельсовой стали должно быть не менее 1240 Н/мм^2. Рельсы должны отвечать условию прямолинейности и иметь неровности в вертикальной плоскости не более 0,15 мм на длине 3 м, а в горизонтальной плоскости не более 0,45 мм на длине 1,5 м. Твердость по поверхности катания головки рельсов должна быть не менее 360 НВ.

5.6.5 Мостовое полотно на искусственных сооружениях может устраиваться на безбалластных железобетонных плитах или на балласте, при этом мостовое полотно должно соответствовать конструкции верхнего строения пути на подходах на длине 500 м от сооружения в каждую сторону.

Конструкция верхнего строения пути по всей длине сооружения должна быть одинаковой.

На малых мостах конструкция верхнего строения пути должна быть такой же, как на подходах к ним.

5.6.6 При езде на балласте допускается обеспечивать стабильность балластной призмы при высоких скоростях движения путем связывания верхнего слоя балласта специальным полимерным составом или иными методами при обязательном подтверждении расчетами.

5.6.7 При езде на балласте следует использовать мостовые железобетонные шпалы в количестве 2000 шт/км (таблица 6.1 СП 119.13330.2012), Толщина балластного слоя под шпалой на мостах должна быть не менее 40 см.

Подошва шпал должна быть утоплена в балласт на 15 см ниже верха бортов балластного корыта. На шпалы укладываются контруголки по длине моста и за его пределами. За пределами шкафных стенок контруголки сводятся в челноки длиной не менее 20 м. Для уменьшения динамической нагрузки на верхнее строение пути от аэродинамического воздействия высокоскоростных поездов вертикальные полки контруголков на концах челноков срезаются на длине не менее 10 м с плавным уменьшением высоты уголков.

5.6.8 Внутренние размеры балластных корыт пролётных строений должны позволять производить ремонт пути на сооружениях с помощью путеремонтных машин при минимальном приближении бортика корыта к оси пути 2,25 м.

Контруголки должны укладываться и на безбалластном мостовом полотне.

5.6.9 Мосты с устройством рельсового пути на балласте и водопропускные трубы разрешается располагать на участках с любым профилем и планом, принятыми для проектируемой магистрали. Мосты с безбалластной проезжей частью следует располагать на прямых участках пути, горизонтальных площадках или уклонах не более 4 ‰. Возможность отступления от указанных требований определяется особенностями конструкции безбалластного мостового полотна.

5.6.10 Непрерывный бесстыковой путь на мостах укладывается:

- на железобетонных мостах с ездой на балласте без ограничения суммарных длин пролетных строений:
  1) с балочными пролетными строениями длиной до 33,6 м [1];
  2) с арочными (без затяжки) пролётными строениями;
- на стальных мостах с ездой на балласте:
  1) на однопролётных мостах с длиной пролетного строения до 55 м;
  2) на многопролётных мостах с суммарной длиной пролётных строений до 220 м и длине одного пролётного строения не более 55 м.

5.6.11 Размещение уравнительных приборов по длине моста длиной более 55 м должно определяться расчетом продольного взаимодействия элементов системы «мост – бесстыковой путь» на температурные и силовые воздействия.

5.6.12 Силы, возникающие при совместной работе конструкций моста и рельсовых путей, должны быть учтены при расчёте пролётных строений, неподвижных опорных частей, опор, а также при определении усилий в бесстыковом рельсовом пути.

При расчете совместной работы моста и бесстыкового пути должны учитываться следующие факторы:

- статическая схема пролетных строений;
- количество и длина пролетов;
- вертикальная жесткость пролетных строений;
- продольная жесткость конструкции моста (с учетом жесткости опорных частей, опор и оснований);
- положение и характеристики неподвижных опорных частей;
- характеристики подвижных опорных частей;
- конструкция мостового полотна и верхнего строения пути (характеристики

рельсов, осевая жесткость рельсов, сопротивление смещению рельсов в балласте и рельсовых скреплениях, расстояние между верхней поверхностью пролетного строения и нейтральной осью рельсов, расстановка уравнительных приборов).

В других случаях укладка бесстыкового пути на мостах осуществляется по индивидуальным проектам в соответствии с СТУ «Верхнее строение пути участка Москва – Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Москва – Казань – Екатеринбург. Технические нормы и требования к проектированию и строительству».

5.6.13 Плавность движения транспортных средств по искусственным сооружениям должна обеспечиваться путем ограничения упругих прогибов пролетных строений от подвижной временной вертикальной нагрузки и назначения для продольного профиля пути соответствующего очертания.

5.6.14 Необходимое очертание рельсовому пути на мостах следует придавать за счет строительного подъема пролетных строений и изменения толщины балластного слоя. Стрела строительного подъёма после учёта деформаций от постоянной нагрузки должна равняться 50% упругого прогиба пролётного строения от нормативной нагрузки высокоскоростного поезда при γ_f =1 и динамическом коэффициенте $1+\mu 1+\mu 2$=1,0. При езде без балласта установленная величина строительного подъема должна поддерживаться в эксплуатации предусмотренными конструктивными мероприятиями.

5.6.15 Прогиб от постоянной нагрузки вычисляется от нормативных постоянных вертикальных нагрузок и с учетом долговременных процессов усадки и ползучести бетона, потерь натяжения арматуры и других факторов, приводящих к нарастанию прогибов во времени.

5.6.16 Если прогиб пролетного строения при загружении всех путей статической нагрузкой от высокоскоростного поезда не превышает 50% максимально допустимого значения по п. 6.4.5, строительный подъем предусматривается только для компенсации деформаций от постоянной нагрузки.

Если сумма прогиба пролетного строения при загружении всех путей статической нагрузкой от высокоскоростного поезда и прогиба от постоянной нагрузки не превышает 50% максимально допустимого значения прогиба от высокоскоростного поезда по п. 6.4.5, строительный подъем не предусматривается.

5.6.17 Отрицательный строительный подъем на пролетных строениях между приопорными участками не допускается.

5.7 Сопряжение мостов с подходами

5.7.1 При сопряжении конструкций мостов с насыпями подходов необходимо выполнять условия:

а) после осадки насыпи и конуса примыкающая к насыпи часть устоя должна входить в конус на величину (считая от вершины конуса насыпи на уровне бровки полотна до грани, сопрягаемой с насыпью конструкции) не менее не менее 1,0 м;

б) откосы конусов должны проходить ниже подферменной площадки (в плоскости шкафной стенки) или верха боковых стенок, ограждающих шкафную часть, не менее чем на 0,5 м. Низ конуса насыпи у необсыпных устоев не должен выходить за переднюю грань устоя. В обсыпных устоях мостов линия пересечения поверхности конуса с передней гранью устоя должна быть расположена выше уровня воды расчетного паводка (без подпора и наката волн) не менее чем на 0,5 м;

в) откосы конусов необсыпных устоев должны иметь уклоны на высоте первых 6 м, считая сверху вниз от бровки насыпи, - не круче 1:1,5, на высоте следующих 6 м - не круче 1:1,5, при высоте насыпи выше 12 м - не менее 1:1,75 в пределах всего конуса или до более пологой его части. Крутизну откосов конусов насыпей следует определять расчетом устойчивости конуса (с проверкой основания);

г) откосы конусов обсыпных устоев должны иметь уклоны не круче 1:1,5.

Для устройства более крутых откосов допускается применять армогрунтовые системы или устои с раздельными функциями.

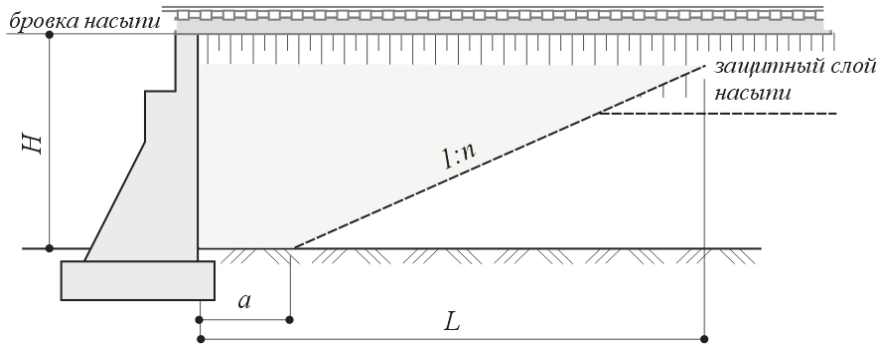
Устойчивость концевых участков насыпей и конусов с захватом основания следует проверять по круглоцилиндрическим или иным (обусловленным геологическим строением склона) поверхностям скольжения.

При расположении опор на потенциально оползневых склонах должны быть приняты конструктивно-технологические мероприятия, исключающие активизацию оползневого процесса.

5.7.2 Отсыпку конусов, а также насыпей за устоями мостовых сооружений на участке сопряжения длиной 50 м следует предусматривать из песчаного или другого дренирующего грунта с коэффициентом фильтрации (после уплотнения) не менее 2 м/сут. Дренирующую засыпку необходимо уплотнять до коэффициента уплотнения не менее 0,98.

5.7.3 Земляное полотно на протяжении 20–25 м от задней грани устоев у больших мостов должно быть уширено на 0,5 м с каждой стороны. Переход от увеличенной ширины к нормальной следует делать плавным и осуществлять на длине 15–25 м.

5.7.4 В зонах примыкания подходной насыпи к мосту необходимо устраивать участки переменной жесткости, обеспечивающие постепенное возрастание жесткости основания пути от насыпи к устоям. Длины участков переменной жесткости определяются по расчету, но не могут быть менее 25 м. Участки переменной жесткости рекомендуется проектировать с использованием щебня определенных фракций (оптимальной смеси щебня), укрепленного цементно-песчаным раствором. Соотношение фракций в смеси щебня, а также содержание в ней зерен пластинчатой, игловатой формы и дробленного зерна следует подбирать с учетом обеспечения технических требований, указанных в п. 5.2.5. На рисунке 5.3 приводится один из возможных вариантов участка переменной жесткости.



Здесь L – длина участка переменной жесткости;
H – высота насыпи;
a – расстояние от задней грани устоя;
n – показатель заложения откоса.

Рисунок 5.3 - Вариант участка переменной жесткости перед мостом

5.7.5 Для пути на подходах следует предусматривать меры, препятствующие угону пути у подходов на мост.

5.7.6 Откосы конусов у мостов и путепроводов должны быть укреплены по всей высоте. Типы укреплений откосов и подошв конусов и насыпей в пределах подтопления на подходах к мостам и у труб, а также откосов регуляционных сооружений следует назначать в зависимости от их крутизны, воздействия волн и течения воды при скоростях, соответствующих максимальным расходам во время наибольших паводков. Превышение отметки верха укреплений над уровнем воды в паводок с учетом подпора и наката волны на насыпь у больших и средних мостов должно быть не менее 0,5 м, у малых мостов и труб – не менее 0,25 м.

5.7.7 На участках со слабыми грунтами в основании насыпи рекомендуется устройство свайного основания. При наличии в основании слабых грунтов следует рассматривать возможность замены насыпи эстакадой.

5.8 Эксплуатационные обустройства

5.8.1 Все мосты и путепроводы должны иметь двухсторонние служебные проходы шириной не менее 1 м, располагаемые вне габарита приближения строений и ограждаемые от пути сетчатым ограждением высотой не менее 2 м.

Для проведения работ по надзору за сооружением и его ремонту мосты должны иметь устройства, предназначенные для безопасного обслуживания самих сооружений и путей: специальные смотровые устройства и приспособления, тротуары, мостовой настил, лестницы, сходы с перилами, оповестительную сигнализацию, средства энергоснабжения для ремонтного оборудования, механизированный инструмент, стационарные воздухопроводы, средства электроосвещения объекта, контрольно-габаритные устройства, судоходную сигнализацию и др.

Эксплуатационные обустройства проектируются с учетом аэродинамического воздействия высокоскоростного подвижного состава.

5.8.2 Все части пролетных строений, видимые поверхности опор и труб должны быть доступны для осмотра и ухода, для чего следует устраивать проходы, люки, лестницы, перильные ограждения (высотой не менее 1,10 м), специальные смотровые приспособления, а также, при необходимости, закладные части для подвески временных подмостей. На мостах с балочными пролетными строениями и подвижными опорными частями следует предусматривать условия для выполнения работ по регулированию положения, ремонту или замене опорных частей.

5.8.3 На больших мостах следует предусматривать оповестительную сигнализацию, средства энергоснабжения для ремонтного оборудования, механизированный инструмент, стационарные воздухопроводы, средства электроосвещения объекта, контрольно-габаритные устройства, судоходную сигнализацию и др.

5.8.4 Эксплуатационные обустройства следует проектировать с учетом аэродинамического воздействия высокоскоростного подвижного состава.

5.8.5 Под всеми путепроводами высокоскоростной магистрали, проходящими через автомобильные, хозяйственные дороги и скотопрогоны должны предусматриваться контрольно-габаритные устройства. На автодорожных и пешеходных мостах через высокоскоростную магистраль должны предусматриваться защитные ограждения, исключающие воздействие воздушных потоков на людей и транспортные средства, а также попадание каких-либо предметов на магистраль.

5.8.6 У каждого конца мостового сооружения или трубы при высоте насыпи свыше 2 м следует устраивать по откосам постоянные лестничные сходы шириной 0,75 м.

5.8.7 Все металлические конструкции мостовых сооружений должны быть заземлены при условии:

- расположения на сооружении силовых кабелей;
- расположения на расстоянии менее 5 м от контактной сети постоянного тока и менее 10 м от контактной сети переменного тока.

Также должны быть заземлены железобетонные и бетонные конструкции, поддерживающие контактную сеть.

5.8.8 На мостах не допускается прокладка каких-либо инженерных коммуникаций, кроме предназначенных для обслуживания высокоскоростной магистрали. При этом на больших и средних мостах коммуникации должны иметь устройства для выключения этих линий и коммуникаций с обеих сторон моста.

5.8.9 У охраняемых мостов следует предусматривать помещения для службы охраны моста и соответствующие устройства.

Вблизи больших мостов следует предусматривать служебные, бытовые помещения, мастерские и помещения компрессорных станций, перечень и размеры которых устанавливается заданием на проектирование.

На больших мостах для механизации работ по текущему содержанию и ремонту следует предусматривать устройство линий подачи сжатого воздуха и воды, а также линий продольного электроснабжения с токоразборными точками.

5.8.10 При необходимости на мостовых сооружениях в пределах городов и населенных пунктов могут устраиваться шумозащитные экраны.

5.9 Противопожарная безопасность

Пожарная безопасность искусственных сооружений участка Москва – Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Москва – Казань – Екатеринбург обеспечивается в соответствии с действующими нормативными правовыми и нормативными техническими документами в области пожарной безопасности.

5.10 Охрана окружающей среды

Технические требования по охране поверхностных вод

5.10.1 Расчет и конструирование водопропускных сооружений должны осуществляться с учетом обеспечения полного отвода поверхностного стока с верховой стороны прилегающей к участку территории для предотвращения ее заболачивания.

5.10.2 Откосы земляного полотна для предупреждения размыва их поверхностными водами и выноса загрязнений в водные объекты должны быть укреплены посевом многолетних трав.

5.10.3 При сооружении береговых и промежуточных опор мостовых переходов через реки должны соблюдаться следующие требования:

- гравийно-галечный материал не должен вывозиться за пределы русла и поймы реки, а равномерно располагаться по берегу;
- при производстве дноуглубительных и других работ в русле участок проведения работ следует оградить плавающей завесой для предотвращения распространения взвеси вниз по течению;
- для размещения механизмов и производства работ в русле необходимо применять свайные эстакады, мосты или островки с последующей их разборкой, при этом в русле с рыбохозяйственным ресурсом водопользования не должно перегораживаться более 2/3 живого сечения, а сроки и виды выполнения вышеуказанных работ должны быть согласованы с органами рыбоохраны;
- заправка машин и механизмов горюче-смазочными материалами должна осуществляться за пределами водоохранных зон;
- для мойки автотранспорта следует применять установки оборотного водоснабжения;
- при нанесении гидроизоляции на элементы мостовых конструкций, а также очистки перед окраской должны быть приняты меры от попадания вредных веществ в водные объекты.

Технические требования по охране воздушного бассейна

5.10.4 Все работы, связанные с перегрузкой грунта (сооружение насыпей подходов, укладка балласта) производятся с грунтом, имеющим влажность, исключающую пыление. В необходимых случаях грунт увлажняется.

5.10.5 В проекте должно быть предусмотрено выполнение экспериментальных работ по определению качественного и количественного состава выбросов вредных веществ при проведении строительных работ на различных этапах.

Технические требования по снижению уровня шума

5.10.6 Для снижения уровня шума в пределах мостового сооружения при движении высокоскоростных поездов в районах жилой застройки в проекте должны быть предусмотрены шумозащитные экраны, длина которых в плане должна устанавливаться на основании соответствующих расчетов.

5.10.7 Конструкции экранов должны позволять их стыковку и при необходимости поворот в плане.

5.10.8 Наряду с обеспечением шумозащитных характеристик, экраны должны отвечать эстетическим требованиям, для чего возможна их облицовка и (или) окраска. Экраны должны быть долговечными и антикоррозийными, предполагающими низкие эксплуатационные расходы по уходу и ремонту, допускать замену отдельных элементов в случае повреждения. Экраны должны рассчитываться на противостояние аэродинамическим нагрузкам от проходящих высокоскоростных составов, а также ветровым и снеговым нагрузкам.

5.10.9 Необходимая акустическая эффективность экранов обеспечивается назначением их высоты и длины с учетом расстояния до защищаемых строений (объектов).

5.10.10 Для увеличения акустической эффективности экранов и уменьшения их высоты расстояние между источником шума и экранами рекомендуется принимать минимальным, с учетом обеспечения безопасности движения поездов и снегозаносимости.

5.10.11 Конструкция отдельных элементов экранов должна обеспечивать плотное их примыкание друг к другу (без щелей и отверстий) для создания акустически непрозрачного экрана.

Технические требования по защите почвы

Для защиты почвы в районе стройплощадки должны выполняться следующие требования:

5.10.12 Стоянка, заправка и ремонт землеройной и транспортной техники должны быть организованы на специально подготовленных площадках, имеющих бетонное или асфальтовое непроницаемое покрытие, в пределах полосы отвода, за границей водоохранных зон водных объектов.

5.10.13 Планировка территории стройплощадки должна осуществляться с организацией сбора поверхностного стока, использованных вод для хозяйственно-бытовых и производственных нужд в специальные накопительные емкости или в централизованную сантехническую и хозяйственно-бытовую канализацию или в централизованную ливневую канализацию.

5.10.14 Снятие перед началом работ на всю глубину залегания плодородного почвенного слоя должно осуществляться для последующего использования при рекультивации по окончании строительных и планировочных работ.

5.10.15 Места временного хранения снятого плодородного слоя почвы должны оборудоваться таким образом, чтобы не допустить его размыва атмосферными осадками и дефляции, смешивания с нижележащим грунтом, загрязнения строительным мусором.

5.10.16 Протяженность временных дорог и временного отвода земель на период строительства должна минимизироваться с целью уменьшения негативного воздействия на почву.

5.10.17 Необходима реализация мер, обеспечивающих минимизацию рубки деревьев и кустарников при устройстве строительных и технологических площадок и рабочих проездов.

5.10.18 Необходима организация водопропускных или водоотводных сооружений на стройплощадке для сохранения естественного поверхностного стока и предотвращения подтопления почв.

5.10.19 Следует обеспечить своевременное проведение технической и биологической рекультивации использованных территорий в соответствии с почвенно-растительными условиями местности.

5.11 Авторский надзор, научно-техническое сопровождение и мониторинг

5.11.1 В целях обеспечения качества проектных и строительно-монтажных работ, а также повышения надежности, долговечности и безопасности мостовых сооружений и труб следует предусматривать авторский надзор, научно-техническое сопровождение проектирования и строительства, а также мониторинг.

5.11.2 Для обеспечения возможности проектирования искусственных сооружений на пропуск пассажирских поездов со скоростью до 400 км/ч необходимо выполнение научно-исследовательских работ, разработка соответствующих инженерных решений, а также проведение опытной эксплуатации для подтверждения принятых проектных решений.

5.11.3 В проектной документации следует предусматривать установку специальных марок или других приспособлений для осуществления контроля за общими деформациями, а также за напряженным состоянием отдельных элементов.

5.11.4 Научно-техническое сопровождение проектирования, строительства и опытной эксплуатации мостовых сооружений должно осуществляется уполномоченными заказчиком специализированными организациями.

5.11.5 В проектах с целью оценки фактической работы мостовых конструкций и сооружений следует предусматривать мониторинг напряженно-деформированного состояния мостов, т.е. систему длительного контроля за их состоянием и поведением в процессе строительства (реконструкции) и эксплуатации в соответствии с требованиями ГОСТ Р 22.1.12-2005.

Систему мониторинга мостовых сооружений и конструкций следует проектировать как составную часть общей системы мониторинга за инфраструктурой участка высокоскоростной магистрали. Технические требования к системе мониторинга принимается заказчиком проекта (владельцем инфраструктуры) по представлению обоснованных предложений проектной организации.

6 Расчеты несущих конструкций и оснований

6.1 Общие положения

Надежность

6.1.1 Расчеты следует выполнять по предельным состояниям в соответствии с требованиями ГОСТ Р 54257-2010 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования». Требования к расчету по первой и второй группам предельных состояний следует принимать по СП 35.13330.2011 с учетом настоящих СТУ.

6.1.2 В соответствии с требованиями ГОСТ Р 54257-2010 (в редакции 2014 года) и закона РФ от 30.12.2009 № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» для несущих элементов мостов и труб следует устанавливать класс К-3 (повышенный уровень ответственности Iб).

6.1.3 При выполнении проверок надежности несущих элементов конструкций по первой группе предельных состояний и при расчете на основные сочетания нагрузок стадии эксплуатации следует учитывать коэффициент надежности по ответственности (назначению) не менее $\gamma_n = 1,1$.

Примечание - На этот коэффициент следует умножать левую часть условия надежности, как множитель к усилиям или напряжениям, вызываемым нагрузками и воздействиями, входящими в расчетные сочетания (или знаменатель правой) только в том случае, если в формуле отсутствует коэффициент, учитывающий ответственность сооружения. Если такой коэффициент присутствует, то его значение следует принимать не ниже приведенного в 6.1.3.

6.1.4 Коэффициент надежности по ответственности γ_n следует принимать равным 1,0 в следующих случаях:

- расчетах по первой группе предельных состояний на дополнительные сочетания нагрузок;
- расчетах на сочетания, включающие особые (аварийные) нагрузки и воздействия (сейсмика, сход поезда с рельс, навал судов);
- расчетах по выносливости;
- проверках надежности по второй группе предельных состояний;
- расчетах надежности при строительных сочетаниях нагрузок.

6.1.5 В расчетах на особые (аварийные) сочетания нагрузок необходимо учитывать допустимость локальных разрушений несущих конструкций. Эти разрушения, согласно ГОСТ Р 54257-2010, не должны приводить к прогрессирующему обрушению сооружения.

6.1.6 Основным критерием надежности является невозможность превышения предельных состояний при действии наиболее неблагоприятных сочетаний расчетных нагрузок в течение расчетного срока службы.

6.1.7 Надежность должна быть обеспечена: на стадии разработки общей концепции сооружения, при его проектировании, изготовлении его конструктивных элементов, в процессе строительства, при штатной эксплуатации, при особых воздействиях, а также при реконструкции, ремонте и обслуживании.

6.1.8 При особых воздействиях надежность следует обеспечивать за счет проведения одного или нескольких специальных мероприятий:

- предотвращение или снижение возможности реализации подобных воздействий;
- использование конструктивных решений и материалов, которые при аварийном выходе из строя или локальном повреждении отдельных несущих элементов не приводят к прогрессирующему обрушению сооружения;
- использование комплекса специальных организационных мероприятий, обеспечивающих ограничение и контроль доступа к основным несущим конструкциям сооружения.

6.1.9 При расчете должны быть рассмотрены следующие расчетные ситуации:

- установившаяся – эксплуатация;
- переходная – строительство, капитальный ремонт или реконструкция;
- аварийная – соответствующая исключительным условиям работы сооружения (в том числе и при особых воздействиях), которые могут привести к существенным социальным, экологическим и экономическим потерям.

Долговечность

6.1.10 Для обеспечения требуемой долговечности на стадии проектирования необходимо учитывать:

- условия эксплуатации;
- расчетное влияние окружающей среды;
- свойства применяемых материалов, возможные средства их защиты от негативных воздействий среды, а также возможность деградации их свойств.

6.1.11 Расчетный срок службы основных конструкций мостов, труб и тоннелей на высокоскоростной магистрали принимается равным 100 лет.

Примечание - При соответствующем обосновании сроки службы прочих конструкций (ограждающих конструкций, смотровых приспособлений и т. п.) могут быть приняты отличными от сроков службы сооружения в целом.

Предельные состояния

6.1.12 При проектировании строительных объектов необходимо учитывать следующие предельные состояния согласно таблице 6.1.

Таблица 6.1 - Группы предельных состояний

Предельные состояния	I - Первая группа	II - Вторая группа
Описание	Состояния, превышение которых ведет к потере несущей способности строительных конструкций.	Состояния, при превышении которых нарушается нормальная эксплуатация, исчерпывается ресурс их долговечности или нарушаются условия комфортности.
Следует относить	- разрушение любого характера (например, пластическое, хрупкое, усталостное); - потерю устойчивости; - явления, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (например, чрезмерные деформации в результате деградации свойств материала, пластичности, сдвига в соединениях, чрезмерные смещения в опорных частях, образование продольных трещин в бетоне); - особые и аварийные ситуации, наступление которых может приводить к катастрофическим последствиям; - прогрессирующее обрушение.	- достижение предельных деформаций (например, предельных прогибов, углов поворота) или предельных деформаций оснований; - достижение предельных уровней колебаний, вызывающих вредные для здоровья людей физиологические воздействия; - образование трещин, не нарушающих нормальную эксплуатацию; - достижение предельной ширины раскрытия трещин; - другие явления, при которых возникает необходимость ограничения пропускной способности или снижение расчетного срока службы.
Примечание - Предельные состояния могут быть отнесены как к конструкции в целом, так и к отдельным элементам и их соединениям.		

6.1.13 Для каждого учитываемого предельного состояния устанавливаются расчетные модели сооружения, его конструктивных элементов и оснований, описывается их поведение при наиболее неблагоприятных условиях их возведения и эксплуатации с обоснованными допущениями.

6.1.14 Для каждого предельного состояния, которое необходимо учитывать при проектировании, должны быть установлены соответствующие расчетные значения нагрузок и воздействий, характеристик материалов и грунтов, а также геометрические параметры конструкций зданий и сооружений (с учетом их возможных наиболее неблагоприятных отклонений), коэффициенты надежности, предельно допустимые значения усилий, напряжений, прогибов, перемещений и осадки фундаментов.

6.1.15 Расчет искусственных сооружений по предельным состояниям должен проводиться с учетом:

- их расчетного срока службы;
- прочностных и деформационных характеристик материалов, устанавливаемых в нормах, а для грунтов - по результатам инженерно-геологических изысканий;
- наиболее неблагоприятных вариантов распределения нагрузок, воздействий и их сочетаний;
- неблагоприятных последствий в случае достижения строительным объектом предельных состояний;
- возможной деградации свойств материалов;
- условий изготовления, сооружения и особенностей эксплуатации.

6.1.16 Условия обеспечения надежности конструкций или оснований состоят в том, чтобы расчетные значения усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытий трещин не превышали соответствующих им предельных значений, устанавливаемых нормами проектирования.

Условия предельного состояния принимаются в виде:

$$\Sigma S \le \frac{m}{\gamma_n} R \quad , \tag{6.1}$$

где ΣS - действующий фактор (усилие, напряжение или деформация), вычисленный от сочетания нагрузок или воздействий по соответствующему предельному состоянию (нормативный или расчетный);

R - значение соответствующего предельного фактора с обеспеченностью, соответствующей данному предельному состоянию;

m - коэффициент(ы) условий работы;

γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения.

Расчетные сочетания нагрузок

6.1.17 Условие предельного состояния (6.1) должно выполняться для каждого из элементов сооружения при всех возможных вариантах сочетаний нагрузок и воздействий (левая часть условия).

6.1.18 Для каждой расчетной ситуации учитываются все возможные неблагоприятные расчетные сочетания (комбинации) нагрузок, которые следует устанавливать на основе результатов анализа всех возможных реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок и с учетом возможности реализации различных схем приложения нагрузок.

6.1.19 Вероятность одновременного достижения несколькими нагрузками их расчетных значений, соответствующая вероятности достижения одной нагрузкой ее расчетного значения, учитывается коэффициентами сочетаний нагрузок, значение которых не должно превышать 1,0.

Нормативные и расчетные нагрузки

6.1.20 Основными характеристиками нагрузок являются их расчетные или нормативные значения. Расчетное значение нагрузки определяют умножением нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке, учитывающий возможное отклонение нагрузки в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от ее нормативного значения.

6.1.21 Коэффициент надежности по нагрузке устанавливают в зависимости от изменчивости ее значения, числа определений и доверительной вероятности. Доверительные вероятности расчетных значений принимаются равными:

- при расчетах устойчивости формы первой группы предельных состояний - 0,98;
- во всех других расчетах по первой группе - 0,95;
- по второй группе - 0,90.

6.1.22 Расчетные значения нагрузок и воздействий, зависящих от территориальных климатических условий (ветровые нагрузки, воздействия температуры и др.), допускается определять непосредственно по расчетному периоду их повторяемости, который может зависеть от рассматриваемого предельного состояния.

6.1.23 Расчетные значения особых нагрузок устанавливают в соответствии с п. 5.2.6 ГОСТ Р 54257-2010.

Нормативные и расчетные характеристики материалов

6.1.24 Основными характеристиками прочности материалов и грунтов служат нормативные значения их прочностных характеристик.

6.1.25 Расчетное значение характеристики материала или грунта определяют делением нормативного значения этой характеристики на коэффициент надежности по материалу.

6.1.26 Коэффициент надежности по материалу при вычислении расчетного значения устанавливают в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и доверительной вероятности. Обеспеченность нормативных значений их прочностных характеристик должна быть не ниже:

- для расчетов по I предельному состоянию - 0,95;
- для расчетов по II предельному состоянию - 0,85.

6.1.27 При соответствующем обосновании расчетные значения характеристик материалов допускается определять непосредственно по экспериментальным данным.

6.1.28 При назначении расчетных характеристик материалов следует учитывать возможные отличия свойств материала в образцах и реальных конструкциях (размерные эффекты, изменение свойств во времени, различия температурных условий и т. п.).

6.1.29 При расчете конструкций, работающих при повышенной влажности, в агрессивных средах, при повторных воздействиях, следует учитывать возможные изменения их свойств во времени, в первую очередь деградацию физических свойств материала (прочности, упругости, вязкости, ползучести, усадки).

6.1.30 Указания по определению расчетных и нормативных характеристик прочностных, деформационных и других физико-механических характеристик грунтов содержатся в разделе 6.6.1 и СП 22.13330.2011.

Условия работы материалов, конструкций и грунтов оснований

6.1.31 Возможные отклонения расчетной схемы строительного объекта от условий его реальной работы следует учитывать, используя коэффициенты условий работы. Их необходимо устанавливать:

- согласно существующим нормам;
- на основании экспериментальных и теоретических данных;
- на основании данных о действительной работе материалов, конструкций и оснований в условиях производства работ и эксплуатации.

Геометрические параметры

6.1.32 При расчетах следует учитывать возможные неточности в определении геометрических размеров (например, значительные эксцентриситеты, отклонения от вертикали или заданной формы, изменение размеров сечений вследствие воздействий агрессивных сред). Геометрические параметры конструкций, изменчивость которых незначительна (допуски на геометрию сечений, размеры проката и т. п.), допускается принимать по проектным значениям.

Общие требования к расчетным моделям

6.1.33 Расчетные модели (расчетные схемы) искусственных сооружений должны отражать действительные условия их работы и соответствовать рассматриваемой расчетной ситуации. При этом должны быть учтены их конструктивные особенности, особенности их поведения вплоть до достижения рассматриваемого предельного состояния, а также действующие нагрузки и воздействия, в том числе влияние на строительный объект внешней среды, а также, при необходимости, возможные геометрические и физические несовершенства.

6.1.34 Расчетная схема включает в себя:

- расчетные модели нагрузок и воздействий;
- расчетные модели, описывающие напряженно-деформированное состояние элементов конструкций и оснований;
- расчетные модели сопротивления материалов и грунтов.

6.1.35 Расчетные модели нагрузок должны включать в себя их интенсивность (величину), место приложения, направление и продолжительность действия. Для динамических воздействий, кроме того, должны быть заданы параметры изменения нагрузки во времени.

В некоторых случаях необходимо учитывать зависимость воздействий от реакции сооружения (например, при расчетах взаимодействия сооружения и высокоскоростного поезда или аэроупругие эффекты при взаимодействии ветрового потока с сооружением).

6.1.36 Расчетные модели напряженно-деформированного состояния должны включать в себя определяющие соотношения, описывающие:

- реакцию сооружений и их конструктивных элементов при динамических и статических нагрузках;
- условия взаимодействия конструктивных элементов между собой и с основанием.

При этом должны быть установлены:

- упругие или неупругие характеристики конструктивных элементов и основания;
- параметры, характеризующие геометрически линейную или нелинейную работу конструкций;
- физические и реологические свойства, эффекты деградации.

6.1.37 Вероятностно-статистические методы рекомендуется применять для обоснования нормативных и расчетных характеристик материалов и оснований, нагрузок и коэффициентов сочетаний. Использование указанных методов допускается при наличии достаточных данных об изменчивости основных параметров в случае, если количество (длина ряда) данных позволяет проводить их статистический анализ (в частности, эти данные должны быть однородными и статистически независимыми).

Применение таких методов допускается при наличии эффективных вероятностных методик учета случайной изменчивости основных параметров, соответствующих принятой расчетной схеме.

6.2 Основные требования к расчетам

6.2.1 Для искусственных сооружений должно быть рассмотрено: два случая сочетания временных нагрузок от поездов на стадии нормальной эксплуатации, особый случай (землетрясение или авария), а также этап строительства.

Кроме этого, динамические характеристики конструкции должны удовлетворять установленному набору требований.

Во время эксплуатации следует рассматривать две ситуации: проезд по сооружению высокоскоростного поезда (основная нагрузка) и пропуск поезда, соответствующего нагрузке СК (альтернативная нагрузка).

6.2.2 Для всех элементов конструкций мостов и труб должны быть выполнены расчеты и проверки надежности по первой и второй группе предельных состояний (таблица 6.2).

Таблица 6.2 - Перечень необходимых проверок и соответствующих пунктов СТУ

Проверки	Случаи сочетания			
	Нормальная эксплуатация		Землетрясение или авария	Этап строительства
	Высокоскоростные поезда	Поезда СК		
Ограничение динамических характеристик				
Ограничение частот колебаний пролетных строений по первой форме вертикальных колебаний	п 6.3.14			
Вторая группа предельных состояний (эксплуатационная пригодность)				
Предельные: прогибы пролетных строений, углы перелома пути в плане и профиле, смещения верха опор	6.4.5	6.4.5	-	-
Предельные ускорения на уровне верхнего строения пути и в вагоне	6.4.6. – 6.4.7	-	-	-
Раскрытие трещин в железобетоне	7.4.10 – 7.4.16			7.4.10 – 7.4.16
Предельные эксцентриситеты и давление на грунт [1])	7.3.19, 10.7, 10.8		-	7.3.19, 10.7, 10.8
Осадки основания [2])	10.16 – 10.18			
Первая группа предельных состояний (устойчивость, прочность, выносливость)				
Устойчивость положения [1])	6.5.2			6.5.2
Требования прочности и устойчивости элементов	разделы 7 - 9			
Расчеты выносливости	разделы 7 - 9			

[1]) в том числе от постоянных нагрузок
[2]) только от постоянных нагрузок

6.3 Динамические расчеты при движении высокоскоростных поездов. Параметры расчетных моделей

Общие положения

6.3.1 При решении динамической задачи прохождения высокоскоростного поезда по сооружению следует определять законы изменения и пиковые значения факторов напряженно-деформированного состояния (деформации и напряжения в элементах сооружений), прогибов, переломов и смещений, а так же ускорений на уровне верхнего строения пути и в вагоне поезда.

Должны быть учтены следующие динамические явления:

1) высокая скорость изменения интенсивности прикладываемой нагрузки и соответствующий инерционный отклик конструкции;
2) возможные резонансы, возникающие при кратности частот возбуждения (последовательное прохождение по сооружению тележек поезда) собственным частотам колебаний конструкции;
3) динамическое изменение нагрузок от колесных пар, возникающее вследствие дефектов рельсового пути и колес.

6.3.2 При формировании расчетной модели сооружения для вычисления динамических характеристик сооружения, значений динамических нагрузок, деформаций и реакций в элементах должны быть учтены следующие основные характеристики:

1) Обязательные характеристики:
   - Скорость движения поезда – *V*.
   - Длина пролета или линии влияния того или иного фактора элемента – *L*.
   - Масса элементов конструкции – *M*.
   - Собственные частоты колебаний конструкции по соответствующим формам колебаний - *f1, f2, ...*
   - Число осей в поезде, осевые нагрузки и интервалы между осями - *n, Pi, ai*.
   - Демпфирование конструкции (элементов) – ζ.
   - Дефекты рельсового пути и колес (выбоины, некруглость, дефекты подвески) - $\mu 2$.
2) Характеристики, учитываемые при выполнении расчетов типов III-IV (Приложение Г):
   - неподрессоренная/подрессоренная массы и характеристики подвески транспортного средства;
   - расположение под верхним строением пути элементов, локально изменяющих жесткость пути (поперечные балки, диафрагмы и т.п.).

Примечания

1) Дефекты пути и колес допускается учитывать коэффициентом динамики μ2 (Приложение Л).
2) Соблюдение требований предельных прогибов недостаточно для утверждения об отсутствии резонансных явлений. Для исследования возможных резонансов требуется выполнение динамических расчетов.

6.3.3 Динамические расчеты выполняются при действии только вертикальных нормативных подвижных нагрузок. Расчет следует производить на возможный проход по сооружению поездов: А1-А10, семь реальных Европейских поездов, пять реальных российских поездов, а также реальных высокоскоростных поездов, планируемых для эксплуатации на линии. Схемы и осевые нагрузки этих поездов приведены в приложении Ж.

6.3.4 При выполнении динамических расчетов (вычисления динамических характеристик) однопутных и двухпутных пролетных строений высокоскоростными поездами загружается один путь.

Скорости, подлежащие рассмотрению

6.3.5 Для каждого поезда А1-А10 и каждого реального поезда следует рассматривать ряд значений скоростей от 40 м/с до расчетной максимальной скорости. Расчетная максимальная скорость принимается на 20% выше проектной максимальной скорости на соответствующем участке магистрали.

6.3.6 Шаг изменения скоростей при расчетах должен устанавливаться таким образом, чтобы исключить вероятность пропуска зон резонанса и занижения пиковых значений амплитуд, скоростей и ускорений. В области резонансных скоростей следует уменьшать шаг рассматриваемых скоростей. Определение резонансных скоростей для балочных разрезных пролетных строений дано в приложении Д.

Демпфирование конструкции

6.3.7 Величина пикового отклика конструкции зависит от демпфирования. В расчетных моделях следует использовать нижние пределы демпфирования. Для несущих конструкций пролетных строений следует использовать значения коэффициентов демпфирования из таблицы 6.3.

Таблица 6.3 - Демпфирование несущих конструкций пролетных строений

Тип пролетного строения	Нижнее предельное значение ζ (в процентах от критического демпфирования), %	
	L < 20 м	*L ≥ 20 м*
Стальные и сталежелезобетонные	$\zeta = 0,5+0,125 \cdot(20-L)$	$\zeta = 0,5$
Железобетонные предварительно напряженные	$\zeta = 1,0+0,007 \cdot(20-L)$	$\zeta = 1,0$
Балки из обычного железобетона и с бетонным наполнителем	$\zeta = 1,5+0,007 \cdot(20-L)$	$\zeta = 1,5$

Массы элементов конструкции

6.3.8 При формировании динамической модели сооружения следует уделять особое внимание массовым характеристикам элементов.

При выполнении динамических расчетов следует рассматривать две расчетных модели: с минимально возможной и максимально возможной массами конструкций (включая массы балласта, рельсового пути, элементов контактной сети, коммуникаций и конструкций обустройства):

- случай минимальной массы - для оценки максимальных ускорений;
- случай максимальной массы - для прогнозирования самых низких резонансных скоростей.

Примечания

1) Максимальное воздействие динамической нагрузки, как правило, возникает на резонансных пиках, когда совпадают кратные величины частоты возбуждения нагрузки и собственной частоты конструкции (первых двух-трех частот). Недооценка массы приводит к завышению частот конструкции и, соответственно, скоростей поезда, на которых происходит резонанс.
   С другой стороны, максимальное ускорение конструкции в зоне резонанса обратно пропорционально массе. Переоценка массы может привести к заниженной оценке ускорений.
2) При определении минимальной массы балласта следует полагать, что толщина балласта минимальна, и он находится в сухом чистом состоянии. Минимальная плотность балласта может быть принята равной 1700 кг/м^3.
3) При назначении максимальной массы балласта следует исходить из допусков на возможный подъем пути и полагать, что балласт имеет максимальную степень уплотнения, находится во влажном состоянии и загрязнен.
4) Назначение максимальных и минимальных масс конструкций производится инженером в каждом конкретном случае, исходя из условия движения по сооружению высокоскоростной нагрузки без ограничения скорости (не следует рассматривать случаи ремонта или путевых работ).

Жесткость конструкции

6.3.9 При выполнении динамических расчетов в расчетных моделях конструкций следует использовать нижние оценки жесткости элементов. Жесткости следует определять в предположении упругой работы элементов.

Примечания

1) Переоценка жесткости конструкции приводит к завышению собственных частот конструкции, смещению резонансных пиков и, соответственно, завышению скоростей поезда, на которых происходит резонанс.
2) Вследствие резкого возрастания значений амплитуд, скоростей и ускорений в зонах резонанса неоправданное (неаргументированное) занижение жесткости может привести к чрезмерно большим перерасходам материалов и, соответственно, увеличению стоимости сооружения.
3) При определении жесткости железобетонных элементов сечения следует полагать, что все потери прошли (усадка, ползучесть, потери предварительного напряжения), а раскрытие нормальных трещин не превышает допустимое (для обычного железобетона).

Моделирование возбуждения и динамического поведения конструкции

6.3.10 В зависимости от длины пролета и сложности динамического поведения системы поезд-пролет, возможно использование двух методик и двух динамических моделей:

а) Для расчетов плитных, сплошностенчатых (коробчатых и ребристых) разрезных балок пролетами до 60 метров и при отсутствии под плитой проезда мест существенного локального изменения жесткости (поперечных балок) динамическое воздействие может быть представлено набором сосредоточенных сил (приложение Ж), перемещающихся по сооружению с заданной скоростью (модель II приложения Г).

б) Для мостов других конструктивных решений (рамных, арочных, со сквозной решеткой и других) следует производить динамические расчеты с учетом взаимодействия поезда и конструкции (с учетом подрессоренных/неподрессоренных масс поезда, конструкции тележек поезда, а в необходимых случаях жесткости конструкции пути и его взаимодействия с несущей частью). В этом случае следует использовать модели III и IV приложения Г.

6.3.11 Методика расчета должна учитывать следующие динамические характеристики конструкции:

- взаимодействие между изгибными и крутильными формами;
- близость соседних частот и формы соответствующих колебаний;
- влияние отдельных элементов пролетных строений (поперечные балки и т. д.)

6.3.12 Представление оси сосредоточенной силой (6.3.10 а) при малых длинах загружения приводит к переоценке динамических эффектов (пикового отклика при резонансе). В этом случае:

- при длинах менее 10 метров - должно быть учтено распределение нагрузки от рельсов и шпал на плиту проезда;
- при длинах менее 30 метров - необходим учет динамического взаимодействия массы транспортного средства и моста одним из указанных способов:
  - прямыми динамическими расчетами по моделям III или IV приложения Г;
  - увеличением коэффициента демпфирования согласно пункту 6.3.13 при расчетах по модели II приложения Г.

6.3.13 Для балочных разрезных пролетных строений длиной менее 30 метров полное расчетное демпфирование определяется как сумма:

$$\zeta_{30} = \zeta + \Delta\zeta \quad (\%), \tag{6.2}$$

где ζ - (%) - нижнее предельное демпфирование согласно 6.3.7;

$\Delta\zeta$ - (%) - дополнительное демпфирование, учитываемое согласно указаниям приложения М.

Ограничение первых частот колебаний балочных пролетных строений

6.3.14 При проектировании следует назначать параметры балочных разрезных пролетных строений (6.3.10 а) такими, чтобы выполнялись следующие условия:

1) Первая собственная частота вертикальных колебаний находилась в пределах:

$$f1,min \le f1 \le f1,max \quad (\text{Гц}). \tag{6.3}$$

2) Соотношение первых частот колебаний по форме изгиба и по форме кручения удовлетворяло условию:

$$f1,t \ge 1,2\, f1 \ (\text{Гц}), \tag{6.4}$$

где $f1$ - (Гц) - первая вертикальная частота колебаний;
$f1,min$ - (Гц) - нижний разрешенный предел частоты;
$f1,max$ - (Гц) - верхний разрешенный предел частоты;
$f1,t$ - (Гц) - частота по первой форме, связанной с кручением.

Величины предельных значений частот в зависимости от величины пролета приведены в приложении Е.

Результаты динамического расчета

6.3.15 В процессе выполнения динамических расчетов следует изучать динамическое поведение конструкции под воздействием возбуждений, вызванных прохождением высокоскоростных поездов. Следует обращать внимание на следующие особенности:

- взаимодействие между изгибными и крутильными формами;
- близость соседних частот и формы колебаний;
- влияние отдельных элементов пролетных строений (поперечные балки и т.д.);
- скорости, на которых происходят резонансные явления и связанные с ними формы;
- поведение конструкции при расчетной максимальной скорости;
- зависимость характера динамического поведения от параметров высокоскоростного поезда.

Варьируя параметрами сооружения (длина пролета, жесткость, масса, схема работы), следует добиваться снижения влияния резонансных явлений (вывод резонанса за пределы расчетных скоростей), а также более высокой достоверности результатов и меньшей их зависимости от вариации физико-механических параметров сооружения.

Примечание - Реальное динамическое поведение конструкции всегда будет отличаться от теоретического. Это связано с несовершенством методики, условностями расчетной модели конструкции и поезда, а так же неточностями значений различных характеристик модели. Все это может привести к тому, что влияние резонансных явлений в реальной конструкции может оказаться выше, полученного в результате расчета. При назначении параметров сооружения следует добиваться, что бы влияние возможных неточностей параметров, имеющих относительно низкую достоверность (например, весов и жесткостей элементов конструкции), оказывали меньшее влияние на результаты (изменив, например, схему работы или длину пролета).

6.3.16 В случае выполнения динамического анализа по методике (6.3.10 а) результатами динамического расчета, используемыми для дальнейших расчетов, являются:

- вертикальные ускорения на уровне верхнего строения пути (предельные значения ускорений приведены в 6.4.6);
- амплитуды колебаний (по всем рассматриваемым поездам), необходимые для вычисления коэффициента динамики - 6.3.18;

6.3.17 Результатами динамического анализа по методике (6.3.10 б) являются пиковые значения факторов напряженно-деформированного состояния элементов сооружения в объеме, необходимом для выполнения проверок надежности по первой и второй группе предельных состояний.

Кроме этого, при выполнении расчетов по моделям III и IV приложения Г определяются максимальные вертикальные и горизонтальные ускорения на уровне вагонов (предельные значения ускорений приведены в 6.4.7).

Учет динамического взаимодействия поезда и пролета

6.3.18 В случае выполнения динамического анализа по методике (6.3.10 а) учет динамических эффектов, вызванных взаимодействием поезда и пролета, следует учитывать умножением результатов статического расчета на коэффициент динамики $\mu 1$ (совместно с $\mu 2$ - 6.3.20). Значение динамического коэффициента $\mu 1$ следует вычислять согласно приложению Л.

6.3.19 В случае динамического анализа по методике (6.3.10 б) динамические эффекты взаимодействия поезда и пролета являются результатами расчета (пиковые значения усилий, напряжений, ускорений, прогибов и других). В этом случае учитывать коэффициент $\mu 1$ не следует.

Учет дефектов рельсового пути и колес поезда

6.3.20 Динамические эффекты, вызванные дефектами рельсового пути и несовершенствами колес поезда, могут быть учтены путем умножения результатов расчета (усилий, напряжений, ускорений, прогибов) на коэффициент $\mu 2$.

В случае динамического анализа по методике (6.3.10 а) на этот коэффициент следует умножать результаты статического нагружения пролетного строения высокоскоростными поездами (совместно с $\mu 1$ - 6.3.18), в случае использования методики (6.3.10 б) - пиковые значения результатов динамического расчета.

Значение динамического коэффициента $\mu 2$ следует вычислять согласно приложению Л.

Ускорения при динамических расчетах

6.3.21 Следует рассматривать проверки максимальных пиковых ускорений пролетного строения, гарантирующих устойчивость рельсового пути (6.4.6), как требование безопасности железнодорожного движения.

Ограничение вертикальных и горизонтальных ускорений в вагоне связано с обеспечением комфортности пассажиров (6.4.7).

Проверки следует выполнять для второго предельного состояния (эксплуатационной пригодности) согласно 6.4.3.

6.4 Расчеты по предельным состояниям второй группы

6.4.1 Конструкции искусственных сооружений и их элементы должны удовлетворять требованиям предельных состояний второй группы (эксплуатационной пригодности) и для них должны быть выполнены условия, перечисленные в таблице 6.4.

6.4.2 При вычислении значений левой части условия надежности следует учитывать нагрузки и воздействия, указанные в таблице 6.4.

Таблица 6.4 - Условия надежности второй группы предельных состояний. Учитываемые нагрузки и воздействия

Условия надежности по предельным состояниям второй группы	Виды нагрузок			
	Постоянные	Вертикальная подвижная нагрузка	Горизонтальные компоненты подвижной нагрузки	Прочие нагрузки и воздействия
Предельные: прогибы пролетных строений, углы перелома пути в профиле	Нет	ВСП и поезда класса СК	Нет	Нет
Смещение верха опор и углы перелома пути в плане	Да	ВСП и поезда класса СК	Центробежная сила или поперечные удары колес	Ветер, лед, температура
Предельные ускорения: на уровне верхнего строения пути и в вагоне	Да[1)]	Только ВСП	Нет	Нет
Образование и раскрытие трещин в железобетоне	Да	ВСП и поезда класса СК	Нет	Температура
Предельные: эксцентриситеты в бетонных элементах и в основаниях фундаментов мелкого заложения	Да	ВСП и поезда класса СК	Центробежная сила или поперечные удары колес, торможение[2)]	Темпера-тура[2)]
Осадки основания	Да	Нет	Нет	Нет

[1)] учитываются в расчетной модели через массы элементов конструкции.
[2)] две проверки, при основном и дополнительном сочетаниях нагрузок.

6.4.3 Расчеты следует выполнять без учета динамических коэффициентов и при коэффициентах надежности, равных единице. При выполнении проверок коэффициент надежности по ответственности не применяется.

6.4.4 Проверки надежности по второй группе предельных состояний не выполняются при особых (аварийных) сочетаниях нагрузок.

Прогибы, смещения и углы поворота

6.4.5 Прогибы, смещения и углы поворота не должны превышать величин, приведенных в таблице 6.5.

Таблица 6.5 - Предельные значения упругих прогибов, смещений и углов поворота

Тип пролетного строения	Предельные значения	
	От высокоскоростных поездов	От тяжелых поездов С8
Максимальные прогибы[1)]	при скорости 350 км/ч $\delta \le 1/1500L$ при $L \le 27$ м $\delta \le 1/2600L$ при $L = 65$ м $\delta \le 1/2000L$ при $L \ge 100$ м при скорости 200 км/ч $\delta \le 1/1000L$ при $L \le 15$ м $\delta \le 1/1500L$ при $L = 38$ м $\delta \le 1/600L$ при $L \ge 90$ м [2)]	$\delta \le 1/800L$ независимо от длины пролета
Углы перелома профиля[1)]	$\Theta \le 1{,}5\%$	$\Theta \le 4{,}0\%$
Переломы оси пути в плане[3)]	$\Theta \le 1{,}0\%$	$\Theta \le 2{,}0\%$
Смещения верха опор[3)]	$\delta x, \delta y \le 1/800L$	$\delta x \le 1/400L$
Горизонтальный прогиб пролетных строений[4)]	$\delta y \le 1/5000L$	-
Скручивание пути на пролетном строении (изменение перепада отметок рельсов) [1)]	$\Theta \le 1$ мм на 3 м пути	-

[1]) от вертикальной подвижной нагрузки.
[2]) промежуточные значения - по интерполяции, см. рисунок 6.2.
[3]) от центробежной силы (горизонтальных ударов), ветра, льда и температуры.
[4]) на уровне ездового полотна; от ветровой нагрузки и поперечных ударов с одного пути и неравномерном нагреве поясов ферм (dT=15ºC).

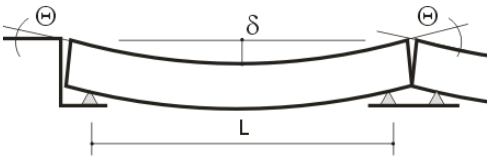


Рисунок 6.1

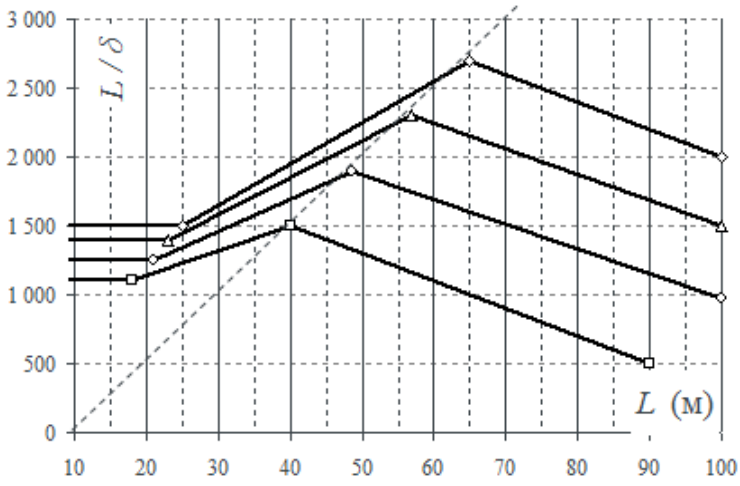


Рисунок 6.2 - Ограничение вертикальных прогибов

Контроль ускорений при динамических расчетах

6.4.6 Из условий устойчивости балласта и сохранности пути предельные вертикальные ускорения на уровне верхнего строения пути не должны превышать:

- при устройстве пути на балласте - 0,35g м/с^2;
- при жестком основании пути (плиты) - 0,50g м/с^2.

6.4.7 При динамических расчетах по методикам (6.3.10 б) ускорения на уровне расположения пассажиров в вагоне не должны превышать:

- вертикальные - 0,15g м/с^2;
- горизонтальные - 0,10g м/с^2.

Расчеты трещиностойкости бетона

6.4.8 Расчеты, контролирующие недопущение отказов конструкций по признаку трещинообразования, приведены в разделах 7 и 9 и включают проверки:

- нормальных сжимающих напряжений, для исключения возможности продольного трещинообразования;
- главных напряжений в тонкостенных элементах между поперечным армированием;
- образования и раскрытия трещин (если допускается для данного элемента), в зонах растягивающих напряжений, для исключения возможности коррозии арматуры и снижения сроков службы.

Предельные эксцентриситеты и давление на грунт

6.4.9 Для контроля растягивающих напряжений в бетонных элементах опор и непревышения средних по подошве и краевых напряжений в грунте, расположенном под подошвой фундамента (в том числе, условного), в условиях нормальной эксплуатации, в оговоренных случаях следует выполнять проверки, указанные в п.7.3.18 и п.10.8. Для расчетов давлений на грунт в сложных случаях следует руководствоваться указаниями СП 22.13330.2011.

Осадки основания

6.4.10 Следует различать осадки оснований опор, проходящие до ввода сооружения в эксплуатацию, и осадки, продолжающиеся после начала движения. При проектировании следует:

- применять инженерные решения и последовательность производства работ, снижающие интенсивность осадок и вероятность неравномерных осадок (как по ширине фундамента, так и соседних опор);
- использовать конструктивные решения и последовательность организации работ, позволяющие минимизировать осадки, продолжающиеся после пуска в эксплуатацию (особенно после начала движения высокоскоростных поездов).

6.5 Расчеты по предельным состояниям первой группы

6.5.1 Общие положения

6.5.1.1 Расчеты по предельным состояниям первой группы производятся по:

- устойчивости против опрокидывания;
- прочности и устойчивости элементов конструкции;
- выносливости элементов.

На следующие сочетания нагрузок:

- основные;
- дополнительные;
- особые и аварийные;
- строительные.

6.5.1.2 Состав расчетов по первой группе предельных состояний и учитываемые при этом коэффициенты приведены в таблице 6.6.

Таблица 6.6 - Расчеты по предельным состояниям первой группы. Коэффициенты

<table>
<tr><th>Сочетания нагрузок</th><th>Устойчивость положения</th><th>Прочность и устойчивость элементов</th><th>Выносливость элементов</th></tr>
<tr><td>Основные</td><td colspan="2">$\gamma_n = 1,1$
$\gamma_f > 1,0$
$1 + \mu$ или
$1 + \mu 1 + \mu 2$</td><td>$\gamma_n = 1,0$
$\gamma_f = 1,0$
$1 + 2/3\mu$ или
$1 + 1/2\,\mu 1 + \mu 2$</td></tr>
<tr><td>Дополнительные</td><td colspan="2">$\gamma_n = 1,0$
$\gamma_f > 1,0$
$1 + \mu$ или
$1 + \mu 1 + \mu 2$</td><td>не производятся</td></tr>
<tr><td>Особые и аварийные</td><td>не производятся</td><td>$\gamma_n = 1,0$
$\gamma_f = 1,0$
$1 + \mu = 1,0$ или
$1 + \mu 1 + \mu 2 = 1,0$</td><td>не производятся</td></tr>
<tr><td>Строительные</td><td colspan="2">$\gamma_n = 1,0$
$\gamma_f > 1,0$</td><td>не производятся</td></tr>
<tr><td colspan="4">Примечания
1) Коэффициенты надежности по ответственности принимаются равными:
- γ_n = 1,1 - при проверках прочности и устойчивости на основные сочетания нагрузок;
- γ_n = 1,0 - в остальных случаях.
2) Нагрузки СК учитываются с динамическим коэффициентом ($1 + \mu$),
нагрузки от ВСП - ($1 + \mu 1 + \mu 2$).
3) При расчетах выносливости динамические коэффициенты принимаются
соответственно - ($1 + 2/3\,\mu$) и ($1 + 1/2\mu 1 + \mu 2$).</td></tr>
</table>

6.5.1.3 При расчетах по первой группе предельных состояний в случаях, перечисленных в таблице 6.6, коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f и коэффициенты динамики следует принимать согласно (таблицам 6.7-6.10).

Таблица 6.7 - Постоянные нагрузки. Коэффициенты надежности

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Все, не указанные в данной таблице	1,1 (0,9)
Вес мостового полотна с ездой на балласте	1,3 (0,9)
Вес мостового полотна под пути на железобетонных плитах	1,2 (0,9)
Предварительное напряжение или регулирование усилий при контроле по деформациям	1,2 (0,8)
Осадки грунта	1,5 (0,5)
Давление грунта	п 6.6.1.11 [1])

[1]) при расчетных характеристиках грунтов.

Таблица 6.8 - Временные подвижные нагрузки. Коэффициенты надежности и динамические коэффициенты

Нагрузки при расчетах:	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Динамический коэффициент
Вертикальные временные нагрузки СК		
- элементов мостов	1,30 - при λ [1]) = 0 м 1,15 - при λ [1]) = 50 м 1,10 - при λ [1]) ≥ 150 м	по приложению Л
- элементов труб	1,30	
Вертикальные временные нагрузки ВСП		
- элементов мостов	1,20	по приложению Л
- элементов труб	1,40	
Горизонтальные компоненты временных нагрузок СК [2])		
- элементов мостов	1,20 - при λ [1]) = 0 м 1,10 - при λ [1]) ≥ 50 м	1,00
- элементов труб	1,20	1,00
Горизонтальные компоненты временных нагрузок от ВСП [2])		
- элементов мостов	1,20	1,00
- элементов труб	1,40	1,00
Вертикальное и горизонтальное давление грунта со стороны насыпи для ВСП и СК	1,20	1,00
Нагрузка на служебных проходах	1,10	1,00

[1]) здесь λ - длина загружения линии влияния за вычетом длины участков, загруженных порожним составом; для промежуточных значений λ следует принимать по интерполяции.

[2]) - торможение, центробежная сила, поперечные удары.

Таблица 6.9 - Прочие воздействия и нагрузки. Коэффициенты надежности

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Ветровые нагрузки:	
- на стадии эксплуатации	1,5
- на стадии строительства	1,0
Температурные и климатические воздействия	1,2
Ледовая нагрузка	1,2
Трение и сдвиг в опорных частях	по 6.6.3.8
Аэродинамические воздействия от проходящих поездов	1,2

Таблица 6.10 - Особые и аварийные нагрузки. Коэффициенты надежности

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Сейсмические воздействия	1,0
Сход поезда с рельс	1,0 [1])
Столкновение судна с опорой или пролетным строением	1,2
Наезд транспорта с пересекаемой автодороги (наезд снизу)	1,0 [1])

[1]) коэффициент учтен в нагрузке.

Таблица 6.11 - Строительные нагрузки. Коэффициенты надежности

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Собственный вес вспомогательных обустройств	1,1 (0,9)
Вес складируемых материалов и воздействие искусственного регулирования во вспомогательных сооружениях	1,3 (0,8)
Вес работающих людей, инструментов, мелкого оборудования	1,3 (0,7)
Вес кранов, копров и транспортных средств	1,1 (1,0)
Усилия от гидравлических домкратов и электрических лебедок при подъеме и передвижке	1,3 (1,0)
Усилия от трения при перемещении пролетных строений и других грузов	
- на катках	1,3 (1,0)
- на салазках	1,1 (1,0)
- на тележках	1,2 (1,0)

6.5.2 Расчеты устойчивости положения

Общие указания

6.5.2.1 Целью расчета по устойчивости положения является недопущение опрокидывания и (или) сдвига элементов конструкции или конструкции совместно с основанием. Принимаемая в расчете схема (при достижении предельного состояния) должна быть статически и кинематически возможна.

6.5.2.2 Расчет устойчивости совместно с основанием в общем случае следует выполнять методами теории предельного равновесия, основанными на поиске наиболее опасных поверхностей скольжения. Возможные поверхности скольжения, отделяющие сдвигаемый массив грунта от неподвижного, могут быть приняты круглоцилиндрическими, ломаными, в виде логарифмической спирали и другой формы.

6.5.2.3 Для каждой возможной поверхности скольжения вычисляют предельную нагрузку. При этом используют соотношения между вертикальными, горизонтальными и моментными компонентами нагрузки, которые ожидаются в момент потери устойчивости и описывают нагрузку одним параметром. Этот параметр определяется из условия равновесия сил (в проекции на заданную ось) или моментов (относительно заданной оси). В качестве предельной нагрузки принимают минимальное значение.

6.5.2.4 В число рассматриваемых при определении равновесия сил включают вертикальные, горизонтальные и моментные нагрузки от сооружения, вес грунта, фильтрационные силы, силы трения и сцепления по выбранной поверхности скольжения, активное и (или) пассивное давление грунта на сдвигаемую часть грунтового массива вне поверхности скольжения.

6.5.2.5 Действующие и предельные нагрузки вычисляются по первому предельному состоянию, при этом коэффициенты надежности по нагрузке γ_f следует принимать:

а) действующие (опрокидывающие, сдвигающие) нагрузки:

– для постоянных и временных нагрузок - $\gamma_f > 1$.

б) удерживающие (предельные) нагрузки:

– для постоянных нагрузок - $\gamma_f < 1$;

– для временной вертикальной подвижной нагрузки (от порожнего состава) – $\gamma_f = 1$.

6.5.2.6 В соответствующих случаях, руководствуясь указаниями п. 10.6, необходимо учитывать уменьшение веса конструкции вследствие взвешивающего действия воды.

Устойчивость против опрокидывания

6.5.2.7 Устойчивость положения против опрокидывания конструкций, опирающихся на отдельные опоры (например, при уравновешенном монтаже или надвижке пролетного строения), а также фундаментов на грунтовых основаниях следует рассчитывать по формуле:

$$M_u \le \frac{m}{\gamma_n} M_z, \qquad (6.5)$$

где M_u - момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции;

M_z - момент удерживающих сил относительно той же оси;

m - коэффициент условий работы, принимаемый согласно таблице 6.12;

γ_n - коэффициент надежности по назначению, согласно таблице 6.12.

Таблица 6.12

Расчетный случай		Постоянная эксплуатация	Стадия строительства
Опирание на отдельные опоры		m = 1,0 γ_n = 1,1	m = 0,95 γ_n = 1,0
Фундаменты	На нескальном основании	m = 0,9 γ_n = 1,1	m = 0,9 γ_n = 1,0
	На скальном основании	m = 0,8 γ_n = 1,1	m = 0,8 γ_n = 1,0

Коэффициенты надежности по нагрузке при вычислении опрокидывающих M_u и удерживающих M_z моментов следует принимать по таблицам 6,7, 6,8, 6.9 и 6.11.

Устойчивость против сдвига

6.5.2.8 Устойчивость положения конструкций против сдвига (скольжения) следует рассчитывать по формуле:

$$Q_r \le \frac{m}{\gamma_n} Q_z, \qquad (6.6)$$

где Q_r - сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига;

Q_z - удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига;

m - коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9;

γ_n - коэффициент надежности по назначению согласно таблице 6.12.

Коэффициенты надежности по нагрузке при вычислении сдвигающих Q_r и удерживающих Q_z сил следует принимать по таблицам 6,7, 6,8, 6.9 и 6.11.

Примечания

1) При расчете по плоскому сдвигу, в качестве удерживающей горизонтальной силы, создаваемой грунтом, следует принимать силу, величина которой не превышает активного давления грунта.
2) Силы трения в основании определяют по коэффициентам трения, указанным в 10.14. Коэффициент трения бетонной кладки по кладке следует принимать равным 0,55.

6.5.3 Расчеты прочности и устойчивости

6.5.3.1 Расчеты по устойчивости положения, а также по прочности и устойчивости элементов отражают случаи экстремальных нагрузок, возможных на стадии эксплуатации сооружения, вероятности появления которых отражаются коэффициентами надежности по нагрузкам γ_f > 1,0 с учетом ответственности сооружения γ_n (только для основных сочетаний нагрузок - таблица 6.6).

6.5.3.2 При расчетах прочности и устойчивости следует учитывать динамический характер нагрузок от поездов в полном объеме.

В случаях выполнения расчетов по сочетаниям с ВСП по упрощенной методике А, динамический характер воздействий учитывается динамическими коэффициентами ($1 + \mu 1 + \mu 2$) к статическим составляющим нагрузок (приложение Л), при расчетах по методике Б - прямыми динамическими расчетами, как экстремальные (пиковые) значения, с учетом динамического коэффициента ($1 + \mu 2$).

При выполнении расчетов на нагрузки поездов обычных скоростей движения (СК), динамические воздействия поездов учитываются коэффициентом динамики ($1 + \mu$) - по пункту – Л.5 приложения Л.

6.5.4 Расчеты выносливости

6.5.4.1 Расчеты выносливости (усталости, износа) отражают вероятность отказа сооружения по признаку снижения физико-механических свойств материала, а также появления дефектов в соединениях (стыках, сварных швах).

6.5.4.2 Оценка вероятности отказов по признаку выносливости производится на интервале срока службы сооружения (100 лет).

6.5.4.3 Величина снижения прочностных характеристик материалов и стыков зависит от следующих факторов:

- уровень напряженного состояния (близость к предельным значениям или к пластической зоне и параметры асимметрии циклов приложения нагрузок (амплитуды и скорости возрастания нагрузок));
- деградация свойств материалов или изменения геометрии сечений, связанные с "возрастом" элементов (деградация бетона, коррозия стали и другие).

При отсутствии данных по конкретному набору поездов, эксплуатируемых на участке магистрали, характеристикам этих поездов и интенсивности их обращения, а также данных по зависимостям снижения свойств материалов и расстройству стыков от динамических воздействий, характерных для поездов ВСП, следует учитывать снижение прочностных характеристик материалов по методикам глав 7, 8 и 9:

- для арматуры и бетона - коэффициентами m_{as1}, m_{ap1} *и* m_{b1} (7.2.22, 7.2.9) и учетом n_1, согласно 7.2.31;
- для стали - согласно приложению Пр2.

6.5.4.4 В отличии от расчетов прочности, где расчет производится на случаи экстремальных нагрузок (один раз на срок службы), при расчетах выносливости

принимаются во внимание средние, значимые для выносливости, интенсивности воздействий от обращающейся нагрузки.

При отсутствии данных эксплуатации на линии конкретного набора поездов, их характеристик, а также интенсивности их обращения по участкам магистрали следует учитывать нагрузки при расчетах по выносливости следующим образом:

- рассматривать нормативные значения интенсивностей нагрузок от ВСП и нормативные значения поездов СК, принимая коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$ и коэффициент надежности по нагрузкам - $\gamma_f = 1,0;$
- учитывать средний характер динамических воздействий от поездов снижением коэффициентов динамики - $1 + 2/3\mu$ (для СК) или $1 + 1/2\ \mu1 + \mu2$ (для ВСП).

6.5.4.5 Расчету на выносливость подлежат несущие элементы пролетных строений (включая плиты проезда), сквозные опоры и опорные части.

На выносливость не рассчитывают:

- бетонные опоры;
- фундаменты всех видов;
- трубы [1]);
- стенки балок пролетных строений;
- бетон растянутой зоны;
- арматуру, работающую только на сжатие;
- железобетонные опоры, в которых коэффициенты асимметрии цикла напряжений превышают: в бетоне - 0,6, в арматуре - 0,7.

[1]) толщина засыпки над звеньями труб на ВСМ должна быть не менее 2.5 м - п. 5.2.5.

6.6 Нагрузки и воздействия

6.6.1 Постоянные нагрузки и воздействия

6.6.1.1 Нормативную вертикальную нагрузку от собственного веса конструкций, а также постоянных смотровых приспособлений, опор и проводов линий электрификации и связи, трубопроводов и т. д. следует определять по проектным объемам.

6.6.1.2 Для балочных пролетных строений нагрузку от собственного веса допускается принимать равномерно распределенной по длине пролета, если величина ее на отдельных участках отклоняется от средней величины не более 10%.

6.6.1.3 Вес сварных швов, а также выступающих частей высокопрочных болтов с гайками и двумя шайбами допускается принимать в процентах к общему весу металла по таблице 6.13.

Таблица 6.13

Металлическая конструкция	Сварные швы, %	Выступающие части высокопрочных болтов, гайки и две шайбы, %
Болтосварная	1,0	4,0
Сварная	2,0	-

6.6.1.4 Нормативное воздействие предварительного напряжения (в том числе регулирования усилий) в конструкции следует устанавливать по предусмотренному (контролируемому) усилию с учетом нормативных величин потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы.

В железобетонных и сталежелезобетонных конструкциях кроме потерь, связанных с технологией выполнения работ по напряжению и регулированию усилий, следует учитывать также потери, вызываемые усадкой и ползучестью бетона.

6.6.1.5 Нормативное давление грунта от веса насыпи на опоры мостов и звенья труб следует определять по формулам, кПа:

а) вертикальное давление:

для опор мостов и подпорных стен

$$p_{гn} = \rho_n \cdot h; \qquad (6.7)$$

для звеньев труб

$$p_{гn} = C_\gamma \cdot \rho_n \cdot h; \qquad (6.8)$$

б) горизонтальное (боковое) давление

$$p_n = \rho_n \cdot h \cdot \tau_n - 2 \cdot c_n \cdot \sqrt{\tau_n}, \qquad (6.9)$$

где h – высота засыпки, м, определяемая для устоев мостов по приложению С, для звеньев труб - приложению Т;

ρ_n – нормативный удельный вес грунта, кН/м³;

C_γ – коэффициент вертикального давления, определяемый для звеньев труб по приложению Т;

c_n – нормативное значение сцепления;

τ_n – коэффициент нормативного бокового давления грунта засыпки береговых опор мостов или звеньев труб, определяемый по формуле

$$\tau_n = tg^2(45^o - \varphi_n / 2), \qquad (6.10)$$

где φ_n – нормативный угол внутреннего трения грунта, град.

П р и м е ч а н и е - формулы (6.7) - (6.10) не применимы для:

- опор мостов, смещение которых в сторону от насыпи на величину более 1/1000Н не возможно кинематически или приводит к нарушению работоспособности опоры (распорные системы, основания с большой горизонтальной жесткостью и другое);
- устоев мостов, с "положительным" наклоном грани, соприкасающейся с грунтом насыпи;
- укрепленных насыпей.

Значения ρ_n и φ_n следует, как правило, принимать на основании лабораторных исследований образцов грунтов, предназначенных для засыпки опор мостов, подпорных стен и труб (при доверительной вероятности нормативных значений - 0,90).

Для предварительных расчетов допускается определять нормативные значения характеристик грунтов по таблицам приложения Б СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений».

При повторном применении проектов и только для грунта насыпи, при определении нормативного давления грунта допускается принимать:

а) удельный нормативный вес грунта засыпки ρ_n = 17,7 кН/м³.

б) нормативные углы внутреннего трения φ_n равными:

- для устоев при засыпке песчаным (дренирующим) грунтом - 35°;
- для звеньев труб, находящихся в насыпи, - 30°;
- для оголовков труб - 25°.

в) нормативное значение сцепления грунта c_n = 0.

6.6.1.6 Методика определения равнодействующей нормативного и расчетного горизонтального (бокового) давления на опоры мостов от собственного веса грунта приведена в приложении С.

При определении давления грунтов в случаях, не попадающих под ограничения применимости формул (6.7) - (6.10), следует пользоваться указаниями главы 9 СП 22.13330.2011.

6.6.1.7 Нормативное гидростатическое давление (взвешивающее действие воды) следует определять в соответствии с указаниями раздела 10.

6.6.1.8 Нормативное воздействие усадки и ползучести бетона следует принимать в виде относительных деформаций и учитывать при определении перемещений и усилий в конструкциях.

Ползучесть бетона определяется только от действия постоянных нагрузок.

Значения нормативных деформаций усадки и ползучести для рассматриваемой стадии работы следует определять по значениям предельных относительных деформаций усадки бетона ε_n и удельных деформаций ползучести бетона c_n в соответствии с указаниями разделов 7 и 9.

6.6.1.9 Нормативное воздействие от осадки грунта в основании опор мостов следует принимать по результатам расчета на смещения от осадок фундаментов.

6.6.1.10 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для указанных в 6.6.1.1 – 6.6.1.4, 6.6.1.6 - 6.6.1.9 постоянных нагрузок и воздействий, следует принимать по таблице 6.7 (кроме давления грунта - 6.1.1.11). При этом на всех загружаемых нагрузкой участках линий влияния (в одном расчетном случае) значения γ_f для каждой из нагрузок

следует принимать одинаковыми во всех случаях, за исключением расчетов по устойчивости положения, в которых γ_f для разных загружаемых участков принимается в соответствии с указаниями 6.5.2.5, и расчетов на разницу осадок грунта в основании соседних опор моста.

6.6.1.11 При расчетах по первой группе предельных состояний коэффициенты надежности для указанных в пункте 6.6.1.5 нагрузок от вертикального и горизонтального давления грунтов на опоры мостов и трубы, следует определять через расчетные значения характеристик грунтов.

Давление грунтов принимать по формулам (6.7)-(6.10), подставляя в них расчетные характеристики грунтов. При этом расчетные значения характеристик грунтов принимаются при доверительной вероятности - 0,98. Расчетные характеристики грунтов следует определять:

$$X = X_n/\gamma_g, \qquad (6.11)$$

где X_n - нормативное значение данной характеристики;

γ_q - коэффициент надежности по грунту.

Примечание - Расчетные значения характеристик грунтов, соответствующие различным значениям доверительной вероятности (для расчетов по первой и второй группам предельных состояний), должны приводиться в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям.

6.6.1.12 Для предварительных расчетов и при определении нормативных значений характеристик грунтов по таблицам приложения Б СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» следует принимать коэффициенты надежности по грунту по таблице 6.14.

Таблица 6.14

Характеристика грунта	Коэффициенты надежности по грунту γ_g
Объемный вес грунта (плотность)	1,1 (0,9)
Угол внутреннего трения	1,2 (0,8)
Сцепление	1,5 (0,5)

При повторном применении допускается принимать расчетные характеристики грунтов насыпи равными:

а) расчетный удельный вес грунта засыпки ρ_I = 19,7 кН/м³ (максимальный).

б) расчетные углы внутреннего трения φ_I (минимальные):

- для устоев при засыпке песчаным (дренирующим) грунтом – 29°;
- для звеньев труб, находящихся в насыпи - 25°;
- для оголовков труб - 21°.

в) расчетное значение сцепления грунта насыпи c_I = 0.

6.6.1.13 При вычислении масс элементов конструкции следовать указаниям 6.3.8.

6.6.1.14 В расчетах на сочетания с особыми воздействиями (сейсмические воздействия) и аварийными нагрузками (сход поезда и наезд транспорта снизу) коэффициенты надежности к постоянным нагрузкам следует принимать равными 1,0.

6.6.1.15 При определении давления грунта со стороны насыпи подходов следует учитывать характеристики уплотненных грунтов переходной зоны, а также производство работ по ее устройству (п. 5.7).

6.6.2 Временные подвижные нагрузки

Нормативные вертикальные нагрузки от подвижного состава

6.6.2.1 При проектировании искусственных сооружений на магистрали следует учитывать возможность появления на них двух типов временных нагрузок, соответствующих двум видам поездов:

- Нагрузки от наборов высокоскоростных поездов, имеющих расчетные скорости движения ≤ 350 км/ч (далее **ВСП**).
- Нагрузки от поездов со скоростями движения ≤ 200 км/ч, все многообразие воздействий от которых описывается эквивалентными нагрузками СК класса 8 и набором соответствующих коэффициентов (далее нагрузка **СК**).

Примечание - Пропуск нагрузки **ВТ** по искусственным сооружениям не допускается.

6.6.2.2 Расчеты, связанные с воздействиями высокоскоростных поездов (ВСП), следует выполнять на возможное воздействие любого поезда из указанных в приложении Ж:

1) 10 поездов А1-А10 (аналог HSLM - Европейских норм);
2) 7 Европейских реальных поездов (аналог RT- Европейских норм);
3) 5 реальных российских поездов;
4) реальные поезда, планируемые для эксплуатации на линии (при наличии таких данных).

Число вагонов в составах, величины нормативных значений давлений на оси, а также цепочки расстояний по осям этих поездов приведены в приложении Ж.

6.6.2.3 При определении факторов напряженно-деформированного состояния элементов расчетных моделей, при определении статического воздействия от наборов поездов ВСП, возможно загружение линий влияния этих факторов огибающими эквивалентными нагрузками, приведенными в приложении И.

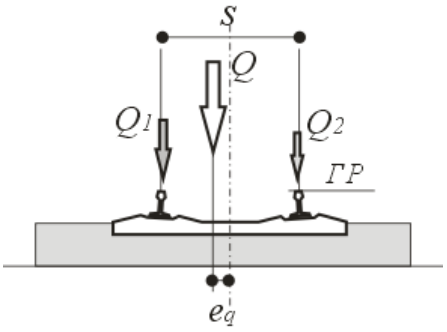
6.6.2.4 Загружение линий влияния эквивалентными нагрузками от ВСП, приведенными в приложении И, возможно только для разрезных балок. В других случаях следует загружать линии влияния группами сосредоточенных сил, соответствующих поездам (6.6.2.2), производя поиск наиболее опасного их положения на линии влияния.

6.6.2.5 Нормативную временную вертикальную нагрузку СК следует принимать согласно приложению К. При определении эквивалентных нагрузок для сложных линий влияния следует использовать методику приложения У.

Примечание - На высокоскоростной магистрали не следует учитывать перспективу увеличения нагрузок и появление тяжелых транспортеров или нагрузок новых схем, движущихся на обычных скоростях (до 200 км/ч). Во всех расчетах на нагрузку СК следует учитывать понижающий коэффициент $\varepsilon \leq 1$ (приведен в приложении К).

6.6.2.6 При расчетах основных конструкций железнодорожных мостов, а также элементов проезжей части и плит следует учитывать эксцентриситет e_q приложения распределенной или осевой нагрузки поперек пути, вызванный возможным смещением груза. Эксцентриситет необходимо учитывать совместно с центробежными силами и поперечными ударами подвижного состава (рисунок 6.3). Величину эксцентриситета принимать равной:

$$e_q = 1/18\ s, \qquad (6.12)$$

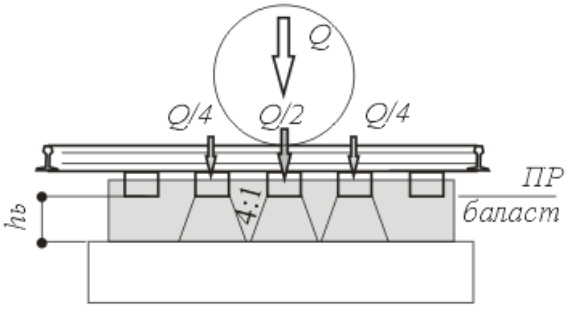


Обозначения:

- s - расстояние по головкам рельс – 1,6 м;
- e_q - эксцентриситет нагрузки – 1/18s ~ 9 см;
- Q - распределенная или сосредоточенная нагрузка;
- Q_1 - давление на нитку рельс, максимальное;
- Q_2 - давление на нитку рельс, минимальное.

Рисунок 6.3 – Эксцентриситет приложения нагрузки поперек оси пути

6.6.2.7 При расчетах местных воздействий от осей железнодорожной нагрузки следует считать, что давление от оси распределяется на 3 шпалы. При этом на среднюю шпалу (под осью) приходится ½ часть давления, а на две соседние – по ¼ части. Распределение давления в балласте происходит под углом – 4:1 (рисунок 6.4), для безбалластного мостового полотна 1:1.



Обозначения:

- Q - сила давления от оси поезда – 24,5К кН (2,5К тс);
- h_b - толщина балласта под шпалой.

Рисунок 6.4 – Распределение давления от одиночной оси вдоль пути

6.6.2.8 Во всех расчетах элементов конструкций, воспринимающих временную нагрузку с нескольких путей, нагрузку от подвижного состава следует принимать в соответствии с указаниями 6.6.5.1.

Нормативное давление грунта со стороны насыпи от подвижного состава

6.6.2.9 Нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на устои мостов от подвижного состава, находящегося на призме обрушения, следует принимать по приложению Ф. Нагрузку от подвижного состава ВСП на призме обрушения допускается определять по приложению И, выбирая один расчетный поезд, дающий максимальное значение нагрузки.

Примечания

1) Горизонтальное (боковое) давление грунта от подвижного состава, находящегося на призме обрушения, не учитывается совместно с сейсмическим воздействием на устои.
2) При определении давления грунта со стороны насыпи подходов следует учитывать характеристики уплотненных грунтов переходной зоны, а также производство работ по ее устройству (п. 5.7).

6.6.2.10 Нормативное давление грунта от подвижного состава на опоры мостов и на звенья труб (на соответствующую проекцию внешнего контура трубы), следует определять с учетом распределения давления нагрузки в грунте по формулам:

а) вертикальное давление

$$p_v = \frac{v}{2{,}7 + h}; \qquad (6.13)$$

б) горизонтальное давление

$$p_h = p_v \, \tau_n, \qquad (6.14)$$

где v - интенсивность временной вертикальной нагрузки от подвижного состава, принимаемая, согласно п. 6.6.2.5, для длины загружения $\lambda = d + h$ и положения вершины линии влияния $\alpha = 0{,}5$, но не более 19,6К кН/пм;

d - диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

h - расстояние от подошвы рельса до верха звена при определении вертикального давления или до рассматриваемого горизонта при определении горизонтального (бокового) давления, м;

τ_n - коэффициент бокового давления, определяемый по формуле (6.10).

Нормативная поперечная нагрузка от центробежной силы

6.6.2.11 Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от центробежной силы для мостов, расположенных на кривых, следует принимать с каждого пути в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью v_h. Значения v_h необходимо принимать:

– для нагрузок от ВСП:

$$v_h = v\,A_h, \qquad (6.15)$$

где v - нагрузка от подвижного состава (вес), кН/м, принимаемая в соответствии с приложениями К или И;

A_h - непогашенное поперечное ускорение, м/с^2, принимаемое равным:

$$A_h = V^2 / (127\,R) - dh / s, \qquad (6.16)$$

где V - расчетная скорость на участке, км/ч;

r - радиус кривой, м;

dh - возвышение наружного рельса, м.

– для нагрузок от СК:

по формулам (6.15), (6.16), принимая скорость движения V=200 км/ч.

Примечания

1) Из условий комфортности пассажиров и надежности крепления грузов величина непогашенного ускорения не должна превышать:
   – $A_h \le 0{,}4$ м/с^2 - для ВСП;
   – $A_h \le 0{,}7$ м/с^2 - для поездов СК (при скоростях движения ≤200 км/ч).
2) Из условия возможной остановки состава на кривой, возвышение наружного рельса dh не должно превышать 15 см.

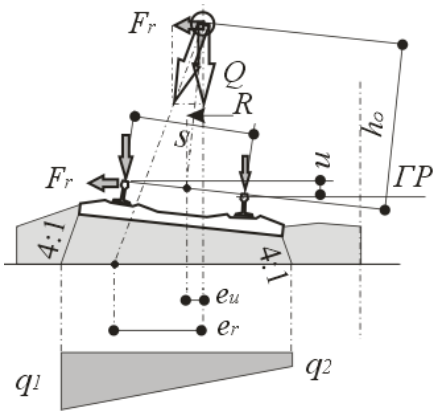
6.6.2.12 При статических расчетах нагрузку со второго пути следует принимать с коэффициентом s_1 в соответствии с 6.6.5.1.

6.6.2.13 Высоту приложения нагрузки v_h от головки рельса следует принимать равной:

– 1,8 м - для нагрузок ВСП;

– 2,2 м - для нагрузок СК.

6.6.2.14 Определение давления на плиту балластного корыта следует определять согласно схеме, приведенной на рисунке 6.5.



Обозначения:

s - расстояние по головкам рельс – 1,6 м;

u - возвышение наружного рельса;

h_o - высота центра тяжести состава;

Q - распределенная или сосредоточенная нагрузка;

F_r - центробежная сила (распределенная или сосредоточенная);

e_r - эксцентриситет вертикальной нагрузки, вызванный центробежной силой;

e_u - эксцентриситет вертикальной силы, вызванный наклоном поезда;

q_1, q_2 - максимальное и минимальное давления на плиту кН/м² (тс/м²).

Рисунок 6.5 – Схема приложения сил при учете центробежной силы

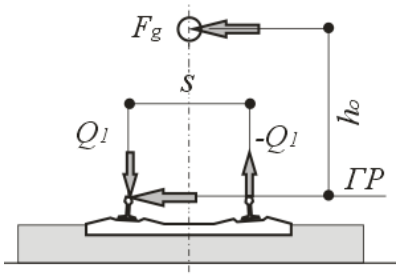
Нормативная поперечная нагрузка от ударов колес

6.6.2.15 Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов подвижного состава независимо от числа путей на мосту и типа нагрузки (ВСП или СК) следует принимать в виде равномерно распределенной нагрузки v_g равной:

$$v_g = 6{,}0 \text{ кН/пм} \tag{6.17}$$

6.6.2.16 Высоту приложения нагрузки v_g от головки рельса следует принимать равной:

- 1,8 м - для нагрузок ВСП;
- 2,2 м - для нагрузок СК.



Обозначения:

s	- расстояние по головкам рельс – 1,6 м;
h_o	- высота центра тяжести состава – 2,2 м;
Q	- распределенная или сосредоточенная нагрузка;
F_g	- сила, вызванная горизонтальными ударами подвижного состава (распределенная или сосредоточенная);
Q_1, $-Q_1$	- дополнительная сила пригруза или обезгруживания рельса (распределенная или сосредоточенная).

Рисунок 6.6 – Схема приложения сил при учете поперечных ударов

Нормативная продольная нагрузка от торможения или силы тяги

6.6.2.17 Интенсивность нормативной горизонтальной продольной нагрузки от торможения или сил тяги подвижного состава железных дорог следует принимать равной (в % от нормативной временной вертикальной подвижной нагрузки):

а) для нагрузки от ВСП:

- при длине загружения 40 м и менее - 25%;
- при длине загружения 100 м и более - 10%;
- при промежуточных значениях - по интерполяции;

б) для нагрузок СК - 10%.

6.6.2.18 Высоту приложения горизонтальных продольных нагрузок следует принимать равной:

- 1,8 м - для нагрузок ВСП;
- 2,2 м - для нагрузок СК.

6.6.2.19 Продольную нагрузку следует принимать:

- при двух железнодорожных путях - с одного пути;
- при трех путях и более - с двух путей.

Во всех случаях необходимо учитывать коэффициент s_1 согласно требованиям 6.6.5.1.

6.6.2.19 Продольная нагрузка от торможения не учитывается от подвижного состава, находящегося на призме обрушения грунта у устоев.

6.6.2.20 Продольное усилие от торможения или силы тяги, передаваемое на неподвижные опорные части, следует принимать в размере 100% от полного продольного усилия, действующего на пролетное строение. При этом не следует учитывать продольное усилие от установленных на той же опоре подвижных опорных частей соседнего пролета, кроме случая расположения в разрезных пролетных строениях неподвижных опорных частей со стороны меньшего из примыкающих к опоре пролетов. Усилие на опору в указанном случае надлежит принимать равным сумме продольных усилий, передаваемых через опорные части обоих пролетов, но не более усилия, передаваемого со стороны большего пролета при неподвижном его опирании.

6.6.2.21 Усилие, передающееся на опору с неподвижных опорных частей неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строений, в обоснованных расчетом случаях допускается принимать равным полной продольной нагрузке с пролетного строения за вычетом сил трения в подвижных опорных частях при минимальных коэффициентах трения, но не менее величины, приходящейся на опору при распределении полного продольного усилия между всеми промежуточными опорами пропорционально их жесткости.

6.6.2.22 При определении продольной горизонтальной нагрузки от торможения или сил тяги в случаях применения гибких (из отдельных стоек) стальных и железобетонных опор интенсивность временной подвижной вертикальной нагрузки v допускается принимать равной 100 кН/пм.

Нормативные нагрузки на служебных проходах

6.6.2.23 Нормативную временную вертикальную нагрузку на служебных проходах пролетных строений в сочетании с другими нагрузками следует принимать равной 2 кН/м^2.

При расчетах конструкций проходов и при отсутствии других нагрузок нормативную нагрузку на проходах следует принимать равной:

- при езде на балласте - 10 кН/м^2;
- при безбалластном мостовом полотне - 4 кН/м^2.

6.6.3 Прочие нагрузки и воздействия

Температурные и климатические воздействия

6.6.3.1 Нормативное температурное климатическое воздействие следует учитывать:

- при расчете перемещений в мостах всех систем;
- при определении усилий во внешне статически неопределимых системах;
- при расчете элементов сталежелезобетонных пролетных строений (п.9.2.7).

Температурные и климатические воздействия следует принимать в соответствии с требованиями СП 131.13330.2012 с учетом требований настоящих СТУ.

6.6.3.2 Среднюю по сечению нормативную температуру элементов или их частей допускается принимать равной:

- для бетонных и железобетонных элементов в холодное время года, а также для металлических конструкций в любое время года - нормативной температуре воздуха;
- для бетонных и железобетонных элементов в теплое время года - нормативной температуре воздуха за вычетом величины, численно равной $0{,}2\delta$, но не более 10°С, где δ - толщина элемента или его части, см.

Температуру элементов со сложным поперечным сечением следует определять как средневзвешенную по температуре отдельных элементов (стенок, полок и др.).

6.6.3.3 Нормативную температуру воздуха в холодное время года $t_{n,X}$ следует принимать: для типовых проектов - равной -40°С, в остальных случаях - равной температуре наружного воздуха наиболее холодной пятидневки по таблице 3.1 СП 131.13330.2012:

- для железобетонных конструкций, включая плиты БМП, с обеспеченностью 0,92;
- для стальных конструкций с обеспеченностью 0,98.

6.6.3.4 Нормативную температуру воздуха в теплое время года следует принимать : для типовых проектов - равной +40°С, в остальных случаях - по формуле:

$$t_{n,T} = t_{VII} + T\,, \qquad (6.18)$$

где t_{VII} - средняя температура самого жаркого месяца по таблице 5.1 СП 131.13330.2012;

T - средняя суточная амплитуда температуры воздуха наиболее теплого месяца по таблице 4.1 СП 131.13330.2012.

Влияние солнечной радиации следует учитывать в виде дополнительного нагрева освещенной солнцем поверхности на 10°С.

6.6.3.5 Температуры замыкания конструкций в холодное и теплое время года, если они в проекте не оговорены, следует принимать равными нормативным температурам воздуха, соответственно увеличенным или уменьшенным на 15°С.

6.6.3.6 При расчете перемещений коэффициент линейного расширения следует принимать для стальных и сталежелезобетонных конструкций равным $1{,}2\cdot10^{-5}$ и для железобетонных конструкций - $1{,}0\cdot10^{-5}$.

Трение в опорных частях

6.6.3.7 Нормативное сопротивление от трения в подвижных опорных частях следует принимать в виде горизонтального продольного реактивного усилия S_f и определять по формуле:

$$S_f = \mu_n F_v, \quad (6.19)$$

где μ_n - нормативная величина коэффициента трения в опорных частях при их перемещении, принимаемая равной средней величине из возможных экстремальных значений:

$$\mu_n = \frac{\mu_{\max} + \mu_{\min}}{2}; \quad (6.20)$$

F_v - вертикальная составляющая при действии рассматриваемых нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Величины максимальных и минимальных коэффициентов трения следует принимать соответственно равными:

а) при катковых, секторных или валковых опорных частях - 0,040 и 0,010;

б) при качающихся стойках или подвесках - 0,020 и 0 (условно);

в) при тангенциальных и плоских металлических опорных частях - 0,40 и 0,10;

г) при подвижных опорных частях с прокладками из фторопласта совместно с полированными листами из нержавеющей стали - по таблице 6.15 или по данным сертификационных испытаний.

Таблица 6.15

Среднее давление в опорных частях по фторопласту, МПа	Коэффициент трения при температуре наиболее холодной пятидневки по СП 131.13330.2012 с обеспеченностью 0,92			
	минус 10°С и выше		минус 50°С	
	$\mu_{\max}$	$\mu_{\min}$	$\mu_{\max}$	$\mu_{\min}$
9,81	0,085	0,030	0,120	0,045
19,6	0,050	0,015	0,075	0,030
29,4	0,035	0,010	0,060	0,020

Примечания

1) Коэффициенты трения при промежуточных значениях отрицательных температур и средних давлениях определяются по интерполяции.
2) Для подвижных стаканных опорных частей с прокладками из фторопласта совместно с полированными листами из нержавеющей стали (или с полированной твердохромированной поверхностью) среднее давление на опорную часть от нормативных постоянных нагрузок и воздействий должно быть не менее 10 МПа.

6.6.3.8 Расчетные усилия от сил трения в подвижных опорных частях балочных пролетных строений в зависимости от вида и характера проводимых расчетов следует принимать в размерах:

$S_{f,max} = \mu_{max} F_v$ или $S_{f,min} = \mu_{min} F_v$, - если при рассматриваемом сочетании нагрузок силы трения, соответственно увеличивают или уменьшают общее воздействие на рассчитываемый элемент конструкции.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f к усилиям $S_{f,max}$ и $S_{f,min}$ не вводится.

6.6.3.9 Воздействие на конструкции пролетных строений сил трения, возникающих в подвижных опорных частях каткового, секторного и валкового типов при числе

опорных частей в поперечном направлении более двух, следует определять с коэффициентом условия работы, равным 1,1.

6.6.3.10 Опоры (включая фундаменты) и пролетные строения мостов следует проверять на воздействие расчетных сил трения, возникающих от температурных деформаций при действии постоянных нагрузок.

Опорные части и элементы их прикреплений, а также части опор и пролетных строений, примыкающие к опорным частям, должны быть проверены на расчетные силы трения, возникающие от постоянных и временных (без учета динамики) нагрузок.

При установке на промежуточной опоре двух рядов подвижных опорных частей от смежных пролетных строений, а также неподвижных опорных частей в неразрезном и температурно-неразрезном пролетном строении продольное усилие следует принимать не более разницы сил трения при максимальных и минимальных коэффициентах трения в опорных частях.

Ветровые нагрузки

6.6.3.11 Величину расчетного ветрового давления следует определять по СП 20.13330.2011 и на основании статистической обработки скоростей ветра по данным метеонаблюдений с 10-минутным интервалом осреднения и вероятностью превышения 1 раз в 100 лет - для расчета конструкций на стадии эксплуатации и 1 раз в 5 лет – на стадии строительства.

В расчетах следует принимать наибольшую величину ветрового давления. На стадии разработки проектной документации величину ветрового давления допускается принимать по СП 20.13330.2011 для соответствующего ветрового района.

6.6.3.12 Коэффициент надежности к ветровой нагрузке на стадии строительства следует принимать равным 1,5 - на стадии эксплуатации и 1,0 – на стадии строительства.

6.6.3.13 Увеличение давления (скорости) ветра по высоте следует принимать по СП 20.13330.2011 для соответствующего типа местности.

6.6.3.14 Пульсационную составляющую ветрового давления следует определять по СП 20.13330.2011.

6.6.3.15 Аэродинамические коэффициенты и площади ветровой поверхности допускается определять по СП 20.13330.2011 и приложению Х.

Нагрузки от давления льда

6.6.3.16 Нормативную нагрузку от давления льда на опоры мостов следует принимать согласно приложению Ц.

Аэродинамические воздействия от высокоскоростных поездов

6.6.3.17 Нагрузки от аэродинамических воздействий следует определять по приложению Р.

6.6.4 Особые и аварийные нагрузки

6.6.4.1 Несущие конструкции моста следует рассчитывать на особые и аварийные сочетания нагрузок:

- сочетания с сейсмическим воздействием;
- случай возможного схода с рельс подвижного состава;
- случай наезда транспорта снизу на опору или пролетное строение;
- случай столкновения судна с опорой или с пролетным строением.

6.6.4.2 Для аварийных и особых сочетаний нагрузок следует выполнять расчеты только по предельным состояниям I группы. Коэффициент надежности по ответственности принимать равным 1.

Сейсмические нагрузки

6.6.4.3 Степень ответственности сооружения при расчетах на сейсмическое воздействие учитывается только в соответствии с главой 10 и приложением Г СП 14.13330.2014; дополнительные коэффициенты надежности по ответственности к сейсмическим нагрузкам не применяются.

6.6.4.4 Сейсмические нагрузки следует принимать в соответствии с требованиями СП 14.13330.2014, с учетом требований настоящих СТУ.

6.6.4.5 Сейсмичность площадки строительства должна быть определена в результате уточнения исходной сейсмичности района строительства и сейсмического микрорайонирования. На стадии проектной документации сейсмичность площадки строительства следует принимать при повторяемости 1 раз в 5000 лет (ОСР-97, карта С).

6.6.4.6 Расчеты сооружений на сейсмическое воздействие следует производить по линейно-спектральному методу в соответствии с СП 14.13330.2014. Необходимо выполнять расчет на два варианта сейсмического воздействия – на проектное землетрясение (ПЗ) с повторяемостью 1 раз в 100 лет и максимальное расчетное землетрясение (МРЗ) с повторяемостью 1 раз в 5000 лет.

6.6.4.7 Расчет мостов на ПЗ следует выполнять при отсутствии размыва и при наличии местного размыва опор и учитывать присоединенные массы воды.

Расчет мостов на МРЗ следует выполнять с учетом общего размыва опор, возможности разжижения верхнего слоя грунта и присоединенной массы воды.

6.6.4.8 На стадии рабочей документации при наличии нелинейных антисейсмических устройств расчеты мостов на сейсмические воздействия ПЗ и МРЗ следует выполнять методом прямого интегрирования уравнений движения с использованием инструментальных записей колебаний грунта при землетрясениях и синтезированных акселерограмм.

6.6.4.9 Жесткостные характеристики свайных фундаментов следует принимать в соответствии с СП 24.13330.2011.

6.6.4.10 Проверки по перемещениям, прогибам и углам поворота выполняются для опорных частей и антисейсмических устройств – при расчете на МРЗ, элементов

пролетных строений, опор, железнодорожного пути (включая деформационные швы и уравнительные приборы) – при расчете на ПЗ.

6.6.4.11 Коэффициент K_1 (п.7.6.7 СП 14.13330.2014) принимается равным:

- 0,25 – при линейно-упругих расчетах на МРЗ по первой группе предельных состояний всех элементов сооружений, кроме опорных частей и антисейсмических устройств;
- 1,00 – при всех расчетах опорных частей и антисейсмических устройств и при определении деформаций и перемещений, а также при всех расчетах на ПЗ.

При расчетах, включающих проверку устойчивости, при расчетах по деформированной схеме, при учете геометрической нелинейности и при расчетах методом прямого интегрирования уравнений движения коэффициент K_1 не используется. При проверке прочности сечений допускается умножать на K_1 усилия и напряжения, полученные в результате этих расчетов.

6.6.4.12 На стадии проектной документации при определении вертикальной сейсмической нагрузки значение поправочного множителя к коэффициенту А принимается равным 0,5 согласно п.7.6.4 СП 14.13330.2014. На стадии рабочей документации значение поправочного множителя необходимо уточнить в результате дополнительных исследований.

6.6.4.13 При расчетах на сейсмические воздействия необходимо учитывать взаимные смещения опор.

Аварийные нагрузки. Сход поезда с рельс

6.6.4.14 Сход с рельсов железнодорожного транспорта на железнодорожном мосту должен рассматриваться как аварийная расчетная ситуация.

а - I расчетная ситуация б - II расчетная ситуация

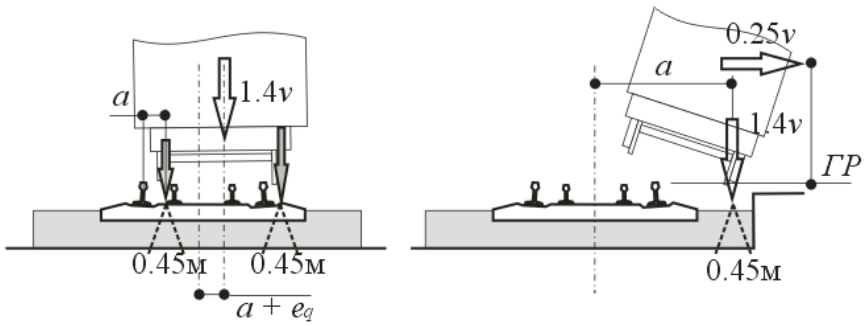


Рисунок 6.7

Должны быть рассмотрены две расчетные ситуации:

- I расчетная ситуация - сход с рельсов, при котором сошедший с рельс поезд остается в пределах рельсовых путей и удерживается соседними рельсами (контррельсами или контруголками).
- II расчетная ситуация - сход с рельсов, при котором поезд балансирует на краю проезжей части.

Расчетные ситуации I и II должны рассматриваться по отдельности.

6.6.4.15 Для расчетной ситуации I (рисунок 6.7а) следует избегать разрушения основных несущих элементов конструкции, однако может быть допущено локальное повреждение элементов верхнего строения пути и балластной призмы или плит мостового полотна. Колесная пара при этом смещается на расстояние "a", а равнодействующую вертикальной нагрузки следует принимать в виде нагрузки 1,4×εСК, смещенную на расстояние "a+e_q", указанное на рисунке, где эксцентриситет e_q = 9 см учитывает возможное смещения груза (1/18 ширины колеи). Длина загружения в этом случае не ограничивается.

6.6.4.16 В расчетной ситуации II (рисунок 6.7б) пролетное строение не должно опрокинуться или разрушиться, а поезд - остаться на мосту. Для определения общей устойчивости и прочности элементов проезжей части пролетное строение загружается равномерно распределенной вертикальной нагрузкой 1,4×εСК, приложенной по линии одного ряда колес. Для расчета элементов, удерживающих поезд на пролетном строении, принимается горизонтальная равномерно распределенная нагрузка интенсивностью 0,25×εСК, равнодействующая которой находится на уровне центра тяжести состава (2,2 метра от головки рельса). В ситуации II максимальную общую длину нагрузки следует принимать равной:

- для проверки прочности основных и удерживающих элементов - длине загружаемого участка линии влияния для проверяемого элемента, но не более 20 м;
- для проверки устойчивости конструкции – полной длине пролетного строения.

Элементы, замена которых возможна в ходе ремонта, на нагрузку от схода подвижного состава допускается не рассчитывать, если их выход из строя не приведет к прогрессирующему разрушению конструкции.

6.6.4.17 В расчетных ситуациях I и II нагрузкой εСК загружается один путь; горизонтальные компоненты временной нагрузки (центробежная сила, поперечные удары, торможение) не учитываются.

Динамические коэффициенты не учитываются.

Постоянные нагрузки принимаются с коэффициентами надежности, равными 1,0.

Аварийные нагрузки. Наезд транспорта снизу

6.6.4.18 В случае, если сооружение пересекает автодорогу, следует учитывать силы, которые могут возникнуть при столкновении транспортных средств, находящихся под сооружением с опорами или пролетными строениями моста.

В случае, когда существует вероятность наезда транспортных средств на опору или удара снизу по пролетному строению (при расположении опоры моста в разделительной полосе пересекаемой автодороги или на расстоянии менее 5 метров от края проезжей части и в случае отсутствия жестких ограждений), необходимо производить расчеты, исключающие потерю работоспособности опоры и (или) падения пролета моста после удара транспортных средств.

Нагрузку от наезда транспортных средств на опору следует принимать в виде одной из горизонтальных сил интенсивностью:

- вдоль движения транспортных средств под мостом – 1000 кН (100 тс);
- поперек движения – 500 кН (50 тс).

Высоту приложения силы (от верха покрытия проезжей части) следует принимать равной 1,25 м.

В случае применения мероприятий, снижающих интенсивность воздействия наезда (гибкие ограждения, островок и т.д.), возможно снижение интенсивностей нагрузок при соответствующем обосновании.

При габаритах менее указанных в приложении Г СП 35.13330.2011 необходимо учитывать возможность удара негабаритных транспортных средств снизу на пролетное строение. При этом следует предусматривать установку габаритных ворот.

Аварийные нагрузки. Столкновение судна с опорой или пролетным строением

6.6.4.19 Нагрузка от навала судов на опоры моста определяется как максимальное значение реакции опоры, передаваемой на судно. Величину этой реакции как правило следует определять из решения задачи динамического взаимодействия судна и опоры по СП 38.13330.2012.

6.6.4.20 Параметры судна (тоннаж, осадка, скорость движения в направлении поперек оси моста) принимаются по данным пользователей водного пути.

6.6.4.21 Нагрузки от навала судов необходимо определять с учетом:

- уровней воды и условий течения;
- типа и водоизмещения (осадки) судна, а также его характеристик;
- косины пересечения судового хода мостовым переходом;
- типа конструкции опор и их характеристик энергопоглощения.

6.6.4.22 Опоры, расположенные в непосредственной близости от судового хода, следует рассчитывать на полную нагрузку от навала судов. Следует учитывать две ситуации: навал судна вдоль судового хода и поперек. Величину нагрузки поперек судового хода следует принимать равной 50% от полной нагрузки.

6.6.4.23 Столкновение судна с пролетным строением следует рассматривать как случай приложения статической горизонтальной нагрузки к нижнему поясу в середине пролета. Величина нагрузки принимается равной 50% от величины нагрузки от навала судов на опору.

6.6.4.24 Если разница отметок низа пролетного строения и расчетного судоходного уровня более чем на 10% превышает высоту расчетного судоходного габарита, то случай столкновения судна с пролетным строением не рассматривается.

6.6.5 Сочетания нагрузок

6.6.5.1 Коэффициенты, учитывающие снижение интенсивности нагрузки при одновременном загружении двух путей железной дороги нагрузками от ВСП и нагрузками СК, приведены в таблице 6.16.

Таблица 6.16 - Коэффициенты s_1

	Нагрузка от ВСП			Нагрузка СК		
	Один из путей	Второй путь	Проходы [1]) 2 кН/м^2	Один из путей	Второй путь	Проходы [1]) 2 кН/м^2
Случай 1	1,0	0,7	1,0			
Случай 2	0,7	1,0	1,0			
Случай 3				1,0	-	1,0
Случай 4				-	1,0	1,0

[1]) нагрузка на проходах - совместно с поездами учитывает нагрузку от оборудования или балласта на проходах.

6.6.5.2 Сочетания компонент временных нагрузок при расчетах по I и II группам предельных состояний и случаям расчета даны в таблицах 6.17А, 6.17Б, 6.17В.

Таблица 6.17А - I Предельное состояние. Прочность. Устойчивость

	Нагрузка от ВСП				Нагрузка СК			
	Вертикальная	Центробежная сила	Торможение	Поперечные удары	Вертикальная	Центробежная сила	Торможение	Поперечные удары
	7-8	9	11	10	7-8	9	11	10
Основные сочетания								
	ВСП два пути γ_n = 1.1 γ_f > 1 $1+\mu 1+\mu 2 > 1$				С8 один путь γ_n = 1.1 γ_f > 1 $1+\mu > 1$			
	1,0	1,0						
	1,0			1,0				
					1,0	1,0		
					1,0			1,0
Дополнительные сочетания								
	ВСП два пути γ_n =1.0 γ_f > 1 $1+\mu 1+\mu 2 > 1$				С8 один путь γ_n =1.0 γ_f > 1 $1+\mu > 1$			
	0,8	0,8	0,8					
	0,8			0,7				
	0,7			0,8				
					0,8	0,8	0,8	
					0,8			0,7
					0,7			0,8
	+ в сочетании с дополнительными, таблицы 6.18А							
Особые (Аварийные)								
сейсмика навал судов наезд снизу	ВСП один путь γ_n =1.0 γ_f = 1,0 $1 + \mu 1 + \mu 2 = 1,0$				С8 – один путь γ_n =1.0 γ_f = 1,0 $1 + \mu = 1,0$			
	0,7	0,7	0,7					
					0,7	0,7	0,7	
	+ в сочетании с дополнительными, таблицы 6.18Б							
сход поезда с рельс	ВСП один путь γ_n =1,0 γ_f = 1,0 $1 + \mu 1 + \mu 2 = 1,4$				С8 – один путь γ_n =1,0 γ_f = 1,0 $1 + \mu = 1,0$			
	1,0							

Таблица 6.17Б - I Предельное состояние. Выносливость

Нагрузка от ВСП				Нагрузка СК			
Вертикальная	Центробежная сила	Торможение	Поперечные удары	Вертикальная	Центробежная сила	Торможение	Поперечные удары
7-8	9	11	10	7-8	9	11	10

Только основные сочетания

ВСП один путь γ_n = 1,0 γ_f = 1,0 1 + 1/2μ1 + μ2				С8 один путь γ_n = 1,0 γ_f = 1,0 1 + 2/3μ			
1,0	1,0						
				1,0	1,0		

Таблица 6.17В - II предельное состояние

	Нагрузка от ВСП				Нагрузка СК				Дополнительно
	Вертикальная	Центробежная сила	Торможение	Поперечные удары	Вертикальная	Центробежная сила	Торможение	Поперечные удары	
	7-8	9	11	10	7-8	9	11	10	
	ВСП один путь γ_n =1,0 γ_f = 1,0 1+μ = 1,0				С8 один путь γ_n =1,0 γ_f = 1,0 1+μ = 1,0				
Прогибы, переломы, смещения, осадки, эксцентриси-теты ...	1,0	1,0							
					1,0	1,0			
	0,8	0,7							+ 0,7 температура
					0,8	0,7			
При раскрытии трещин в железобетоне	0,8	0,7	0,7						
					0,8	0,7	0,7		
При смещении верха опор	0,8	0,7		0,7					+ 0,7 ледовая
					0,8	0,7			+ 0,7 ледовая

6.6.5.3 Дополнительные и особые сочетания нагрузок и коэффициенты сочетаний нагрузок приведены в таблицах 6.18А и 6.18Б.

Таблица 6.18А - Дополнительные сочетания

Нагрузки и воздействия	Временные вертикальные нагрузки	Торможение	Ветровая нагрузка поперек оси моста	Ветровая нагрузка вдоль оси моста	Температурное воздействие	Ледовая нагрузка	Вертикальное сейсмическое воздействие	Горизонтальное сейсмическое воздействие	Навал судов на опору и удар по пролету	Сход поезда с рельс
Временные подвижные нагрузки	0,8	0,7	0,35		0,7					
	0,8	0,7		0,35	0,7					
	0,8	0,7	0,25			0,8				
Ветровые нагрузки			1,0							
				1,0						
	0,8			0,7	0,4					
Ледовая нагрузка						1,0				
			0,5			0,8				

Таблица 6.18Б - Особые и аварийные сочетания

Сейсмическое воздействие							1,0	0,5		
							0,5	1.0		
	[1)]	0,7					0,8	0,4		
	[1)]	0,7					0,4	0,8		
Аварийные ситуации	0,7	0,7							1,0	
		0,7								1,0

[1)] Коэффициент к временным подвижным нагрузкам при сейсмическом сочетании следует принимать:

- 0,8 - для временной ВСП (с одного пути, $\gamma_f = 1,0$, $1 + \mu + \mu 2 = 1,0$);
- 0,7 - для временной СК (с одного пути, $\gamma_f = 1,0$, $1 + \mu = 1,0$).

6.6.5.4 При аварийном сочетании прочие нагрузки и воздействия учитывать не следует.

7 Бетонные и железобетонные конструкции

7.1 Основные расчетные требования

7.1.1 Для бетонных и железобетонных мостов и труб необходимо соблюдать указания об обеспечении требуемой надежности конструкций от возникновения предельных состояний двух групп, предусмотренных ГОСТ 27751-88*.

Для этого, наряду с назначением соответствующих материалов и выполнением предусмотренных конструктивных требований, необходимо проведение указанных в настоящих нормах расчетов.

7.1.2 Для недопущения предельных состояний первой группы элементы конструкций мостов и труб должны быть рассчитаны в соответствии с указаниями настоящего раздела по прочности, устойчивости (формы и положения) и на выносливость, при этом в расчетах на выносливость должны рассматриваться нагрузки и воздействия, возможные на стадии эксплуатации сооружений.

Для недопущения предельных состояний второй группы производятся расчеты, указанные в таблице 7.1.

Таблица 7.1

Расчет	Рабочая арматура	Стадии работы конструкции
По образованию продольных трещин	Ненапрягаемая	Эксплуатация
	Напрягаемая	Все стадии (нормальная эксплуатация, возведение сооружения, предварительное напряжение, хранение, транспортирование)
По образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента	Напрягаемая	Все стадии
По раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента	Ненапрягаемая и напрягаемая (кроме элементов с напрягаемой арматурой, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, см. таблицу 7.23)	То же
По закрытию (зажатию) трещин, нормальных к продольной оси элемента	Напрягаемая	Хранение, транспортировка, эксплуатация
По ограничению касательных напряжений	Ненапрягаемая и напрягаемая	Все стадии
По деформациям (прогибам) пролетных строений	То же	Эксплуатация

7.1.3 Расчеты по трещиностойкости совместно с конструктивными и другими требованиями (к водоотводу и гидроизоляции конструкций, морозостойкости и водонепроницаемости бетона) должны обеспечивать коррозионную стойкость железобетонных мостов и труб (с учетом принятых толщин защитных слоев), а также препятствовать возникновению повреждений в них при совместном воздействии силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

Элементы железобетонных конструкций в зависимости от назначения, условий работы и применяемой арматуры должны удовлетворять соответствующим категориям требований по трещиностойкости, которые предусматривают различную вероятность образования (появления) трещин и предельные расчетные значения ширины их раскрытия по 7.4.1.

7.1.4 Усилия в сечениях элементов статически неопределимых конструкций от нагрузок и воздействий при расчетах по предельным состояниям первой и второй групп следует определять с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин.

В конструкциях, методика расчета которых с учетом неупругих свойств бетона не разработана, а также для промежуточных стадий расчета с учетом неупругих свойств бетона усилия в сечениях элементов допускается определять в предположении их линейной упругости.

7.1.5 Если в процессе изготовления или монтажа конструкции изменяются расчетные схемы или геометрические характеристики сечений, то усилия, напряжения и деформации в конструкции необходимо определять суммированием их для всех предшествующих стадий работы. При этом следует учитывать изменение усилий во времени из-за усадки и ползучести бетона и релаксации напряжений в напрягаемой арматуре.

7.1.6 В конструкциях с ненапрягаемой арматурой напряжения в бетоне и арматуре следует определять по правилам расчета упругих материалов без учета работы бетона растянутой зоны.

7.1.7 В предварительно напряженных конструкциях напряжения в бетоне и арматуре в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по правилам расчета упругих материалов, рассматривая сечение как сплошное. Если бетон омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, не имеет сцепления по 7.5.53 с бетоном основной конструкции, то следует считать, что и напрягаемая арматура, расположенная в канале, не имеет сцепления с бетоном конструкции.

При определении ширины раскрытия трещин в элементах предварительно напряженных конструкций (в том числе и со смешанным армированием) напряжения в арматуре следует определять без учета работы растянутой зоны бетона. Допускается усилия растянутой зоны бетона полностью передавать на арматуру.

Характеристики приведенного сечения во всех случаях необходимо определять с учетом имеющейся в сечении напрягаемой и ненапрягаемой арматуры с учетом 7.2.31.

Если элементы конструкции выполнены из бетона разных классов, то общую рабочую площадь сечения следует определять с учетом соответствующих им модулей упругости.

В конструкциях, напрягаемых на бетон, на стадии его обжатия в рабочей площади бетона не учитывают площадь закрытых и открытых каналов. При расчете этих конструкций на стадии эксплуатации допускается в расчетной площади сечения бетона учитывать площадь сечения заинъецированных закрытых каналов. Бетон омоноличивания открытых каналов допускается учитывать при условии выполнения требований 7.4.9, специальных технологических мероприятий в соответствии с 7.5.53 и установки в бетоне омоноличивания ненапрягаемой арматуры. При этом ширина раскрытия трещин в бетоне омоноличивания не должна превышать размеров, принятых для элементов, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 3в.

7.1.8 В составных по длине (высоте) конструкциях следует производить проверки прочности и трещиностойкости в сечениях, совпадающих со стыками или пересекающих зону стыков.

Стыки должны обеспечивать передачу расчетных усилий без появления повреждений в бетоне омоноличивания и на торцах стыкуемых элементов (блоков).

7.1.9 Стенки тавровых балок пролетных строений необходимо рассчитывать с учетом возможного на мосту поперечного смещения пути.

Расчет стенок балок пролетных строений мостов по образованию трещин рекомендуется производить с учетом кручения и изгиба стенок (из их плоскости).

7.1.10 Предварительное напряжение арматуры характеризуют значения начального (контролируемого) усилия, прикладываемого к концам напрягаемой арматуры через натяжные устройства, и установившегося усилия, равного контролируемому за вычетом потерь, произошедших к рассматриваемому моменту времени. При этом напряжения в арматуре, соответствующие контролируемому усилию, не должны превышать расчетных сопротивлений, указанных в таблице 7.15, с учетом коэффициентов условий работы в соответствии с 7.2.28.

Для напрягаемых арматурных элементов в проектной документации должны указываться значения контролируемых усилий и соответствующих им удлинений (вытяжек) арматуры с учетом позиции 4 таблицы приложения Ш.1.

Значения удлинений арматуры Δ_p в общем случае определяются по формуле

$$\Delta_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \int_0^l \frac{dx}{e^{\omega x + \delta \Theta}}, \qquad (7.1)$$

где σ_p - напряжения, отвечающие контролируемому усилию и назначаемые с учетом требований 7.1.14;

E_p - модуль упругости напрягаемой арматуры;

l - расчетная длина арматурного элемента (расстояние от натяжного анкера до точки арматурного элемента с нулевым перемещением).

Остальные обозначения приведены в таблицах Ш.1 и Ш.2 приложения Ш.

Значение вытяжки допускается корректировать при контроле работ по натяжению напрягаемой арматуры по фактическим значениям модуля упругости арматуры и измеренным коэффициентам трения, а также с учетом конструктивных особенностей натяжного оборудования.

При определении расчетного воздействия, создаваемого усилием напрягаемой арматуры, коэффициенты надежности γ_f по нагрузке следует принимать равными:

- для целых по длине элементов - $(1,0 \pm 0,1)$;
- для составных по длине элементов - по 7.3.38.

7.1.11 При расчете предварительно напряженных элементов место передачи на бетон сосредоточенных усилий с напрягаемой арматуры следует принимать в конструкциях:

- с внешними (концевыми) и внутренними (каркасно-стержневыми) анкерами - в месте опирания или закрепления анкеров;
- с арматурой, не имеющей анкеров (с заанкериванием посредством сцепления арматуры с бетоном), - на расстоянии, равном 2/3 длины зоны передачи напряжений.

Длину зоны передачи на бетон усилий с напрягаемой стержневой арматуры периодического профиля следует принимать при передаче усилия:

- плавной - $20d$ (где d - диаметр стержня);
- мгновенной - посредством обрезки стержней (допускаемой при диаметрах стержней не более 18 мм) - $25d$.

Длину зоны передачи на бетон усилий с напрягаемых арматурных канатов класса К7 при отсутствии анкеров следует принимать в размерах, указанных в таблице 7.2.

Для пучков из четырех канатов К7 длину зоны передачи усилий по таблице 7.2 следует принимать с коэффициентом 1,4.

Таблица 7.2

Класс канатов	Диаметр, мм	Длина зоны передачи на бетон усилий $l_{тр}$, см, при передаточной прочности бетона, отвечающей бетону классов по прочности на сжатие							
		В22,5	В25	В27,5	В30	В35	В40	В45	В50 и более
К7-1500	9	88	85	83	80	75	70	65	60
К7-1500	12	98	95	93	90	87	85	75	70
К7-1400	15	115	110	105	100	95	90	85	80

Примечание – При мгновенной передаче на бетон усилия обжатия (посредством обрезки канатов) начало зоны передачи усилий следует принимать на расстоянии, равном $0,25l_{тр}$ от торца элемента.

7.1.12 Армирование зоны передачи на бетон сосредоточенных усилий, в том числе с напрягаемых арматурных элементов, должно выполняться с учетом напряженно-деформированного состояния этой зоны, определяемого методами теории упругости или другими обоснованными способами расчета на местные напряжения.

7.1.13 Влияние усадки и ползучести бетона следует учитывать при определении:

- потерь предварительных напряжений в арматуре;
- снижения обжатия бетона в предварительно напряженных конструкциях;
- изменений усилий в конструкциях с искусственным регулированием напряжений;
- перемещений (деформаций) конструкций от постоянных нагрузок и воздействий;
- усилий в статически неопределимых конструкциях;
- усилий в сборно-монолитных конструкциях.

Перемещения (деформации) конструкций от временных нагрузок допускается определять без учета усадки и ползучести бетона.

При расчете двухосно- и трехосно- обжатых элементов потери напряжений в напрягаемой арматуре и снижение обжатия бетона вследствие его усадки и ползучести допускается определять отдельно по каждому направлению действия усилий.

7.1.14 Напряжения в элементах предварительно напряженных конструкций следует определять по контролируемому усилию за вычетом:

- первых потерь - на стадии обжатия бетона;
- первых и вторых потерь - на стадии эксплуатации.

К первым потерям следует относить:

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры - потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных), температурного перепада, быстронатекающей ползучести, а также от деформации форм (при натяжении арматуры на формы);

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон - потери вследствие деформации анкеров и обжимаемого бетона, трения арматуры о стенки закрытых и открытых каналов, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных).

Ко вторым потерям следует относить:

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры - потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных);

б) конструкциях с натяжением арматуры на бетон - потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных), смятия под витками спиральной или кольцевой арматуры, навиваемой на бетон, деформации стыков между блоками в составных по длине конструкциях.

Значения отдельных из перечисленных потерь следует определять по приложению Ш с учетом 7.1.15.

Допускается принимать, что вторые потери от релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных) происходят равномерно и полностью завершаются в течение одного месяца после обжатия бетона.

Суммарное значение первых и вторых потерь не должно приниматься менее 98 МПа.

7.1.15 При определении потерь предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона необходимо руководствоваться следующими указаниями:

а) изменение во времени потерь $\Delta\sigma_p(t)$ от усадки и ползучести бетона допускается определять по формуле:

$$\Delta\sigma_p(t) = \left(1 - e^{-0,1\sqrt{t}}\right)\Delta\sigma_p(t \to \infty), \qquad (7.2)$$

где $\Delta\sigma_p(t \to \infty)$ - конечные (предельные) значения потерь в арматуре от усадки и ползучести бетона, определяемые по приложению Ш или Э;

t - время, отсчитываемое при определении потерь от ползучести - со дня обжатия бетона, от усадки - со дня окончания бетонирования, сут;

$e = 2,718$ - основание натуральных логарифмов.

б) для монолитных конструкций, предназначенных для эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40%, потери от усадки и ползучести бетона следует увеличивать на 25%, за исключением конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA согласно СП 131.13330.2012 и не защищенных от солнечной радиации, для которых указанные потери увеличиваются на 50%;

в) допускается использовать более точные методы для определения потерь и перераспределения усилий от усадки и ползучести бетона с учетом предельных удельных значений деформаций ползучести и усадки бетона, влияния арматуры, возраста и передаточной прочности бетона, постадийного приложения нагрузки и длительности ее воздействия на каждой стадии, скорости развития деформаций во времени, приведенных размеров поперечных сечений, относительной влажности среды и других факторов. Эти методы должны быть обоснованы. При этом нормативные деформации ползучести c_n и усадки бетона ε_{sn} следует принимать по 7.2.15.

7.1.16 Расчетную длину l_0 сжатых элементов железобетонных решетчатых ферм следует принимать по указаниям, относящимся к определению расчетной длины сжатых элементов стальных решетчатых ферм (раздел 8).

7.1.17 Звенья прямоугольных железобетонных труб следует рассчитывать как рамы замкнутого контура с дополнительной проверкой их стенок по схеме с жестко заделанными стойками.

Звенья круглых железобетонных труб допускается рассчитывать только на изгибающие моменты (без учета продольных и поперечных сил), определяемые по приложению Щ.

7.2 Материалы для бетонных и железобетонных конструкций

Бетон

Общая характеристика

7.2.1 В конструкциях мостов и труб следует предусматривать применение конструкционного тяжелого бетона со средней плотностью от 2200 до 2500 кг/м^3 включительно, соответствующего ГОСТ 26633-2012, далее по тексту «тяжелый бетон».

Применение бетона с другими признаками и плотностью допускается в опытных конструкциях.

Бетон конструкции по прочности на сжатие характеризуется проектным классом, передаточной и отпускной прочностями. Класс бетона по прочности на сжатие «В» определяется значением (гарантированным с обеспеченностью 0,95) прочности на сжатие, контролируемой на кубах 150 × 150 × 150 мм в установленные сроки.

Передаточная прочность бетона R_{bp} - прочность (соответствующая классу) бетона в момент передачи на него усилия в процессе изготовления и монтажа (7.2.14).

Отпускная прочность бетона R_{b0} - прочность (соответствующая классу) бетона в момент отгрузки (замораживания) его со склада завода-изготовителя.

7.2.2 Для конструкций мостов и труб следует применять тяжелый бетон классов по прочности на сжатие В20, В22,5, В25, В27,5, В30, В35, В40, В45, В50, В55 и В60. Бетон классов В22,5 и В27,5 следует предусматривать при условии, что это приводит к экономии цемента и не снижает других технико-экономических показателей конструкции. Бетон класса по прочности выше В60 (в том числе получаемый с помощью добавок, повышающих прочность) следует применять по техническим условиям. Для конструктивных элементов допускается применение бетона класса по прочности В10.

В зависимости от вида конструкций, их армирования и условий работы применяемый бетон должен соответствовать требованиям, приведенным в таблице 7.3.

Для омоноличивания напрягаемой арматуры, располагаемой в открытых каналах, следует предусматривать бетон класса по прочности на сжатие не ниже В35.

Инъецирование арматурных каналов в предварительно напряженных конструкциях должно производиться раствором прочностью на 28-й день не ниже 30 МПа.

Для омоноличивания стыков сборных конструкций следует применять бетон класса по прочности на сжатие, а также марки по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятого для стыкуемых элементов.

Таблица 7.3

	Конструкции, армирование и условия работы	Бетон класса по прочности на сжатие, не ниже
1	Бетонные опоры и бетон внутренней части опор с блоками облицовки	В20
2	Железобетонные с ненапрягаемой арматурой:	
	а) кроме пролетных строений	В25
	б) пролетные строения	В30
3	Железобетонные предварительно напряженные:	
	а) без анкеров:	
	- при стержневой арматуре классов:	
	А600 (А-IV)	В30
	А800 (А-V)	В35
	- при проволочной арматуре из одиночных канатов класса К7	
	б) с анкерами:	
	- при проволочной арматуре из одиночных арматурных канатов класса К7	В30
	- из пучков арматурных канатов класса К7 и при стальных канатах (со свивкой спиральной двойной и закрытых)	В35
4	Блоки облицовки опор на реках с ледоходом при расположении мостов в районах со средней температурой наружного воздуха и наиболее холодной пятидневки минус 40 °С и выше	В35
	Для опор мостов при их расположении в зонах действия приливов и отливов или попеременного замораживания и оттаивания при работе плотин	В45
5	Тампонажный бетон	В10

7.2.3 Марки бетона и раствора по морозостойкости F в зависимости от климатических условий зоны строительства, расположения и вида конструкций следует принимать по таблице 7.4.

7.2.4 Марки по морозостойкости бетона тела опор и блоков облицовки для мостов, расположенных вблизи плотин гидростанций и водохранилищ, должны устанавливаться в каждом отдельном случае на основе анализа конкретных условий эксплуатации и требований, предъявляемых в этих случаях к бетону речных гидротехнических сооружений.

7.2.5 В подводных и подземных сооружениях, не подвергающихся электрической и химической коррозии, следует в соответствии с СП 28.13330.2012 применять бетон с маркой по водонепроницаемости не ниже W6.

Остальные элементы и части конструкций, в том числе бетонируемые стыки железобетонных мостов и труб и защитный слой гидроизоляции, должны проектироваться из бетона, имеющего марку по водонепроницаемости не ниже W8.

7.2.6 В элементах конструкций, предназначенных для эксплуатации в агрессивных средах, должны применяться бетон и защитные покрытия, обладающие стойкостью к такому воздействию, в соответствии с требованиями СП 28.13330.2012, ГОСТ 10060-2012, как для бетонов дорожных и аэродромных покрытий.

Таблица 7.4

Климатические условия (характеризуемые среднемесячной температурой наиболее холодного месяца согласно СП 131.13330.2012, °С) и условия эксплуатации	Расположение конструкций и их частей					
	В надводной, подземной и надземной незатопляемой зонах[1)]	В зоне переменного уровня воды[2),3)]				
	Вид конструкций					
	Железобетонные и тонкостенные бетонные (толщиной менее 0,5 м)	Бетонные массивные	Железобетонные и тонкостенные бетонные	Бетонные массивные		блоки облицовки
				кладка тела опор (бетон наружной зоны)	кладка заполнения при блоках облицовки (бетон внутренней зоны)	
	Марка бетона по морозостойкости					
Умеренные минус 10 и выше	F200	F100	F200	F100	F100	-
Суровые ниже минус 10 до минус 20 включительно	F200	F100	F300	F200	F100	F300
Применение антигололедных солей	F300 с испытанием в солях (по ГОСТ 10060-2012)					

Примечания

1) К бетону частей конструкций подводных (на 0,5 м ниже поверхности слоя льда наинизшего ледостава), подземных (ниже половины глубины промерзания), а также находящихся в вечномерзлых грунтах, требования по морозостойкости не нормируются. В обсыпных устоях к подземным частям конструкции относятся части тела устоя, расположенные ниже половины глубины промерзания грунта конуса насыпи.

2) Бетон всех элементов водопропускных труб, укрепления русел рек и конусов насыпей, берегоукрепительных и регуляционных сооружений (бетон, находящийся в сезонноотаивающем слое грунта), всех элементов мостового полотна, плиты мостового полотна в пролетных строениях при безбалластной езде должен отвечать требованиям по морозостойкости, предъявляемым к бетону, находящемуся в зоне переменного уровня воды.

[1] К надземным незатопляемым зонам в опорах следует относить части, расположенные на 1 м выше поверхности грунта. Для бетона участков опор, расположенных ниже и достигающих половины глубины промерзания грунта, следует предусматривать требования, указанные для конструкций, находящихся в зоне переменного уровня воды.

[2] За верхнюю границу зоны переменного уровня воды следует принимать условный уровень, который на 1 м выше наивысшего уровня ледостава, за нижнюю - уровень на 0,5 м ниже нижней поверхности слоя льда наинизшего ледостава.

[3] Марка бетона по морозостойкости для конструкций, находящихся в зоне действия плотин, по отношению к марке, приведенной в таблице, повышается на 100 циклов.

Расчетные сопротивления

7.2.7 Основными нормативными прочностными характеристиками бетона являются значения сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) R_{bn} и осевому растяжению R_{btn}, определяемые с обеспеченностью 0,95.

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.

Коэффициент надежности по материалу (бетону) γ_m для предельных состояний первой группы принимают равным 1,3 для осевого сжатия и 1,5 для осевого растяжения.

Для предельных состояний второй группы коэффициент надежности по материалу γ_m равен 1,0.

Коэффициент условий работы по назначению принимают равным:

- 0,9 - для предельных состояний первой группы;
- 1,0 - для предельных состояний второй группы.

Расчетные сопротивления бетона разных классов при расчете конструкций мостов и труб по предельным состояниям первой и второй групп должны приниматься по таблице 7.5.

Расчетные сопротивления бетона на непосредственный срез $R_{b,cut}$ при расчетах конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать:

- для сечений, расположенных в монолитном армированном бетоне, когда не учитывается работа арматуры - $R_{b,cut} = 0{,}1\ R_b$;
- для тех же сечений при учете работы арматуры на срез – по указаниям 7.3.30;
- в местах сопряжения бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов при соблюдении требований 7.5.53 - $R_{b,cut} = 0{,}05\ R_b$.

Для бетонных конструкций расчетные сопротивления сжатию R_b и $R_{b,mc2}$ необходимо принимать на 10% ниже значений, указанных в таблице 4.5, а для непосредственного среза - $R_{b,cut} = 0{,}05\ R_b$.

Расчетные сопротивления монолитного бетона класса В20 во внутренних полостях (в ядре) круглых оболочек опор допускается в расчетах повышать на 25%.

Таблица 7.5

Вид сопротивления	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, бетона классов по прочности на сжатие										
		B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
	При расчетах по предельным состояниям первой группы											
Сжатие осевое (призменная прочность)	R_b	10,5	11,75	13,0	14,3	15,5	17,5	20,0	22,0	25,0	27,5	30,0
Растяжение осевое	R_{bt}	0,85	0,90	0,95	1,05	1,10	1,15	1,25	1,30	1,40	1,45	1,50
Вид сопротивления	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, бетона классов по прочности на сжатие										
		B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
	При расчетах по предельным состояниям второй группы											
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{b,ser}$	15,0	16,8	18,5	20,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое	$R_{bt,ser}$	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
Скалывание при изгибе	$R_{b,sh}$	1,95	2,30	2.50	2,75	2,90	3,25	3,60	3,80	4,15	4,45	4,75
Сжатие осевое (призменная прочность) для расчетов по предотвращению образования в конструкциях продольных трещин:												
- при предварительном напряжении и монтаже	$R_{b,mc1}$	-	-	13,7	15,2	16,7	19,6	23,0	26,0	29,9	32,8	36,2
- на стадии эксплуатации	$R_{b,mc2}$	8,8	10,3	11,8	13,2	14,6	16,7	19,6	22,0	25,0	27,5	30,0

7.2.8 Расчетные сопротивления бетона, приведенные в 7.2.7 и в таблице 7.5, в соответствующих случаях следует принимать с коэффициентами условий работы согласно таблице 7.6.

Таблица 7.6

Фактор, обусловливающий введение коэффициента условий работы	Коэффициент условий работы	Расчетное сопротивление бетона, к которому вводится коэффициент	Значение коэффициента условий работы
1 Многократно повторяющаяся нагрузка	m_{b1}	R_b	По 7.2.9
2 Бетонирование в вертикальном положении сжатых элементов с площадью поперечного сечения 0,3 м^2 и менее	m_{b4}	R_b	0,85
3 Влияние двухосного напряженного состояния при поперечном обжатии бетона	m_{b6}	R_b	По 7.2.10
		$R_{b,sh}$	По 7.2.10
4 Попеременное замораживание и оттаивание бетона, находящегося в водонасыщенном состоянии в конструкциях, эксплуатируемых в районах со средней температурой, наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, °С минус 40 и выше	m_{b8}	R_b	0,9
5 Наличие в составных конструкциях:			
– бетонируемых стыков	m_{b10}	R_b	По 7.2.11 и таблице 7.9
– клееных стыков	m_{b10}	R_b	По 7.2.12
– швов на растворе в неармированной кладке	m_{b10}	R_b	По 7.2.13
6 Расчет элементов в стадии эксплуатации по предельным состояниям второй группы:			
– на косой изгиб и косое внецентренное сжатие	m_{b13}	$R_{b,mc2}$	1,10
– на кручение	m_{b14}	$R_{b,sh}$	1,15
– на скалывание по плоскости сопряжения бетона омоноличивания с бетоном конструкции	m_{b15}	$R_{b,sh}$	0,50

7.2.9 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.

$$R_{bf} = m_{b1} R_b = 0{,}6\, \beta_b\, \varepsilon_b\, R_b, \qquad (7.3)$$

где m_{b1} - коэффициент условий работы;

R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при расчетах по предельным состояниям первой группы (таблица 7.5);

β_b - коэффициент, учитывающий рост прочности бетона во времени и принимаемый по таблице 7.7;

ε_b - коэффициент, зависящий от асимметрии цикла повторяющихся напряжений $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max}$ и принимаемый по таблице 7.8.

Таблица 7.7

Класс бетона по прочности на сжатие	B27,5 и ниже	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
β_b	1,34	1,31	1,28	1,26	1,24	1,22	1,21	1,20

Таблица 7.8

Коэффициент цикла напряжений ρ_b	≤ 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	≥ 0,6
ε_b	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,24
Примечание – Для промежуточных значений ρ_b коэффициент ε_b следует определять по интерполяции.						

7.2.10 В расчетах предварительно напряженных конструкций при поперечном их обжатии напряжением σ_{by} к расчетным сопротивлениям бетона осевому сжатию R_b, скалыванию при изгибе $R_{b,sh}$ и непосредственному срезу $R_{b,cut}$ следует вводить коэффициенты условий работы m_{b6}, равные:

а) для R_b:

$m_{b6} = 1{,}1$ - если $0{,}1\, R_b \le \sigma_{by} \le 0{,}2\, R_b$;

$m_{b6} = 1{,}2$ - при напряжениях $\sigma_{by} = 0{,}6\, R_b$, которые представляют собой максимальную величину, учитываемую в расчетах;

б) для $R_{b,sh}$ и $R_{b,cut}$:

$m_{b6} = 1 + 1{,}5\, \sigma_{by}/R_{b,sh}$ - при $\sigma_{by} \le 0{,}98$ МПа;

$m_{b6} = 1 + \sigma_{by}/R_{b,sh}$ - при $\sigma_{by} = 2{,}94$ МПа.

Для промежуточных значений σ_{by} коэффициенты условий работы бетона принимают по интерполяции.

7.2.11 При расчете составных по длине конструкций с бетонируемыми стыками значения коэффициента условий работы m_{b10}, учитывающего разницу в прочности бетона конструкции и материала заполнения стыкового шва на каждой стадии работы стыка, следует принимать в зависимости от толщины шва b и отношения прочности бетона (раствора) в стыке (шве) R_{bj} к прочности бетона в блоках конструкции $R_{b,con}$ по таблице 7.9.

При толщине частей блока менее 120 мм, а также при наличии в теле блока отверстий для пропуска напрягаемой арматуры значения m_{b10} для стыка с толщиной шва от 20 до 40 мм следует принимать, как для шва толщиной 70 мм, для шва толщиной 70 мм - как для шва толщиной 200 мм.

Таблица 7.9

Толщина шва, мм	Коэффициенты условий работы m_{b10} при отношениях $R_{bj}/R_{b,con}$								
	0,2 и менее	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
От 20 до 40	0,70	0,76	0,82	0,88	0,94	1,0	1,0	1,0	1,0
70	0,50	0,58	0,65	0,72	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
200 и более	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0

7.2.12 Составные конструкции по длине пролетных строений и опор с клееными стыками следует проектировать такими, чтобы они были способны нести монтажные нагрузки при неотвержденном клее.

В расчетах составных конструкций по длине с клееными стыками коэффициент условий работы m_{b10}, вводимый к расчетным сопротивлениям бетона блоков и учитывающий снижение прочности конструкции до отверждения клея, следует принимать в зависимости от вида поверхности бетона торцов блоков: при рифленой - 0,90, при гладкой - 0,85.

Для клееных стыков, расстояния между которыми менее наибольшего размера сечения, а также для стыков вставных диафрагм указанные значения m_{b10} следует уменьшать на 0,05.

Для клееных стыков с отвержденным клеем следует принимать $m_{b10} = 1$.

7.2.13 При расчете неармированной кладки из бетонных блоков на растворе к расчетным сопротивлениям бетона, принимаемым для бетонных конструкций в соответствии с 7.2.7, следует вводить коэффициенты условий работы m_{b10}, равные:

- 0,85 - при классах бетона блоков В20 и В22,5;
- 0,75 - тоже, В25-В35;
- 0,70 - то же, В40 и выше.

Толщина горизонтальных швов кладки не должна быть более 1,5 см, а раствор в швах должен иметь прочность в 28-дневном возрасте не ниже прочности бетонных блоков.

7.2.14 При изготовлении предварительно напряженных конструкций обжатие бетона допускается при его прочности не ниже установленной для проектного класса.

Расчетные сопротивления бетона для назначения передаточной прочности следует определять по таблице 7.5 путем интерполяции значений, относящихся к близким классам бетона.

Прочность бетона к моменту передачи на него полного усилия с напрягаемой арматуры и при монтаже следует назначать, как правило, не менее прочности, соответствующей классу бетона по прочности В25.

Характеристики деформативных свойств

7.2.15 Основными деформационными характеристиками бетона являются нормативные значения:

- предельных деформаций бетона при: осевом сжатии ε_{bo}, сжатии при изгибе ε_{bu}, осевом растяжении ε_{bto} и растяжении при изгибе ε_{btu};
- модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b;
- модуля сдвига бетона G_b;
- коэффициента поперечных деформаций ν;
- предельных удельных деформаций ползучести бетона c_n;
- предельных относительных деформаций усадки ε_{sn}.

Значения предельных относительных деформаций бетона следует принимать:

- в случае осевого сжатия ε_{bo} = 0,002;
- в случае сжатия с изгибом ε_{bu} = 0,0035;
- в случае осевого растяжения ε_{bto} = 0,0001;
- в случае растяжения с изгибом ε_{btu} = 0,00015.

Значение модулей упругости бетона при сжатии и растяжении E_b и при твердении бетона конструкций в естественных условиях, в случае отсутствия опытных данных следует принимать по таблице 7.10.

Таблица 7.10

Класс бетона по прочности на сжатие	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	27,0	28,5	30,0	31,5	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

Значения модулей упругости E_b, приведенные в таблице 7.10, следует уменьшать:

- на 10% - для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, а также для бетона, работающего в условиях попеременного замораживания и оттаивания;
- на 15% - для бетона конструкций, не защищенных от солнечной радиации, в климатическом подрайоне IVA в соответствии с требованиями СП 131.13330.2012.

Для кладки из бетонных блоков значения модулей деформации E следует принимать для бетона классов:

- B20-B35 - 0,5 E_b;
- B40 и выше - 0,6 E_b.

Приведенный модуль деформации бетона сборно-монолитной опоры в целом определяется как средневзвешенный по значениям модуля деформации бетона кладки из блоков и модуля упругости бетона ядра сечения с учетом пропорциональности их площадей сечения по отношению ко всей площади сечения опоры.

Модуль сдвига бетона G_b следует принимать равным 0,4 E_b, коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) - ν = 0,2.

Минимальное значение модуля упругости клеев, используемых в стыках составных конструкций, не должно быть меньше 1500 МПа, а значение коэффициента поперечной деформации ν - не более 0,25.

Нормативные значения предельных удельных деформаций ползучести c_n и относительных деформаций усадки ε_{sn} следует принимать по таблице 7.11.

Таблица 7.11

Показатель	Нормативные значения деформаций ползучести бетона c_n и усадки ε_{sn} для бетонов классов прочности на сжатие										
	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$c_n \cdot 10^6$, МПа$^{-1}$	115	107	100	92	84	75	67	55	50	41	39
$\varepsilon_{sn} \cdot 10^6$	400	400	400	400	400	400	400	365	330	315	300
Примечание – Для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, значения c_n и ε_{sn} следует уменьшать на 10%.											

Учитываемые в расчетах значения предельных удельных деформаций ползучести и деформаций усадки получают путем умножения нормативных значений на коэффициенты, принимаемые в зависимости от передаточной прочности, возраста бетона в момент загружения, модуля удельной поверхности элемента (отношения открытой поверхности элемента к его объему) и относительной влажности воздуха в соответствии с данными таблицы 7.12.

Таблица 7.12

Фактор	Поправочные коэффициенты к значениям нормативным предельным деформаций	
	ползучести	усадки
Передаточная прочность бетона на сжатие в долях проектного класса бетона:		
0,5	1,7	-
0,6	1,6	-
0,7	1,4	-
0,8	1,25	-
0,9	1,15	-
1,0	1,0	-
Возраст бетона в момент загружения, сут:		
28 и менее	1,0	-
60	0,8	-
90	0,7	-
180	0,6	-
360 и более	0,5	-
Модуль удельной поверхности элемента, $м^{-1}$:		
0	0,51	0,22
5	0,65	0,54
10	0,76	0,66
20	0,93	0,92
40	1,11	1,10
60	1,23	1,18
80 и более	1,30	1,22
Относительная влажность воздуха, %:		
40 и менее	1,27	1,14
50	1,13	1,08
60	1,00	1,00
70	0,87	0,91
80	0,73	0,79
90	0,60	0,63
100 и более	0,47	0

Примечания

1) Для промежуточных значений факторов коэффициенты принимают по интерполяции.
2) Влажность принимается как средняя относительная влажность воздуха наиболее жаркого месяца по СП 131.13330.2012, а при расположении конструкций в подрайоне IV А - как среднемесячная влажность, соответствующая времени обжатия бетона. Для типовых конструкций допускается принимать влажность, равную 60%.

Арматура

7.2.16 Класс арматуры отвечает гарантированному (браковочному) значению физического или условного предела текучести, устанавливаемому в соответствии с требованиями государственных стандартов или технических условий на арматуру.

Каждому классу арматуры кроме характеристики по пределу текучести соответствуют также свои значения временного сопротивления разрыву и относительного равномерного удлинения после разрыва.

Кроме того, к арматуре предъявляются требования по дополнительным показателям качества, определяемым по соответствующим стандартам:

- свариваемость, оцениваемая испытаниями по прочности сварных соединений в зависимости от вида сварки и соединения;
- коррозионная стойкость, оцениваемая испытаниями по продолжительности пребывания арматуры в напряженном состоянии в агрессивной среде до разрушения;
- пластичность, оцениваемая испытаниями на изгиб (стержни) или перегиб (проволока) до разрушения;
- релаксационная стойкость, оцениваемая испытаниями по величине потерь под напряжением за определенный промежуток времени;
- усталостная прочность, оцениваемая пределом выносливости при нормированном количестве циклов загружения;
- хладостойкость, оцениваемая испытаниями на ударную вязкость или испытаниями на прочность образцов, в том числе и сварных, при воздействии низких отрицательных температур (минус 40°С, минус 60°С);
- по форме периодического профиля.

Дополнительные показатели качества арматуры при проектировании железобетонных конструкций мостов и труб устанавливают в соответствии с требованиями расчетов, условий эксплуатации и различных воздействий окружающей среды.

Марки стали для арматуры железобетонных мостов и труб, устанавливаемые по расчету в зависимости от условий работы элементов конструкций и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства (в условиях эксплуатации конструкций), следует принимать по таблице 7.13 с учетом 7.2.22, 7.4.1 и 7.5.18; при этом знак «плюс» означает возможность применения указанной марки стали в данных условиях.

Таблица 7.13

Вид арматуры	Класс прочности стали	Документ, регламентирующий качество стали	Ограничения: - по пределу текучести $\sigma_т$, - по условному пределу текучести $\sigma_{0,2}$, - по пределу прочности $\sigma_в$, МПа	Марка стали	Диаметр, мм	Арматура, не рассчитывается на выносливость		Арматурой, рассчитывается на выносливость	
						В районах со средней температурой наиболее холодной пятидневки, °С			
						≥-30	<-30 ≥-40	≥-30	<-30 ≥-40
Стержневая горячекатаная гладкая	А240 (А-I)	ГОСТ 5781-82* ГОСТ 380-2005	$235 < \sigma_т < 310$ $380 < \sigma_в < 500$	Ст3сп	6-10	+	+	+	+
				Ст3сп	12-40	+	+	+	+
				Ст3пс	6-10	+	+	+	+[1]
				Ст3пс	12-16	+	+[1]	+	+[1]
				Ст3пс	18-40	+	+[1]	+[1]	-
				Ст3кп	6-10	+	-	-	-
Стержневая горячекатаная периодическая	А300 (А-II)	ГОСТ 5781-82* ГОСТ 380-2005	$295 < \sigma_т < 370$ $500 < \sigma_в < 570$	Ст5сп	10-40	+	+	+	+
				Ст5пс	10-16	+	+[1]	+	+[1]
				Ст5пс2	18-40	+	-	+[1]	-
	Ас300 (Ас-II)			10ГТ	10-32	+	+	+	+
	А400 (А-III)		$400 < \sigma_т < 470$ $600 < \sigma_в < 700$	25Г2С	6-40	+	+	+	+[1]
				35ГС	6-40	+	+[2]	-	-
	А600 (А-1V)		Фактические $\sigma_т$, $\sigma_{0,2}$, $\sigma_в$ ≤ нормируемые значения +100	20ХГ 2Ц	10-22	+	+	+	+
	А800 (А-V)			23Х2Г 2Т	10-32	+	+	+	+
Гладкая проволока	В1500-В1200 (В-II)	ГОСТ 7348-81*	Фактические $\sigma_{0,2}$ и $\sigma_в$ ≤ нормируемые значения +300	-	3-8	+	+	+	+
Проволока периодическая	Вр1500-Вр1200 (Вр-II)			-	3-8	+	+	+	+
Канаты арматурные	К7-1500-К7-1400 (К7)	ГОСТ 13840-68*		-	9-15	+	+	+	+
Канаты стальные	Спиральные	-	-	-	3 мм и более	+	+	-	-
	Двойной свивки	ГОСТ 3067-88*				+	+	-	-
	Закрытые	ГОСТ 3090-73* ГОСТ 7675-73* ГОСТ 7676-73*			По ГОСТ	+	+	-	-

[1] Допускается к применению в вязаных каркасах и сетках.

[2] Если динамический коэффициент свыше 1,1, допускается к применению только в вязаных каркасах и сетках.

Арматурную сталь класса А300 марки Ст5пс допускается применять в пролетных строениях (исключая хомуты) и в опорах мостов, если диаметр ее стержней не более, мм:

- 20 - для элементов с арматурой, не рассчитываемой на выносливость;
- 18 - то же, рассчитываемой на выносливость.

Указанную арматурную сталь при диаметрах 22 мм и более следует применять только в фундаментах и частях опор, расположенных ниже половины глубины промерзания грунта.

К стержневой напрягаемой арматуре, находящейся в пределах тела бетона конструкции, запрещается приварка каких-либо деталей или арматуры.

Применение в качестве рабочей рассчитываемой арматуры арматурных сталей, не предусмотренных в таблице 7.13, 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 этом случае при использовании семипроволочных канатов в качестве напрягаемой арматуры рекомендуется применять только стабилизированные (с пониженной релаксацией) канаты обычного сечения и компактированные, в том числе в полиэтиленовой оболочке со смазкой и без смазки (моностренды), с гарантированным временным сопротивлением не выше 1860 МПа, а при применении в качестве арматуры, работающей без сцепления, не выше 1770 МПа.

В качестве арматуры могут быть применены листовой или фасонный прокат, а также композитные материалы на основе стеклянных, углеродных и минеральных волокон. Для дисперсного армирования может применяться фибра из стальной проволоки и стеклянных, углеродных и минеральных волокон. Применение этих материалов допускается на основании разработанных нормативных документов.

7.2.17 Для монтажных (подъемных) петель следует предусматривать применение арматурной стали класса А240 марки Ст3сп.

Если проектом предусмотрен монтаж конструкции при среднесуточных температурах наружного воздуха не ниже минус 40°С, то для монтажных петель допускается применение арматурной стали класса А240 из стали марки Ст3пс.

7.2.18 В качестве конструктивной арматуры при всех условиях допускается применение арматурной стали классов А240 и А300 марок, указанных в таблице 7.13, а также арматурной проволоки периодического профиля класса Вр.

Стальные изделия

7.2.19 Для закладных изделий, деформационных швов и прочих расчетных элементов следует применять стальной прокат и другие изделия согласно требованиям раздела 6.

В качестве неизвлекаемых металлических каналообразователей сборных и монолитных конструкций рекомендуется применение герметичных гофрированных труб, изготавливаемых из стальной ленты толщиной не менее 0,25 мм в соответствии с техническими условиями. В тех же конструкциях на кривых малого (ниже

рекомендуемого) радиуса, а также на участках в зоне опирания анкеров напрягаемой арматуры допускается применение каналообразователей из труб. Применение оцинкованных каналообразователей, находящихся внутри бетона конструкции, запрещается.

Допускается применение неизвлекаемых полиэтиленовых каналообразователей.

Расчетные характеристики арматуры

7.2.20 Нормативные значения прочности арматуры гарантируют с обеспеченностью не менее 0,95, нормативные значения деформационных характеристик принимают равными их средним значениям.

Основной прочностной характеристикой стержневой арматуры при растяжении (сжатии) является нормативное значение сопротивления R_{sn}, равное значениям физического предела текучести или условного, соответствующего остаточному удлинению, равному 0,2%.

Для гладкой проволочной арматуры класса В по ГОСТ 7348-81* и арматурных канатов К7 по ГОСТ 13840-68* в качестве нормативного значения сопротивления принимаются напряжения, соответствующие 0,95 условного предела текучести; для проволоки периодического профиля класса Вр по ГОСТ 7348-81* - 0,9 условного предела текучести.

Указанные характеристики определяют по действующим стандартам на арматурные стали.

Расчетные прочностные характеристики арматуры на растяжение (расчетные сопротивления) определяют делением нормативных значений на соответствующий коэффициент надежности по материалу (устанавливаемый в зависимости от вида и класса арматуры, группы предельных состояний) и умножением на коэффициент условий работы по назначению.

Для предельных состояний первой группы коэффициенты надежности по материалу приведены в таблице 7.14; коэффициенты условий работы по назначению принимают равными 0,9. Для предельных состояний второй группы коэффициенты надежности по материалу и коэффициенты условий работы принимают равными 1,0.

Расчетные сопротивления растяжению арматурных сталей следует принимать по таблице 7.15.

7.2.21 Расчетные сопротивления сжатию арматуры R_{sc}, R_{pc} принимают равными расчетным сопротивлениям растяжению R_s, R_p, но не более 400 МПа при действии кратковременной нагрузки и 500 МПа при действии остальных нагрузок - для всех видов арматуры, включая напрягаемую, имеющую сцепление с бетоном, и нулю - для напрягаемой арматуры, не имеющей сцепления.

Таблица 7.14

Вид, класс и диаметр арматуры	Коэффициент надежности по материалу при расчете по предельным состояниям первой группы
1 Ненапрягаемая стержневая:	
А240; А300	1,05
Ас300; А400, диаметр 10-40 мм	1,07
А400, диаметр 6-8 мм	1,10
2 Напрягаемая стержневая горячекатаная:	
А600	1,20
А800	1,25
3 Напрягаемая проволочная гладкая В и периодического профиля Вр	1,20
4 Арматурные канаты К7	1,20
5 Стальные канаты со спиральной или двойной свивкой и закрытые	1,25

Таблица 7.15

Класс арматурной стали	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления растяжению при расчетах по предельным состояниям первой группы R_s и R_p, МПа
1 Ненапрягаемая стержневая:		
а) гладкая А240	6-40	200
б) периодического профиля:		
А300	10-40	250
А400	6 и 8	320
	10-40	330
2 Напрягаемая стержневая горячекатаная:		
А600[1]	10-32	435
А800	10-32	565
3 Высокопрочная проволока:		
а) гладкая:		
В1500	3	1120
В1400	4	1060
В1400	5	1000
В1300	6	940
В1200	7	885
б) периодического профиля:		
Вр1500	3	1100
Вр1400	4	1030
Вр1400	5	940
Вр1200	6	885
4 Арматурные канаты:		
К7-1500	9	1030
К7-1500	12	1000
К7-1400	15	970
5 Стальные канаты со спиральной и двойной свивкой закрытые	[2]	0,54 R_{rpn}

[1] При смешанном армировании стержневую горячекатаную арматуру класса А600 допускается применять в качестве ненапрягаемой арматуры.
[2] По соответствующим стандартам.

Коэффициенты условий работы арматуры

7.2.22 При расчете арматуры на выносливость расчетные сопротивления арматурной стали растяжению для ненапрягаемой R_{sf} и напрягаемой R_{pf} арматуры следует определять по формулам:

$$R_{sf} = m_{as1}\, R_s = \varepsilon_{\rho s}\, \beta_{\rho w}\, R_s; \quad (7.4)$$

$$R_{pf} = m_{ap1}\, R_p = \varepsilon_{\rho p}\, \beta_{\rho w}\, R_p, \quad (7.5)$$

где m_{as1}, m_{ap1} - коэффициенты условий работы арматуры, учитывающие влияние многократно повторяющейся нагрузки;

R_s, R_p - расчетные сопротивления арматурной стали растяжению, принимаемые по таблице 7.15;

$\varepsilon_{\rho s}$, $\varepsilon_{\rho p}$ - коэффициенты, зависящие от асимметрии цикла изменения напряжений в арматуре $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$, приведены в таблице 7.16;

$\beta_{\rho w}$ - коэффициент, учитывающий влияние на условия работы арматурных элементов наличия сварных стыков или приварки к арматурным элементам других элементов, приведен в таблице 7.17.

Таблица 7.16

Класс (виды или особенности) применяемой арматурной	Значения коэффициентов $\varepsilon_{\rho s}$ и $\varepsilon_{\rho p}$ при ρ								
	-1	-0,5	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,35
	Коэффициент $\varepsilon_{\rho s}$								
А240	0,48	0,61	0,72	0,77	0,81	0,85	0,89	0,97	1
А300	0,40	0,50	0,60	0,63	0,67	0,70	0,74	0,81	0,83
А300 (Ас-II)	-	-	0,67	0,71	0,75	0,78	0,82	0,86	0,88
А400	0,32	0,40	0,48	0,51	0,54	0,57	0,59	0,65	0,67
	Коэффициент $\varepsilon_{\rho p}$								
А600 (без стыков или со стыками, выполненными контактной сваркой с механической зачисткой)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
В (или пучки из нее)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Вр (или пучки из нее)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Канаты К7	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Окончание таблицы 7.16

Класс (виды или особенности) применяемой арматурной	Значения коэффициентов $\varepsilon_{\rho s}$ и $\varepsilon_{\rho p}$ при ρ								
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	1
	Коэффициент $\varepsilon_{\rho s}$								
А240	1	1	1	1	1	1	1	1	1
А300	0,87	0,94	1	1	1	1	1	1	1
А300 (Ас-II)	0,90	0,92	0,94	1	1	1	1	1	1
А400	0,70	0,75	0,81	0,90	0,95	1	1	1	1
	Коэффициент $\varepsilon_{\rho p}$								
А600 (без стыков или со стыками, выполненными контактной сваркой с механической зачисткой)	0,38	0,49	0,70	0,78	0,85	0,91	0,94	0,96	1
В (или пучки из нее)	-	-	-	-	0,85	0,97	1	1	1
Вр (или пучки из нее)	-	-	-	-	0,78	0,82	0,87	0,91	1
Канаты К7	-	-	-	-	0,78	0,84	0,95	1	1

Примечание

1) Для стальных канатов со спиральной или двойной свивкой и закрытых при $\rho \geq 0,85$ коэффициент $\varepsilon_{\rho p}$, можно принимать равным единице.
2) Для промежуточных значений ρ коэффициенты $\varepsilon_{\rho s}$ и $\varepsilon_{\rho p}$, следует определять по интерполяции.

7.2.23 При расчете растянутой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) в наклонных сечениях на действие поперечной силы к расчетным сопротивлениям растяжению арматурной стали, указанным в таблице 7.15, вводятся коэффициенты условий работы арматуры:

- m_{a4} = 0,8 - для стержневой арматуры;
- m_{a4} = 0,7 - для арматуры из высокопрочной проволоки, арматурных канатов К7 и стальных канатов со спиральной и двойной свивкой и закрытых.

Если в сварных каркасах диаметр хомутов из арматурной стали класса А400 менее 1/3 диаметра продольных стержней, то учитываемые в расчете на поперечную силу напряжения в хомутах не должны превышать, МПа:

- 245 - при диаметре хомутов 6 и 8 мм;
- 255 - то же, 10 мм и более.

Таблица 7.17

Тип сварного соединения	Коэффициент асимметрии цикла ρ	Коэффициент $\beta_{\rho w}$ для стержневой арматуры диаметром 32 мм и менее для арматурной стали классов			
		А240	А300	А400	А600
Сварка контактным способом (без продольной зачистки)	0	0,75	0,65	0,60	-
	0,2	0,85	0,70	0,65	-
	0,4	1	0,80	0,75	0,75
	0,7	1	0,90	0,75	0,75
	0,8	1	1	0,75	0,80
	0,9	1	1	0,85	0,90
Сварка ванным способом на удлиненных накладках-подкладках	0	0,75	0,65	0,60	-
	0,2	0,80	0,70	0,65	-
	0,4	0,90	0,80	0,75	-
	0,7	0,90	0,90	0,75	-
	0.8	1	1	0,75	-
	0,9	1	1	0,85	-
Контактная точечная сварка перекрещивающихся стержней арматуры и приварка других стержней, сварка на парных смещенных накладках	0	0,65	0,65	0,60	-
	0,2	0,70	0,70	0,65	-
	0.4	0,75	0,75	0,65	-
	0,7	0,90	0,90	0,70	-
	0,8	1	1	0,75	-
	0,9	1	1	0,85	-

Примечание

1) Если диаметры стержневой растянутой арматуры свыше 32 мм, то значения $\beta_{\rho w}$ следует уменьшить на 5 %.
2) Если значения $\rho < 0$, то значения $\beta_{\rho w}$ следует принимать такими же, как при $\rho = 0$
3) Для растянутой арматурной стали класса А600, стержни которой имеют сварные стыки, выполненные контактной сваркой с последующей продольной зачисткой, следует принимать $\beta_{\rho w} = 1$.
4) При промежуточных значениях ρ коэффициенты $\beta_{\rho w}$ следует определять по интерполяции.

7.2.24 Для арматурной стали классов А600 и А800 при применении стыков, выполненных контактной сваркой без продольной механической зачистки, и стыков на парных смещенных накладках к расчетным сопротивлениям растяжению, указанным в таблице 7.15, вводится коэффициент условий работы арматуры $m_{a5} = 0,9$.

Для арматурной стали классов А240, А300 и А400 при наличии стыков, выполненных контактной сваркой, ванным способом на удлиненных или коротких подкладках, на парных смещенных накладках, расчетные сопротивления растяжению следует принимать такими же, как для арматурной стали, не имеющей стыков.

7.2.25 При расчете по прочности нормальных сечений в изгибаемых конструкциях для арматурных элементов (отдельных стержней, пучков, канатов), расположенных от растянутой грани изгибаемого элемента на расстоянии более чем 1/5 высоты растянутой зоны сечения, к расчетным сопротивлениям арматурной стали растяжению допускается вводить коэффициенты условий работы арматуры

$$m_{a6} = 1,1 - 0,5\frac{a}{h - x} \le 1, \qquad (7.6)$$

где $(h - x)$ - высота растянутой зоны сечения;
$a \ge 0,2\ (h - x)$ - расстояние оси растянутого арматурного элемента от растянутой грани сечения.

7.2.26 При перегибе стальных канатов со спиральной или двойной свивкой вокруг анкерных полукруглых блоков диаметром D менее $24d$ (d - диаметр каната) к расчетным сопротивлениям канатов растяжению при расчетах на прочность должны вводиться коэффициенты условий работы канатов m_{a10}, которые при отношениях D/d от 8 до 24 допускается определять по формуле

$$m_{a10} = 0,7 + 0,0125\ D/d \le 1. \qquad (7.7)$$

При перегибах вокруг блоков диаметром D менее $8d$ коэффициенты условий работы канатов следует назначать по результатам опытных исследований.

7.2.27 При расчетах по прочности оцинкованной высокопрочной гладкой проволоки класса В диаметром 5 мм к расчетным сопротивлениям проволоки растяжению по таблице 7.15 следует вводить коэффициенты условий работы арматуры m_{a11}, равные:

- 0,94 - при оцинковке проволоки по группе С, отвечающей среднеагрессивным условиям среды;
- 0,88 - то же, по группе Ж, отвечающей жестко агрессивным условиям среды.

7.2.28 На всех стадиях работы железобетонной конструкции арматура, не имеющая сцепления с бетоном, должна удовлетворять требованиям по предельным состояниям первой группы, включая требования по расчету на выносливость, и второй группы, предъявляемым в соответствии с разделом 8.

При расчетах на прочность напрягаемых элементов на осевое растяжение на стадии создания в конструкции предварительного напряжения,. а также на стадии монтажа до объединения арматуры с бетоном (омоноличивание напрягаемой арматуры) следует применять расчетные сопротивления арматурной стали растяжению с коэффициентами условий работы, равными:

– 1,10 - для стержневой арматурной стали, а также арматурных элементов из высокопрочной проволоки;
– 1,05 - для арматурных канатов класса К7, а также стальных канатов со спиральной и двойной свивкой и закрытых.

При этом, если проектом предусмотрен контроль процесса натяжения механическим способом (по манометру) и по вытяжке, коэффициент надежности по нагрузке разрешается принимать равным 1,0.

Для отдельных видов напрягаемой арматуры и конкретных производителей, при соответствующем технико-экономическом обосновании и при условии проведения соответствующих испытаний, регламентируемых 7.2.16, разрешается применять иные коэффициенты, больше указанных выше, но такие, чтобы расчетные сопротивления на этих стадиях не превышали 80 % временного, но не выше нормативного сопротивления растяжению. При этом коэффициент надежности по нагрузке при определении усилий в напрягаемой арматуре принимается равным 1,10 и может быть понижен до значения 1,05 при условии, что проектом предусмотрен двойной контроль и допускаемое отклонение фактических значений усилия и вытяжки от проектных отличается не более 5% для каждого напрягаемого элемента или группы элементов при групповом натяжении.

Расчетные характеристики для стальных изделий

7.2.29 Для стальных изделий железобетонных мостов и труб, представляющих отдельные их конструктивные детали (опорные части, элементы шарниров и деформационных швов, упорные устройства и т.д.). и для стальных закладных изделий из листового и фасонного проката расчетные сопротивления следует принимать такими же, как для элементов стальных конструкций мостов (см. раздел 8).

Расчетные сопротивления для арматурных стержней, анкеруемых в бетоне, следует принимать в соответствии с указаниями, относящимися к арматуре.

Характеристики деформативных свойств арматуры и отношение модулей упругости

7.2.30 Предельные значения относительных деформаций растянутой арматуры (при расчетах по предельным деформациям) следует принимать равными:

- для ненапрягаемой арматуры - 0,025;
- для напрягаемой арматуры - 0,015.

Значения модуля упругости арматуры следует принимать по таблице 7.18.

Таблица 7.18

Класс (вид) арматурной стали	Модуль упругости, МПа, арматуры	
	ненапрягаемой E_s	напрягаемой E_p
А240, А300	$2{,}1 \cdot 10^5$	-
А400	$2{,}0 \cdot 10^5$	-
А600, А800	-	$1{,}9 \cdot 10^5$
Проволока классов В, Вр	-	$2{,}0 \cdot 10^5$
Пучки из параллельных проволок классов В, Вр	-	$1{,}9 \cdot 10^5$
Арматурные канаты класса К7	-	$1{,}95 \cdot 10^5$
Пучки из арматурных канатов класса К7	-	$1{,}95 \cdot 10^5$
Стальные канаты:		
- спиральные и двойной свивки	-	$1{,}7 \cdot 10^5$
- закрытые	-	$1{,}6 \cdot 10^5$

7.2.31 Во всех расчетах элементов мостов, производимых по формулам упругого тела, кроме расчетов мостов с ненапрягаемой арматурой на выносливость и на трещиностойкость следует использовать отношения модулей упругости n_1 (E_s/E_b или E_p/E_b), определяемые по значениям модулей, приведенным для арматуры в таблице 7.18 и для бетона в таблице 7.10.

При расчетах элементов мостов с ненапрягаемой арматурой на выносливость и на трещиностойкость, при определении напряжений и геометрических характеристик приведенных сечений площадь арматуры учитывается с коэффициентом отношения модулей упругости n', при котором учитывается виброползучесть бетона. Значения n' следует принимать при бетоне классов:

В20	22,5
В22,5 и В25	20
В27,5	17
В30 и В35	15
В40 и выше	10

7.3 Расчет по предельным состояниям первой группы

Расчет по прочности и устойчивости

Общие указания

7.3.1 Расчет бетонных и железобетонных элементов мостов и труб следует производить, сопоставляя расчетные усилия от внешних нагрузок с предельными усилиями.

Применение изгибаемых, центрально- и внецентренно растянутых бетонных элементов в конструкциях не допускается.

7.3.2 Расчетные усилия в статически неопределимых конструкциях следует определять с учетом перераспределения усилий от усадки и ползучести бетона, саморазогрева бетона в процессе твердения, искусственного регулирования и предварительного напряжения. Суммарное расчетное усилие от этих факторов допускается определять умножением на коэффициент надежности по нагрузке 1,1 (или 0,9).

7.3.3 Предельные усилия в элементах конструкций следует определять в сечениях, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

7.3.4 При расчете бетонных и железобетонных элементов на воздействие сжимающей продольной силы N за предельное значение усилия необходимо принимать меньшее, полученное из расчетов по прочности и устойчивости. При расчете по прочности следует учитывать случайный эксцентриситет $e_{c,сл} = (1/400)\, l_0$ (l_0 - геометрическая длина элемента или ее часть между точками закрепления элемента, принимаемая с учетом требований 7.1.16).

При расчете по трещиностойкости и деформациям случайный эксцентриситет учитывать не следует.

В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет e_c (относительно центра тяжести приведенного сечения) находится как сумма эксцентриситетов, определяемая из статического расчета конструкции и случайного $e_{c,сл}$.

Для элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_c принимается равной эксцентриситету, полученному из статического расчета, но не менее $e_{c,сл}$.

7.3.5 Расчет по прочности и устойчивости сжатых, внецентренно сжатых бетонных и железобетонных элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений в зависимости от величины эксцентриситета $e_c = M/N$ производится в соответствии с таблицей 7.19.

Таблица 7.19

Вид расчета	Конструкции			
	бетонные		железобетонные	
	Номера настоящих норм, в соответствии с которыми следует выполнять расчеты при эксцентриситетах			
	$e_c \le r$	$e_c > r$	$e_c \le r$	$e_c > r$
По прочности	7.3.20	7.3.20	7.3.21, б	7.3.22
	7.3.6	7.3.6	-	7.3.6
По устойчивости	7.3.18	-	7.3.21, а	-
	7.3.7	-	7.3.7	-
Примечание – r - ядровое расстояние.				

Сжатые элементы с расчетным начальным эксцентриситетом $e_c > r$ следует рассчитывать на внецентренное сжатие.

Влияние прогиба на увеличение расчетного усилия внецентренно сжатого элемента при расчете по недеформируемой схеме следует учитывать путем умножения эксцентриситета e_c на коэффициент η, определяемый по 7.3.6.

При расчете на устойчивость при $e_c \le r$ коэффициент продольного изгиба φ следует принимать в соответствии с 7.3.7.

7.3.6 Коэффициент η, учитывающий влияние прогиба по прочности, определяется по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{cr}}}, \tag{7.8}$$

где N_{cr} - условная критическая сила, определяемая по формулам:

- для бетонных элементов

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 E_b I_b}{\varphi_l l_0^2}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \delta} + 0{,}1\right); \tag{7.9}$$

- для железобетонных элементов

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 E_b}{l_0^2}\left[\frac{I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \dfrac{\delta}{\varphi_p}} + 0{,}1\right) + n_1 I_s\right], \tag{7.10}$$

где I_b - момент инерции площади сечения бетона определяется без учета трещин в бетоне;

I_s - момент инерции площади сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

Моменты инерции определяются относительно осей, проходящих через центр тяжести приведенного сечения.

В формулах (7.9) и (7.10) коэффициентами φ_l и φ_p учитывается соответственно влияние на прогиб длительного действия нагрузки, предварительного напряжения арматуры и относительной величины эксцентриситета.

Значение коэффициента φ_l следует принимать равным:

$$\varphi_l = 1 + M_l/M, \qquad (7.11)$$

где M - момент относительно наиболее растянутой или наименее сжатой грани сечения от действия постоянных и временных нагрузок;

M_l - то же, от действия постоянных нагрузок.

Значение коэффициента δ следует принимать равным e_c/h, но не менее определяемого по формуле:

$$\delta_{\min} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{l_0}{h} - 0{,}01R_b, \qquad (7.12)$$

где R_b - расчетное сопротивление бетона, МПа;

l_0 - расчетная длина элемента.

Если моменты (или эксцентриситеты) от полной нагрузки и от постоянной имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки $e_c \geq 0{,}1h$ следует принимать $\varphi_l = 1{,}0$, а при $e_c < 0{,}1h$ $\varphi_l = 1{,}05$.

Значение коэффициента φ_p, учитывающего влияние предварительного натяжения арматуры на жесткость элемента, следует определять по формуле

$$\varphi_p = 1 + 12\frac{\sigma_{bp}}{R_b}\frac{e_c}{h}, \qquad (7.13)$$

где σ_{bp} - предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести продольной арматуры с учетом всех потерь согласно приложению Ш;

h - высота сечения,
для кольцевых и круглых сечений $h = D$.

В формуле (7.12) расчетные сопротивления R_b принимаются без учета коэффициентов условий работы бетона, а значения e_c/h не должны превышать 1,5.

Сжатые железобетонные элементы должны иметь характеристики, при которых обеспечивается условие

$$N/N_{cr} \leq 0{,}7 \qquad (7.14)$$

При расчете элементов на внецентренное сжатие из плоскости изгиба, созданного внецентренным приложением нагрузки, необходимо учитывать значение случайного эксцентриситета по 7.3.4.

Для железобетонных элементов, имеющих несмещаемые опоры или опоры, одинаково перемещающиеся при вынужденных деформациях (например, при температурных удлинениях), значения коэффициента η следует принимать:

- для сечений в средней трети длины элемента - по формуле (7.8);
- то же, в пределах крайних третей длины элемента - по интерполяции между значениями, вычисленными для средней трети, и единицей, принимаемой для опорных сечений.

7.3.7 Коэффициент продольного изгиба φ при расчетах сжатых (e_c = 0) и внецентренно сжатых элементов, имеющих относительный эксцентриситет $e_c/r \leq 1$, следует определять по формуле

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_l}{N}\frac{\varphi_m}{\varphi_l} + \frac{N_m}{N}}, \qquad (7.15)$$

где φ_m - коэффициент продольного изгиба, учитывающий воздействие временной нагрузки;

φ_l - то же, постоянных нагрузок;

N_l - расчетное продольное усилие от постоянной нагрузки с учетом усилия в напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном;

N_m - расчетное продольное усилие от временной нагрузки;

$N = N_l + N_m$ - полное расчетное продольное усилие.

Значения коэффициентов φ_m и φ_l, при вычислении которых учтены также значения случайных эксцентриситетов по 7.3.4, следует принимать для железобетонных элементов по таблице 7.21, для бетонных элементов - по таблице 7.20.

Таблица 7.20 Коэффициенты продольного изгиба для бетонных элементов

Характеристики гибкости элемента		Коэффициенты продольного изгиба φ_m при относительных эксцентриситетах e_c/r				φ_l
l_0/b	l_0/i	0	0,25	0,50	1,00	
4	14	1	0,86	0,77	0,65	1
6	21	0,98	0,84	0,75	0,63	0,94
8	28	0,95	0,81	0,72	0,60	0,88
10	35	0,92	0,78	0,69	0,57	0,80
12	42	0,88	0,76	0,67	0,55	0,72
14	49	0,85	0,74	0,65	0,53	0,62
16	56	0,79	0,68	0,59	0,48	0,58
18	63	0,74	0,63	0,54	0,43	0,43
20	70	0,67	0,56	0,46	0,37	0,32
22	77	0,63	0,51	0,43	0,34	0,26
24	84	0,58	0,46	0,38	0,29	0,20
26	91	0,49	0,38	0,31	0,22	0,16

Таблица 7.21 Коэффициенты продольного изгиба для железобетонных элементов

Характеристики гибкости элемента			Коэффициенты продольного изгиба				
			φ_m при относительных эксцентриситетах e_c/r				φ_l
l_0/b	l_0/d	l_0/i	0	0,25	0,50	1,00	
1	2	3	4	5	6	8	9
4	3,5	14	1 1	0,90 0,90	0,81 0,81	0,69 0,69	1
10	3,6	35	1 1	0,86 0,86	0,77 0,77	0,65 0,65	0,84
12	10,4	40	0,95 0,95	0,83 0,83	0,74 0,74	0,62 0,62	0,79
14	12,1	48,5	0,90 0,85	0,79 0,74	0,70 0,65	0,58 0,53	0,70
16	13,8	55	0,86 0,78	0,75 0,67	0,66 0,58	0,55 0,47	0,65
18	15,6	62,5	0,82 0,75	0,71 0,64	0,62 0,55	0,51 0,44	0,56
20	17,3	70	0,78 0,70	0,67 0,59	0,57 0,47	0,48 0,40	0,47
22	19,1	75	0,72 0,64	0,60 0,52	0,52 0,44	0,43 0,35	0,41
24	20,8	83	0,67 0,59	0,55 0,47	0,47 0,39	0,38 0,30	0,32
26	22,5	90	0,62 0,53	0,51 0,42	0,44 0,35	0,35 0,26	0,25
28	24,3	97	0,58 0,50	0,49 0,41	0,43 0,35	0,34 0,26	0,20
30	26	105	0,53 0,46	0,45 0,38	0,39 0,32	0,32 0,25	0,16
32	27,7	110	0,48 0,42	0,41 0,35	0,36 0,30	0,31 0,25	0,14
34	29	120	0,43 0,39	0,36 0,32	0,31 0,27	0,25 0,21	0,10
38	33	130	0,38 0,33	0,32 0,28	0,28 0,24	0,24 0,20	0,08
40	34,6	140	0,35 0,32	0,29 0,26	0,25 0,22	0,21 0,18	0,07
43	37,5	150	0,33 0,30	0,28 0,25	0,24 0,21	0,21 0,18	0,06

Примечание – Над чертой приведены значения для железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженных элементов при отсутствии на данной стадии их работы сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, под чертой - для предварительно напряженных элементов при наличии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.

В таблицах 7.20 и 7.21 обозначены:

b - сторона прямоугольного сечения, нормальная к направлению перемещения элемента;

d - диаметр круглого сечения элемента;

l_0/i - гибкость элемента (i - наименьший радиус инерции поперечного сечения);

e_c/r - относительный эксцентриситет силы N;

e_c - эксцентриситет силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;

$r = W_{red}/A_{red}$ - ядровое расстояние (W_{red} и A_{red} - момент сопротивления и площадь приведенного сечения).

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

7.3.8 Предельные усилия в сечениях согласно 7.3.14 – 7.3.23 и 7.3.27 следует определять исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию ограничивается напряжениями, равными R_b и равномерно распределенными в пределах условной сжатой зоны бетона;
- растягивающие напряжения в арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями растяжению в ненапрягаемой R_s и напрягаемой R_p арматуре;
- сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями сжатию R_{sc}, а в напрягаемой - наибольшими сжимающими напряжениями σ_{pc} согласно 7.3.12.

Допускается производить указанные расчеты по предельным деформациям с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры в соответствии с СП 63.13330.2012, СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004.

7.3.9 Если в сжатой зоне расчетного сечения имеются бетоны разных классов, то их площади приводятся пропорционально расчетным сопротивлениям к бетону одного расчетного сопротивления.

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

Начало свеса принимается от ребра балки или от конца вута, если он имеет уклон 1:3 и более.

При переменной толщине плиты, а также при вутах с уклоном менее 1:3 длина свесов определяется по приведенной толщине плиты, которая находится с учетом площади плиты и вутов.

Площадь свесов растянутых поясов двутавровых сечений при расчете не учитывается.

7.3.11 Если количество растянутой арматуры по конструктивным соображениям или по расчету по трещиностойкости превышает требуемое по расчету по прочности, то в расчете допускается учитывать не всю арматуру, а только требуемую из расчета по прочности.

7.3.12 Напрягаемую арматуру, расположенную в сжатой зоне и имеющую сцепление с бетоном, следует вводить в расчет с напряжением

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}, \qquad (7.16)$$

где R_{pc} - учитываемое расчетом наибольшее сжимающее напряжение в напрягаемой арматуре согласно 7.2.21;

σ_{pc1} - расчетное напряжение в напрягаемой арматуре (за вычетом всех потерь) при коэффициенте надежности по нагрузке, равном $\gamma_g = 1{,}1$; при $\sigma_{pc1} \le R_{pc}$ принимается $\sigma_{pc} = 0$.

Площадь поперечного сечения сжатой арматуры A'_s вводится в расчет в зависимости от соотношения расчетной высоты сжатой зоны бетона x и расстояния a'_s этой арматуры до сжатой грани сечения.

При расчете изгибаемых элементов площадь A'_s учитывается полностью, если $x_2 \geq 2a'_s$, где x_2 - высота сжатой зоны, определенная с учетом сжатой арматуры A'_s.

Если без учета сжатой арматуры высота сжатой зоны сечения отвечает условию $x_1 \geq 2a'_s$, а при учете сжатой арматуры $x_2 < 2a'_s$, то расчет на прочность допускается производить, используя условие

$$M \leq (R_p A_p + R_s A_s)(h_a - a'_s). \qquad (7.17)$$

A'_s при $x_1 < 2a'_s$ не учитывается.

7.3.13 Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, должен производиться в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$, определяемой из соответствующих условий равновесия. Значение ξ при расчете конструкций, как правило, не должно превышать относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_y при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее достижения в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s или R_p с учетом соответствующих коэффициентов условий работы для арматуры.

Значение ξ_y определяется по формуле

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}, \qquad (7.18)$$

где $\omega = 0{,}85 - 0{,}008\, R_b$ - для элементов с обычным армированием;

$\omega = 0{,}85 - 0{,}008\, R_b + \delta \leq 0{,}9$ - для элементов с косвенным армированием;

R_b - расчетное сопротивление бетона следует принимать в МПа;

δ $\delta = 10\,\mu$, но не более 0,15 (где μ - коэффициент армирования, принимаемый согласно 7.3.24);

σ_1 напряжения в арматуре, МПа.

Напряжения в арматуре σ_1, МПа, следует принимать равным:

- R_s - для ненапрягаемой арматуры;
- $R_p + 500 - \sigma_p$ - для напрягаемой арматуры.

Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению R_p следует принимать с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, а величину предварительного напряжения в арматуре σ_p - с учетом первых и вторых потерь по приложению Ш.

При наличии напрягаемой и ненапрягаемой арматуры напряжение σ_1 принимается по напрягаемой арматуре.

Напряжение σ_2 является предельным напряжением в арматуре сжатой зоны и должно приниматься равным 500 МПа.

Если при расчете по прочности окажется необходимым и обоснованным сохранение полученного по расчету значения $\xi = x/h_0$ по величине большего граничного значения ξ_y, то расчет следует производить с использованием нелинейной деформационной модели согласно указаниями СП 63.13330.2012, СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004.

Указаниями СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004 рекомендуется руководствоваться при расчетах:

- железобетонных элементов на косое внецентренное сжатие и косой изгиб;
- элементов прямоугольной и непрямоугольной формы с арматурой, произвольно распределенной по сечению;
- коротких консолей;
- конструкций на продавливание и отрыв;
- элементов, работающих на изгиб с кручением.

Во всех перечисленных расчетах следует для бетона и арматуры принимать расчетные сопротивления и предельные деформации, установленные в настоящих нормах.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов

7.3.14 Расчет прямоугольных сечений (рисунок 7.1) при $\xi = x/h_0 \le \xi_y$ следует производить из условия

$$M \le R_b\, bx(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc}\, A'_s\, (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc}\, A'_p(h_0 - a'_p), \qquad (7.19)$$

при этом высоту сжатой зоны x следует определять по формуле

$$R_p\, A_p + R_s\, A_s - R_{sc}\, A'_s - \sigma_{pc}\, A'_p = R_b\, bx. \qquad (7.20)$$

Здесь и в других формулах допускается высоту h_0 принимать от равнодействующих усилий в арматуре A_p и A_s. При отсутствии напрягаемой арматуры $h_0 = h_{01}$.

7.3.15 Расчет тавровых, двутавровых и коробчатых сечений с плитой в сжатой зоне при $\xi = x/h_0 \le \xi_y$ следует производить в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в плите (рисунок 7.2, *а*), т.е. соблюдается условие

$$R_p\, A_p + R_s\, A_s \le R_b\, b'_f\, x + R_{sc}\, A'_s + \sigma_{pc}\, A'_p, \qquad (7.21)$$

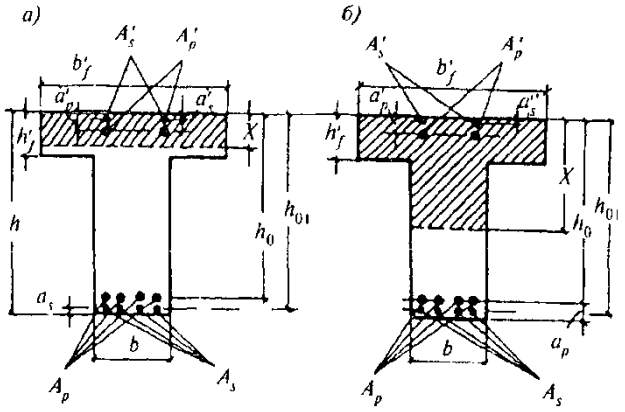
расчет производится, как для прямоугольного сечения шириной b'_f в соответствии с 7.3.14;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рисунок 7.2, *б*), т.е. условие (7.21) не соблюдается, расчет должен выполняться из условия

$$M \le R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_b(b'_f - b)\, h'_f\, (h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc}\, A'_s(h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc}\, A'_p\, (h_0 - a'_p), \qquad (7.22)$$

при этом высоту сжатой зоны бетона x следует определять по формуле

$$R_p\, A_p + R_s\, A_s - R_{sc}\, A'_s - \sigma_{pc}\, A'_p = R_b\, bx + R_b(b'_f - b)h'_f. \qquad (7.23)$$



а - при расположении границы сжатой зоны в плите; *б* - то же, в ребре

Рисунок 7.1 – Форма сжатой зоны в сечениях железобетонных элементов с плитой в сжатой зоне

7.3.16 Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geq 0{,}5$ с арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее шести), должен производиться, как для внецентренно сжатых элементов в соответствии с 7.3.23, принимая значение продольной силы $N = 0$ и подставляя вместо Ne_c значение изгибающего момента M.

7.3.17 Если рабочая напрягаемая арматура в изгибаемых железобетонных элементах мостов не имеет сцепления с бетоном, то расчет сечений по прочности производится согласно 7.3.14 и 7.3.15, при этом в соответствующие формулы вместо расчетного сопротивления растяжению напрягаемой арматуры R_p вводится значение σ_{p1} установившегося (за вычетом всех потерь) предварительного напряжения в напрягаемой арматуре с учетом коэффициентов надежности по нагрузке.

Кроме этого, в составных по длине конструкциях следует дополнительно производить расчет по формулам сопротивления упругих материалов на расчетные нагрузки (с коэффициентом надежности по нагрузке), включая усилие от предварительного напряжения. На всех стадиях работы в стыках, не армированных ненапрягаемой арматурой, не допускаются растягивающие напряжения в зонах, где эти напряжения возникают от внешней нагрузки.

Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов

7.3.18 Внецентренно сжатые бетонные элементы с начальным эксцентриситетом $e_c \leq r$ по 7.3.5 следует рассчитывать по устойчивости, выполняя условие

$$N \leq \varphi R_b A_b, \qquad (7.24)$$

где φ - коэффициент, принимаемый по 7.3.7;

A_b - площадь сжатого сечения элемента.

7.3.19 Расчет по прочности внецентренно сжатых бетонных элементов при $e_c > r$ (r - ядровое расстояние по 7.3.7) производится в зависимости от положения нейтральной оси и значения a, принимаемого по формуле:

$$a = a_c - e_c\eta, \tag{7.25}$$

где a - расстояние от точки приложения продольной силы N до наиболее сжатой грани сечения с учетом коэффициента η, определяемого согласно 7.3.6;

a_c - расстояние от оси, проходящей через центр тяжести всего сечения, до наиболее сжатой грани;

e_c - начальный эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести всего сечения.

При этом равнодействующая внешних сил должна находиться в пределах поперечного сечения элемента при соблюдении условия

$$e_c\eta \le 0{,}8a_c. \tag{7.26}$$

7.3.20 При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений с плитой в сжатой зоне (рисунок 7.3) прочность сечения обеспечивается при соблюдении условия:

$$N \le R_b\, bx + R_b\,(b'_f - b)\, h'_f, \tag{7.27}$$

При этом высота сжатой зоны определяется:

– при $a > 0{,}5\, h'_f$ (нейтральная ось проходит в пределах ребра):

$$x = a + \sqrt{a^2 + \left(b'_f - b\right)\left(2a - h'_f\right)\frac{h'_f}{b}}; \tag{7.28}$$

– при $a \le 0{,}5h'_f$ (нейтральная ось проходит в пределах сжатой плиты) для расчета используются формулы (7.27) и (7.28) с заменой b на b'_f.

При расчете внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения прочность обеспечивается при соблюдении условия

$$N \le R_b\, bx, \tag{7.29}$$

при этом высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = h - 2\, e_c\eta. \tag{7.30}$$

Кроме расчета по прочности, в плоскости действия изгибающего момента элемент должен быть проверен расчетом по устойчивости с изгибом из плоскости действия момента (7.3.7).

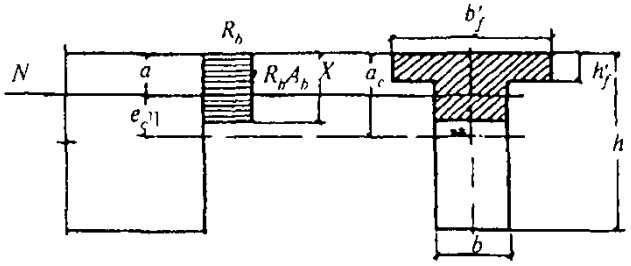


Рисунок 7.2 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонного элемента

Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов

7.3.21 Внецентренно сжатые железобетонные элементы с расчетным эксцентриситетом $e_c < r$ по 7.3.5 следует рассчитывать по устойчивости и прочности исходя из следующих условий:

а) расчет по устойчивости:

– при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N \le \varphi(R_b A_b + R_{sc} A'_s + R_{pc} A'_p); \quad (7.31)$$

– при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \le \varphi\left(R_b A_b + R_{sc} A'_s\right) - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}; \quad (7.32)$$

б) расчет по прочности:

– при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N \le R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p; \quad (7.33)$$

– при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \le R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}. \quad (7.34)$$

В формулах (7.31) - (7.34):

N - продольное сжимающее усилие от расчетных нагрузок (без учета усилия предварительного напряжения);

φ - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по 7.3.7;

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию при расчете по прочности, принимаемое по таблице 7.5;

A_b - полная площадь сечения элемента; если площадь сечения арматуры превышает 3 %, то A_b заменяют на (A_b - A'_s - A'_p);

R_{sc}, R_{pc} - расчетные сопротивления арматуры сжатию, принимаемые по 7.3.21;

σ_{pc} - учитываемое в расчете, согласно 7.3.12, напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне;

σ_{pc1} - установившееся предварительное напряжение в напрягаемой арматуре A'_p, согласно 7.3.12, после проявления всех потерь;

$\mu_{sc} = A'_s/A_b$;

$\sigma_b = N/A_b$;

A'_s, A'_p - площади сечения соответственно всей ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;

n_1 - отношение модулей упругости, принимаемое по 7.2.31.

7.3.22 Расчет по прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого поперечного сечений с плитой в сжатой зоне с эксцентриситетом $e_c > r$ при $x > h'_f$ и $\xi \le \xi_y$ (рисунки 7.2 и 7.4) следует производить, используя условие

$$\begin{aligned} Ne_0 \le {} & R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) + \\ & + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) \end{aligned} \quad (7.35)$$

и определять величину e_0 по формуле:

$$e_0 = e + e_c(\eta - 1), \qquad (7.36)$$

где N - продольная сила;

η - коэффициент, определяемый по 7.3.6;

e - расстояние от точки приложения силы N до равнодействующей усилий в растянутой арматуре;

e_c - начальный эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести всего сечения (с учетом случайного эксцентриситета согласно 7.3.4);

σ_{pc} - сжимающее напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в зоне, сжатой от внешней нагрузки, согласно 7.3.12

Для прямоугольных сечений в формуле (7.35) принимается $b'_f = b$.

Высоту сжатой зоны бетона x необходимо определять по формуле

$$N + R_b A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f \qquad (7.37)$$

Знаки при усилиях в формуле (7.37) соответствуют расположению силы N вне сечения.

При расчете двутавровых сечений с плитой в растянутой зоне свесы плиты не учитываются. Кроме расчета по прочности в плоскости действия изгибающего момента следует проводить расчет по устойчивости с изгибом из плоскости действия момента.

Учет работы сжатой ненапрягаемой арматуры следует производить по 7.3.12. Однако если без учета этой арматуры $x > 2\,a'_s$, а с ее учетом $x < 2a'_s$, то расчет по прочности допускается производить, используя условие:

$$Ne_0 \leq (R_p A_p + R_s A_s + N)(h_0 - a'_s). \qquad (7.38)$$

Расчет на прочность внецентренно сжатых предварительно напряженных элементов при предварительном напряжении заменяется расчетом по образованию продольных трещин под нормативной нагрузкой (7.4.5) с ограничением сжимающих напряжений в бетоне значениями $R_{b,mc1}$, соответствующими классу передаточной прочности бетона.

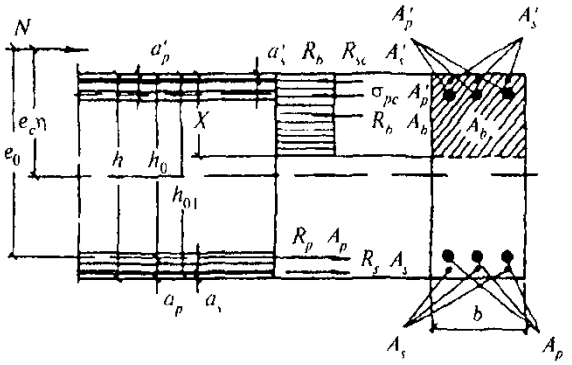


Рисунок 7.3 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

7.3.23 Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов кольцевого сечения при отношении внутреннего r_1 и наружного r_2 радиусов $r_1/r_2 \geq 0{,}5$ с ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее 6), производится в зависимости от относительной площади сжатой зоны бетона, равной:

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + 2{,}7 R_s A_{s,tot}}. \qquad (7.39)$$

В зависимости от значений ξ_{cir} в расчетах используются приведенные условия:

а) при $0{,}15 < \xi_{cir} < 0{,}60$ из условия

$$Ne_c \le (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} r_s (1 - 1{,}7 \xi_{cir})(0{,}2 + 1{,}3 \xi_{cir}); \qquad (7.40)$$

б) при $\xi_{cir} \le 0{,}15$ из условия

$$Ne_c \le (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir1}}{\pi} + 0{,}295 R_s A_{s,tot} r_s, \qquad (7.41)$$

где $$\xi_{cir1} = \frac{N + 0{,}75 R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}; \qquad (7.42)$$

в) при $\xi_{cir} \ge 0{,}60$ из условия

$$Ne_c \le (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \qquad (7.43)$$

где $$\xi_{cir2} = \frac{N}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}. \qquad (7.44)$$

В формулах (7.39) - (7.44):

A_b - площадь бетона кольцевого сечения;

$A_{s,tot}$ - площадь сечения всей продольной арматуры;

$r_m = (r_1 + r_2)/2$,

r_s - радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней рассматриваемой арматуры.

Эксцентриситет продольной силы e_0 определяется с учетом случайного эксцентриситета по 7.3.4 и прогиба элемента согласно 7.3.5 и 7.3.22.

7.3.24 Расчет элементов сплошного сечения с косвенным армированием и с ненапрягаемой продольной арматурой следует производить согласно требованиям 7.3.21,*б* и 7.3.22. В расчет следует вводить часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток поперечной арматуры или спиралью (считая по ее оси), и подставлять в расчетные формулы вместо R_b приведенную призменную прочность $R_{b,red}$. Гибкость l_0/i_{ef} элементов с косвенным армированием не должна превышать при армировании: сетками - 55, спиралью - 35 (где i_{ef} - радиус инерции, вводимой в расчет части сечения).

Значения $R_{b,red}$ следует определять по формулам:

а) при армировании сварными поперечными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{s,xy} R_s, \qquad (7.46)$$

где R_s - расчетное сопротивление растяжению арматуры сеток;

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s}. \qquad (7.47)$$

В формулах (7.46) и (7.47):

n_x, A_{sx}, l_x - соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержней сетки в одном направлении (считая в осях крайних стержней);

n_y, A_{sy}, l_y - то же, в другом направлении;

A_{ef} - площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (считая по осям крайних стержней);

s - расстояние между сетками (считая по осям стержней); если устанавливается одна сетка, то величина s принимается равной 7 см;

φ - коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле:

$$\varphi = \frac{1}{0{,}23 + \psi} \tag{7.48}$$

При $\psi = \frac{\mu R_s}{R_b + 10}$. (7.49)

В формуле (7.49) R_s и R_b принимаются в МПа, $\mu = \mu_{s,xy}$.

Площади поперечного сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях должны различаться не более чем в 1,5 раза;

б) при армировании спиральной или кольцевой арматурой

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s \left(1 - \frac{7{,}5 e_c}{d_{ef}}\right) \tag{7.50}$$

где R_s - расчетное сопротивление арматуры спирали;

e_c - эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба);

μ - коэффициент армирования, равный:

$$\mu = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef} s}, \tag{7.51}$$

$A_{s,cir}$ - площадь поперечного сечения спиральной арматуры;

d_{ef} - диаметр части сечения внутри спирали;

s - шаг спирали.

При учете влияния прогиба на несущую способность элементов с косвенным армированием следует пользоваться указаниями 7.3.5, определяя момент инерции для части их сечения, ограниченной крайними стержнями сеток или заключенной внутри спирали. Значение N_{cr}, полученное по формуле (7.9), должно быть умножено на коэффициент $\varphi_1 = 0{,}25 + 0{,}05 l_0/c_{ef} \leq 1$ (где c_{ef} равно высоте или диаметру учитываемой части бетонного сечения), а при определении δ второй член правой части формулы (7.12) заменяется на $0{,}01(l_0/c_{ef})\varphi_2$, где $\varphi_2 = (0{,}1 l_0/c_{ef} - 1) \leq 1$. Косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что несущая способность элемента, определенная с учетом A_{ef} и $R_{b,red}$, превышает его несущую способность, определенную по полному сечению A_b и с учетом R_b (но без учета косвенной арматуры). Кроме этого, косвенное армирование должно соответствовать конструктивным требованиям 7.5.38.

7.3.25 При расчете элементов с косвенным армированием наряду с расчетом по прочности следует производить расчет, обеспечивающий трещиностойкость защитного слоя бетона. Этот расчет следует производить согласно указаниям 7.3.21,б и 7.3.22 под эксплуатационной нагрузкой (при $\gamma_f = 1$), учитывая всю площадь сечения бетона и принимая вместо R_b и R_s расчетные сопротивления R_{bn} и R_{sn} для предельных состояний второй группы, а также принимая расчетное сопротивление арматуры сжатию равным $R_{sc,ser}$, но не более 400 МПа.

Расчет центрально-растянутых элементов

7.3.26 При расчете сечений центрально-растянутых железобетонных элементов все расчетное усилие должно полностью восприниматься арматурой, при этом требуется соблюдение условия

$$N \le R_s A_s + R_p A_p, \qquad (7.52)$$

где N - продольное растягивающее усилие, приложенное центрально.

Расчет внецентренно растянутых элементов

7.3.27 Расчет сечений внецентренно растянутых железобетонных элементов следует производить в зависимости от положения продольной силы N исходя из следующих условий:

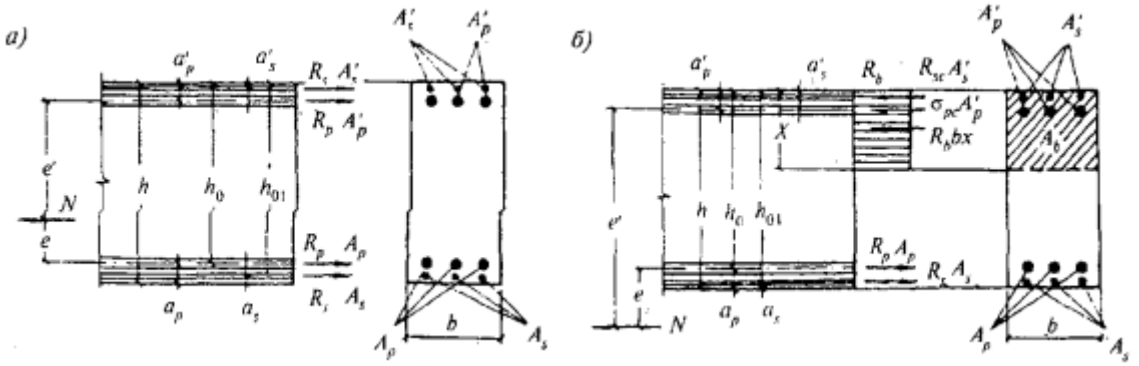
а) если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в соответствующей арматуре (рисунок 7.4, *а*), причем все сечение растянуто, то в этом случае вся расчетная сила должна быть полностью воспринята арматурой и расчет следует производить, используя условия:

$$Ne \le R_s A'_s (h_{01} - a'_s) + R_p A'_p (h_0 - a'_p); \qquad (7.53)$$

$$Ne' < R_s A_s (h - a_s - a'_s) + R_p A_p (h - a_p - a'_p); \qquad (7.54)$$

б) если продольная сила N приложена за пределами расстояний между равнодействующими усилий в соответствующей арматуре (рисунок 7.5, б) с расположением нейтральной оси в пределах ребра, то прочность сечения следует устанавливать из условия

$$Ne \le R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc}A'_s(h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc}A'_p(h_0 - a'_p) \qquad (7.55)$$



а - продольная сила *N* приложена между равнодействующими усилий в арматуре;
б - то же, за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре

Рисунок 7.4 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

Высоту сжатой зоны бетона x следует определять по формуле

$$R_b A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p - N = R_b bx + R_b (b'_f - b) h'_f. \qquad (7.56)$$

Если полученное из расчета по формуле (7.56) значение $x > \xi_y h_0$, то в условие (7.55) подставляется $x = \xi_y h_0$, где ξ_y определяется согласно указаниям 7.3.13.

Учет работы сжатой арматуры следует производить согласно 7.3.12. Однако, если без учета этой арматуры величина $x > 2a'_s$, а с учетом ее $x < 2a'_s$, то расчет по прочности следует производить из условия:

$$Ne \le (R_p A_p + R_s A_s - N)(h_0 - a'_s). \quad (7.57)$$

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

7.3.28 Расчет по прочности наклонных сечений должен производиться с учетом переменности сечения:

- на действие поперечной силы между наклонными трещинами согласно 7.3.29 и по наклонной трещине по 7.3.30;
- на действие изгибающего момента по наклонной трещине для элементов с поперечной арматурой согласно 7.3.35.

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

7.3.29 Для железобетонных элементов с поперечной арматурой должно быть соблюдено условие, обеспечивающее прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами:

$$Q \le 0{,}3\varphi_{w1}\,\varphi_{b1}\,R_b\,bh_0. \quad (7.58)$$

В формуле (7.58):

Q - поперечная сила на расстоянии не ближе h_0 от оси опоры;

$\varphi_{w1} = 1 + \eta\, n_1 \mu_w$ - при расположении хомутов нормально к продольной оси $\varphi_{w1} \le 1{,}3$,

где $\eta = 5$ - при хомутах, нормальных к продольной оси элемента;

$\eta = 10$ - то же, наклонных под углом 45°;

n_1 - отношение модулей упругости арматуры и бетона, определяемое согласно 7.2.31;

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS_w}, \quad (7.59)$$

A_{sw} - площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости;

S_w - расстояние между хомутами по нормали к ним;

b - толщина стенки (ребра);

h_0 - рабочая высота сечения.

Коэффициент φ_{b1} определяется по формуле

$$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01R_b, \quad (7.60)$$

где расчетное сопротивление R_b принимается в МПа.

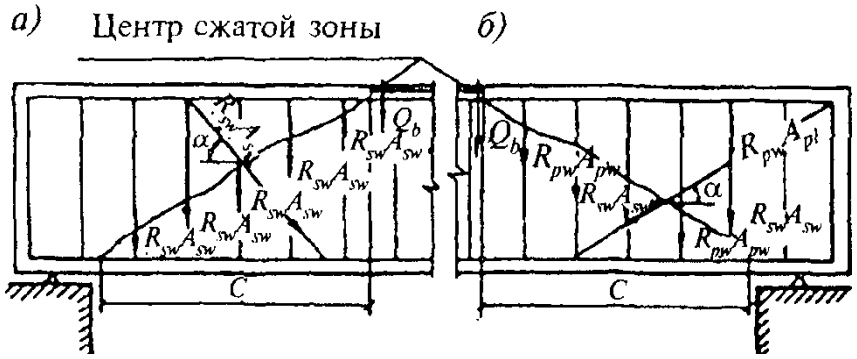
7.3.30 Расчет наклонных сечений элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы (рисунок 7.5) следует производить из условий:

– для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$Q \le \sum R_{sw} A_{si} \sin\alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r; \qquad (7.61)$$

– для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапрягаемых хомутов

$$Q \le \sum R_{pw} A_{pi} \sin\alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{pw} A_{pw} + Q_b + Q_w^r \qquad (7.62)$$



а - с ненапрягаемой арматурой; *б* - с напрягаемой арматурой

Рисунок 7.5 – Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

В формулах (7.61) и (7.62):

Q - максимальное значение поперечной силы от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$\Sigma R_{sw}A_{si}\sin\alpha$, $\Sigma R_{sw}A_{sw}$ - суммы проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой (наклонной и нормальной к продольной оси элемента) арматуры, при длине проекции сечения c, не превышающей $2h_0$;

$\Sigma R_{pw}A_{pi}\sin\alpha$, $\Sigma R_{pw}A_{pw}$ - то же, в напрягаемой арматуре, имеющей сцепление с бетоном (если напрягаемая арматура не имеет сцепления с бетоном, то значение расчетного сопротивления R_{pw} следует принять равным установившемуся предварительному напряжению σ_{pw1} в напрягаемой арматуре);

R_{sw}, R_{pw} - расчетные сопротивления ненапрягаемой и напрягаемой арматуры с учетом коэффициентов m_{a4} или m_{p4}, определяемых по 7.2.23;

α - угол наклона стержней (пучков) к продольной оси элемента в месте пересечения наклонного сечения;

Q_b - поперечное усилие, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения и определяемое по формуле:

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \le mR_{bt}bh_0, \qquad (7.63)$$

где b, - толщина стенки (ребра) или ширина сплошной плиты;

h_0 расчетная высота сечения, пересекающего центр сжатой зоны наклонного сечения;

c - длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольнуюось элемента, определяемая сравнительными расчетами согласно требованиям 7.3.31;

m - коэффициент условий работы, равный

$$m = 1{,}3 + 0{,}4\left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1\right),$$ (7.64)

но не менее 1,3 и не более 2,5,

где $R_{b,sh}$ - расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе;

τ_q - наибольшее скалывающее напряжение от нормативной нагрузки;
при $\tau_q \le 0{,}25\ R_{b,sh}$ - проверку на прочность по наклонным сечениям допускается не производить,
при $\tau_q > R_{b,sh}$ - сечение должно быть изменено;

Q^r_w - усилие, воспринимаемое горизонтальной арматурой, кгс

$$Q^r_w = 1000\ A^r_w\ K,$$ (7.65)

где A^r_w - площадь горизонтальной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, см, пересекаемой наклонным сечением под углом β, град.

Значение коэффициента K определяется условием

$$0 \le \left(K = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ}\right) \le 1.$$ (7.66)

В сечениях, расположенных между хомутами, при β = 90°

$$Q^r_w = 1000\ A^r_w.$$ (7.67)

7.3.31 Невыгоднейшее наклонное сечение и соответствующую ему проекцию на продольную ось элемента следует определять посредством сравнительных расчетов из условия минимума поперечной силы, воспринимаемой бетоном и арматурой. При этом на участках длиной $2h_0$ от опорного сечения следует выполнять проверку наклонных сечений с углом наклона к опорному (вертикальному) сечению 45° для конструкций с ненапрягаемой арматурой и 60° - с напрягаемой. При сосредоточенном действии нагрузки вблизи опоры наиболее опасное наклонное сечение имеет направление от нагрузки к опоре.

7.3.32 При наличии напрягаемых хомутов угол к продольной оси элемента при дополнительной проверке по наклонным сечениям следует определять по формуле

$$\alpha = arctg\frac{\sigma_{mt}}{\tau_b},$$ (7.68)

где σ_{mt} - значение главного растягивающего напряжения;

τ_b - значение касательного напряжения.

7.3.33 Для железобетонных элементов без поперечной арматуры должно соблюдаться условие, ограничивающее развитие наклонных трещин:

$$Q \le Q_b + Q^r_w.$$ (7.69)

7.3.34 При расчете растянутых и внецентренно растянутых элементов при отсутствии в них сжатой зоны вся поперечная сила Q должна восприниматься поперечной арматурой.

При расчете внецентренно растянутых элементов при наличии сжатой зоны значение Q_b, вычисленное по формуле (7.63), следует умножить на коэффициент k_t, равный:

$$k_t = 1 - 0{,}2\frac{N}{R_{bt}bh_0},\ \ge 0{,}2\ ,$$ (7.70)

где N - продольная растягивающая сила.

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающих моментов

7.3.35 Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту (рисунок 7.6) следует производить, используя условия:

– для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$M \le R_s A_s z_s + \Sigma R_s A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_s A_{si} z_{si}; \quad (7.71)$$

– для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапрягаемых хомутов

$$M \le R_p A_p z_p + \Sigma R_p A_{pw} z_{pw} + \Sigma R_s A_{sw} z_{sw} \Sigma R_p A_{pi} z_{pi}, \quad (7.72)$$

где M - момент относительно оси, проходящей через центр сжатой зоны наклонного сечения, от расчетных нагрузок, расположенных по одну сторону от сжатого конца сечения;

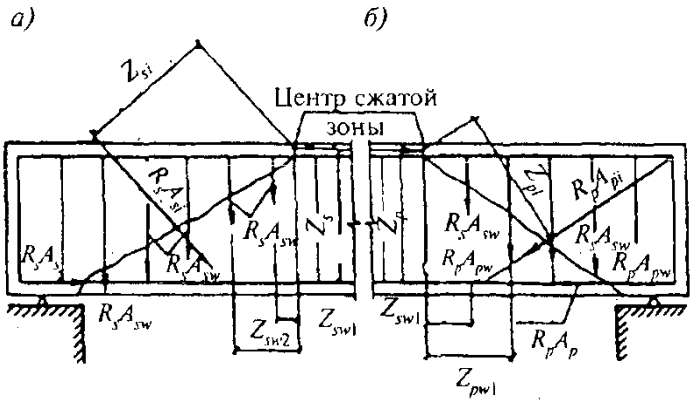
z_{sw}, z_s, z_{si}, z_{pw}, z_p, z_{pi} - расстояния от усилий в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в сечении, для которого определяется момент; остальные обозначения приведены в 7.3.30.

Продольная арматура стенок в расчете не учитывается.

Положение невыгоднейшего наклонного сечения следует определять путем сравнительных расчетов, проводимых, как правило, в местах обрыва или отгибов арматуры и в местах резкого изменения сечения.

7.3.36 Для наклонных сечений, пересекающих растянутую грань элемента на участках, обеспеченных от образования нормальных трещин от нормативной нагрузки (при $\sigma_{bt} < R_{bt}$), расчет на действие момента допускается не производить.

7.3.37 При расчете по прочности на действие момента напрягаемую поперечную арматуру, не имеющую сцепления с бетоном, следует учитывать так же, как и при расчете на поперечную силу по 7.3.30.



а - с ненапрягаемой арматурой; *б* - с напрягаемой арматурой

Рисунок 7.6 - Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента.

Расчет стыков на сдвиг

7.3.38 Клееные или бетонируемые стыки (плоские или с уступом) в изгибаемых составных по длине конструкциях следует рассчитывать на прочность по сдвигу по формуле

$$Q < 0{,}45 m_{sh} N_{\alpha}, \qquad (7.73)$$

где Q - максимальное сдвигающее усилие от внешних нагрузок и предварительного напряжения в наклонной арматуре, взятых с коэффициентами надежности, соответствующими расчетам по первой группе предельных состояний;

0,45 - расчетное значение коэффициента трения бетона по бетону;

m_{sh} - коэффициент условий работы стыкового шва при сдвиге, определяемый для разных видов стыков по 7.3.39;

N_{α} - усилие, воспринимаемое площадью рабочего сечения стыка, соответствующей сжатой части эпюры нормальных напряжений.

При этом коэффициенты надежности к усилиям, возникающим в напрягаемой арматуре (вместо указанных в таблице 7.7), принимаются равными:

$\gamma_f = 1 \pm 0{,}1$ - при числе напрягаемых пучков (стержней) $n \le 10$;

$\gamma_f = 1 \pm \frac{0{,}1}{\sqrt{n-9}}$ - при $n > 10$.

В рабочее сечение стыка входит сечение стенки (ребра) и продолжение ее в верхней и нижней плитах.

При условии пересечения стыка в пределах стенки наклонными пучками, расположенными в закрытых заинъецированных каналах, в рабочее сечение стыка могут включаться также прилегающие к стенке участки вутов и плиты протяженностью с каждой стороны не более двух толщин плиты (без вутов) или стенки, если она тоньше плиты.

При учете совместной работы на сдвиг клееного стыка и жестких элементов (уступов, шпонок и т.п.), воспринимающих поперечную силу, несущую способность жестких элементов следует принимать с коэффициентом сочетания, равным 0,7. При этом усилие, воспринимаемое жестким элементом, не должно превышать половины величины поперечной силы, действующей на стык.

7.3.39 Коэффициенты условий работы m_{sh} в формуле (7.73) следует принимать равными:

- для клееного плотного тонкого стыка с отвержденным клеем - 1,2;
- для бетонируемого стыка без выпусков арматуры - 1,0;
- для клееного стыка с неотвержденным клеем с гладкой поверхностью торцов блоков - 0,25;
- то же, с рифленой поверхностью торцов блоков - 0,45.

7.3.40 В стыках составных по длине пролетных строений не допускаются растягивающие напряжения от расчетных постоянных нагрузок, учитываемых при выполнении расчетов по первой группе предельных состояний.

Расчет на местное сжатие (смятие)

7.3.41 При расчете на местное сжатие (смятие) элементов без косвенного армирования должно удовлетворяться условие

$$N < \varphi_{loc} R_{b,loc} A_{loc}, \quad (7.74)$$

где N - продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

φ_{loc} - коэффициент, принимаемый равным:
при равномерном распределении местной нагрузки на площади смятия - 1,00,
при неравномерном распределении - 0,75;

A_{loc} - площадь смятия;

$R_{b,loc}$ - расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формулам:

$$R_{b,loc} = 13{,}5\varphi_{loc1} R_{bt}; \quad (7.75)$$

$$\varphi_{loc1} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \le 2. \quad (7.76)$$

В формулах (7.75) и (7.76):

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению для бетонных конструкций;

A_d - расчетная площадь, симметричная по отношению к площади смятия в соответствии со схемами, приведенными на рисунке 7.7.

7.3.42 При расчете на местное сжатие (смятие) элементов с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток должно удовлетворяться условие

$$N \le R_{b,red} A_{loc}, \quad (7.77)$$

где A_{loc} - площадь смятия;

$R_{b,red}$ - приведенная прочность бетона осевому сжатию, определяемая по формуле

$$R_{b,red} = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu R_s \varphi_{loc,s}. \quad (7.78)$$

В формуле (4.78):

R_b, R_s - в МПа;

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \le 3; \quad (7.79)$$

φ, μ - соответственно коэффициент эффективности косвенного армирования и коэффициент армирования сечения сетками или спиралями согласно 7.3.24 (формулы (7.47), (7.48) и (7.51));

$$\varphi_{loc,s} = 4{,}5 - 3{,}5\frac{A_{loc}}{A_{ef}};$$

A_{ef} - площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, при этом должно удовлетворяться условие

$A_{loc} < A_{ef} \le A_d$;

A_d - расчетная площадь, симметричная по отношению к площади смятия A_{loc} и принимаемая не более указанной на рисунке 7.7.

Остальные обозначения следует принимать согласно требованиям 7.3.41.

Бетон конструкции в зоне передачи на него сосредоточенных усилий (рисунок 7.7) должен быть рассчитан на местное сжатие (смятие), а также по трещиностойкости с учетом местных растягивающих напряжений согласно указаниям 7.4.16.

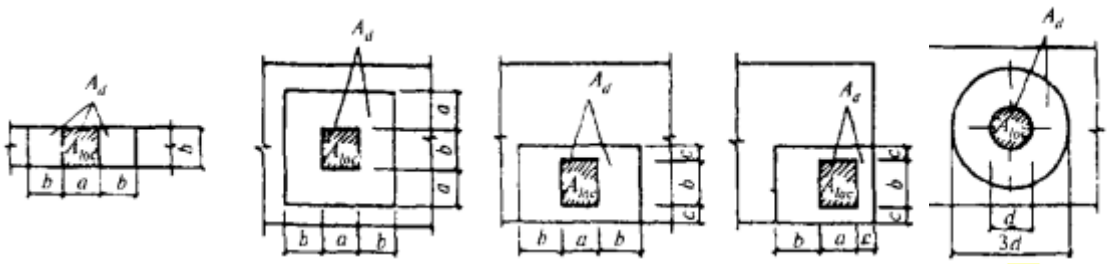


Рисунок 7.7 – Схемы расположения расчетных площадей A_d в зависимости от положения площадей смятия A_{loc}.

Расчет на выносливость

7.3.43 Расчету на выносливость подлежат элементы мостов, при толщине засыпки менее 1 м - ригели рам и перекрытия прямоугольных железобетонных труб, включая места их сопряжения со стенками.

На выносливость не рассчитывают:

- бетонные опоры;
- фундаменты всех видов;
- звенья круглых труб;
- прямоугольные трубы и их перекрытия при толщине засыпки 1 м и более;
- стенки балок пролетных строений;
- бетон растянутой зоны;
- арматуру, работающую только на сжатие;
- железобетонные опоры, в которых коэффициенты асимметрии цикла напряжений превышают в бетоне 0,6, в арматуре - 0,7.

7.3.44 Расчет на выносливость элементов (или их частей) предварительно напряженных железобетонных конструкций, отнесенных к категориям требований по трещиностойкости 2а или 2б по 7.4.1, по сечениям, нормальным к продольной оси, следует производить по приведенным ниже формулам, подставляя абсолютные значения напряжений и принимая сечения элементов без трещин:

а) при расчете арматуры растянутой зоны:

$$\sigma_{p,\max} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} \le m_{ap1} R_p; \quad (7.80)$$

$$\sigma_{p,min} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg}; \quad (7.81)$$

б) при расчете бетона сжатой зоны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов:

$$\sigma_{bc,\max} = \sigma_{pc1} + \sigma_{pcg} + \sigma_{pcv} \le m_{b1} R_b; \quad (7.82)$$

$$\sigma_{pc,min} = \sigma_{pc1} + \sigma_{pcg}. \quad (7.83)$$

Знак напряжений при расчете статически неопределимых конструкций может изменяться на противоположный.

В формулах (7.80) - (7.83):

$\sigma_{p,max}$, $\sigma_{p,min}$ - напряжения в напрягаемой арматуре соответственно максимальные и минимальные;

σ_{p1} - установившиеся (за вычетом потерь) предварительные напряжения в напрягаемой арматуре растянутой зоны;

$\sigma_{el,c}$ - снижение напряжения в напрягаемой арматуре растянутой зоны от упругого обжатия бетона согласно 7.3.45;

$\sigma_{pg} = n_1\sigma_{btg}$ - напряжения в арматуре от постоянной нагрузки;

$\sigma_{pv} = n_1\sigma_{btv}$ - напряжения в арматуре от временной нагрузки,

где n_1 - отношение модулей упругости согласно 7.2.31;

m_{ap1} - коэффициент условий работы арматуры, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки согласно 7.2.22;

R_p - расчетное сопротивление напрягаемой арматуры согласно 7.2.20;

$\sigma_{pc,max}$, $\sigma_{pc,min}$ - сжимающие напряжения в бетоне соответственно максимальные и минимальные;

σ_{bc1} - установившиеся (за вычетом потерь) предварительные напряжения в бетоне сжатой зоны;

σ_{btg}, σ_{bcv} - напряжения в бетоне от постоянной нагрузки соответственно растянутой и сжатой зон;

σ_{btv}, σ_{bcg} - напряжения в бетоне от временной нагрузки соответственно растянутой и сжатой зон;

m_{b1} - коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки согласно 7.2.9;

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию согласно 7.2.7.

Примечание - При расчете как на выносливость, так и на трещиностойкость, при определении напряжений в бетоне с учетом приведенного сечения в формулах напряжения в арматуре, напрягаемой на упоры, принимают без их снижения от упругого обжатия бетона (при условии, если при расчете всю арматуру, имеющую сцепление с бетоном, включают в приведенные характеристики сечения).

7.3.45 Напряжения в напрягаемой арматуре следует вычислять с учетом снижения от упругого обжатия бетона $\sigma_{el,c}$, которое при одновременном обжатии бетона всей напрягаемой на упоры арматурой необходимо определять по формуле:

$$\sigma_{el,c} = n_1\,\sigma_{bp}. \qquad (7.84)$$

При натяжении арматуры на бетон в несколько этапов снижение предварительного напряжения в арматуре, натянутой ранее, следует определять по формуле

$$\sigma_{el,c} = n_1\Delta\sigma_b m_1. \qquad (7.85)$$

В формулах (7.84) и (7.85):

n_1 - отношение модулей упругости согласно 7.2.31;

σ_{bp} - предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызываемое обжатием сечения всей арматуры;

$\Delta\sigma_b$ - напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, вызываемое натяжением одного пучка или стержня с учетом потерь, соответствующих данной стадии работы

m_1 - число одинаковых пучков (стержней), натянутых после того пучка (стержня), для которого определяют потери напряжения.

7.3.46 Расчет на выносливость элементов железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой производится по формулам сопротивления материалов без учета работы бетона растянутой зоны. Этот расчет допускается производить по формулам, указанным в таблице 7.22.

Таблица 7.22

Характер работы элемента	Расчетные формулы
Изгиб в одной из главных плоскостей:	
проверка по бетону	$\frac{M}{I_{red}} x' \le m_{b1} R_b$ (7.86)
проверка по арматуре	$n' \frac{M}{I_{red}} \left(h - x' - a_u\right) \le m_{as1} R_s$ (7.87)
Осевое сжатие в бетоне	$\frac{N}{A_{red}} \le m_{b1} R_b$ (7.88)
Внецентренное сжатие:	
проверка по бетону	$\sigma_b \le m_{b1} R_b$ (7.89)
проверка по арматуре	$\sigma_s \le m_{as1} R_s$ (7.90)

Формулы таблицы 7.22 могут использоваться для определения по их левым частям значений σ_{min} и σ_{max} при вычислении коэффициентов ρ, приведенных в таблицах 7.8, 7.16 и 7.17.

При расчете по формуле (7.90) следует учитывать также указания 7.3.43 по расчету на выносливость преимущественно сжатой арматуры при знакопеременных напряжениях.

Аналогичным образом следует выполнять расчет внецентренно растянутых элементов. При расчете центрально растянутых элементов все растягивающее усилие передается на арматуру.

Кроме расчета на выносливость сечения должны быть рассчитаны по прочности.

В формулах (7.86) - (7.90):

M, N - момент и нормальная сила;

I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси без учета растянутой зоны бетона с введением отношения n' к площади всей арматуры согласно 7.2.31;

x' - высота сжатой зоны бетона, определяемая по формулам расчета упругого тела;

m_{b1}, m_{as1} - коэффициенты, учитывающие асимметрию цикла напряжений в бетоне и в ненапрягаемой арматуре (с учетом сварных соединений) согласно 7.2.9 и 7.2.22, вводимые к расчетным сопротивлениям соответственно бетона R_b и арматуры R_s;

a_u, a'_u - расстояние от наружной соответственно растянутой и сжатой (или менее растянутой) грани до оси ближайшего ряда арматуры;

A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента с введением отношения n' согласно 7.2.31 к площади поперечного сечения всей арматуры.

7.4 Расчет по предельным состояниям второй группы

Расчет по трещиностойкости

7.4.1 Железобетонные конструкции мостов и труб в зависимости от их вида и назначения, применяемой арматуры и условий работы должны удовлетворять категориям требований по трещиностойкости, приведенным в таблице 7.23. Трещиностойкость характеризуется значениями растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне и расчетной шириной раскрытия трещин.

Таблица 7.23

Вид и назначение конструкций, особенности армирования	Категоия по трещиностой-кости	Предельные значения		
		растя-жение в бетоне	ширина раскры-тия трещин Δ_{cr}	минималь-ное сжатие бетона (без временной нагрузки)
Обжимаемые стыки предварительно напряженных конструкций мостов	2а	0 [1)]	-	≥ 0,5 МПа
Элементы мостов (кроме стенок пролетных строений), армированные напрягаемой проволочной арматурой всех видов.	2а	0.4 $R_{bt,ser}$	-	-
Элементы мостов (кроме стенок пролетных строений), армированные напрягаемой стержневой арматурой. Сваи мостов, армированные напрягаемой арматурой или напрягаемой проволокой диаметром ≥ 4 мм, а также канатами класса К7	2б	1,4 $R_{bt,ser}$	0,015 [2)]	≥ 0,5 МПа
Стенки (ребра) балок предварительно напряженных пролетных строений мостов при расчете на главные напряжения	3а	По таблице 7.21	0,015	-
Участки элементов, рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой проволочной арматуры	3б	-	0,020	-
Необжатые бетонируемые стыки, армированные ненапрягаемой арматурой, неразрезных напрягаемых пролетных строений. Элементы мостов и труб с ненапрягаемой арматурой. Железобетонные элементы мостов с напрягаемой арматурой, расположенной вне тела элемента. Участки элементов, рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой стержневой арматуры	3в	-	0,030 [3)]	-

[1] Для стыков составных конструкций, в том числе от постоянных нагрузок, с коэффициентами надежности но нагрузке для предельных состояний первой группы по 7.3.40.

[2] При оцинкованной проволоке допускается принимать Δ_{cr} = 0,02 см.

[3] Ширина раскрытия трещин Δ_{cr} не должна превышать, см:

- 0,020 - в элементах пролетных строений мостов, в стойках и сваях всех опор, находящихся в зоне переменного уровня воды, а также в элементах и частях водопропускных труб;
- 0,015 - в элементах промежуточных опор в зонах, расположенных выше и ниже переменного уровня воды.

  При расположении вблизи плотин гидростанций и водохранилищ в зоне попеременного замораживания и оттаивания (в режимах по ГОСТ 10060-2012) Δ_{cr} не должна превышать см:
- 0,015 - при числе циклов в год менее 50;
- 0,010 - то же, 50 и более.

Если конструкция или ее часть не может быть запроектирована в соответствии с требованиями категории трещиностойкости, к которой отнесена, она может быть запроектирована с учетом требований, предъявляемых к более высокой категории трещиностойкости.

Требования по категории трещиностойкости должны назначаться одинаковыми как на стадии эксплуатации, так и на стадии изготовления, транспортирования и монтажа. При этом, если напряженное состояние конструкции сохраняется не более 28 сут, то оно может рассматриваться как кратковременное. Для такого состояния должны быть удовлетворены те же требования, что и при действии временных нагрузок.

Расчеты по определению напряжений в бетоне, образованию трещин и определению ширины их раскрытия должны производиться с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, согласно приложению Ш.

Наряду с требованиями, указанными в таблице 7.23, должны выполняться требования по минимальному армированию сечений железобетонных конструкций, которое характеризуется коэффициентом армирования μ. Для конструкций, арматура которых имеет сцепление с бетоном, в. том числе за счет омоноличивания (инъецирования) каналов напрягаемой арматуры, значение μ = 0,002.

Арматуру, устанавливаемую для обеспечения требований по минимальному армированию, следует рассматривать как рабочую, для которой необходимо обеспечивать все конструктивные требования по расположению, стыковке и защите. Эту арматуру следует учитывать при выполнении всех проверок несущей способности. Она должна иметь гарантированное сцепление с бетоном и быть установлена в растянутой от внешних нагрузок зоне по ее внешнему контуру, а также вдоль плоскостей хомутов, заходящих в растянутую зону. Площадь арматуры вычисляют как произведение требуемого коэффициента минимального армирования на площадь растянутой зоны. Для изгибаемых конструкций пролетных строений границей растянутой зоны следует считать большее из двух значений: половины высоты сечения и расстояния от растянутой арматуры до центра тяжести бетонного сечения.

При проверке достаточности растянутой арматуры, устанавливаемой по требованию обеспечения минимального процента армирования, сравнивают площадь всей арматуры, находящейся в растянутой зоне, приведенной по прочности к арматуре класса А400 с учетом коэффициентов, характеризующих сцепление арматуры с бетоном согласно таблице 4.24. При этом, если расчетное сопротивление растяжению арматуры превышает 400 МПа, то принимают значение 400 МПа. Напрягаемую арматуру, расположенную в закрытых или открытых каналах, в случае если она заинъецирована (омоноличена), совместно с ненапрягаемой арматурой учитывать в составе растянутой арматуры, нормируемой минимальным процентом армирования, не рекомендуется.

В стыках монолитных и сборно-монолитных конструкций минимальный процент армирования должен быть обеспечен по всей площади стыка.

Минимальный процент армирования следует обеспечивать при назначении минимальной площади хомутов для тех случаев, когда их установка обязательна. При ширине ребра, превосходящей высоту сечения, плоскости хомутов следует располагать с

шагом, не превышающим значения высоты сечения. В плитных и балочных (ребристых) пролетных строениях, если ширина ребра больше его высоты, поперечную горизонтальную арматуру также назначают исходя из обеспечения минимального процента армирования.

7.4.2 В обжатом бетоне конструкций, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, при проверке возможности прохода по монтируемой части моста монтажного крана с грузом допускается принимать:

- предельные значения нормальных растягивающих напряжений в бетоне - $1{,}15R_{bt,ser}$;
- предельные значения расчетной ширины раскрытия трещин - 0,01 см.

При расчете следует учитывать снижение предварительных напряжений в напрягаемой арматуре, соответствующее потерям за год.

7.4.3 В элементах конструкций, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, в зонах бетона, сжатых на стадии эксплуатации под постоянной и временной нагрузками конструкций, не следует допускать при других стадиях работы возникновения растягивающих напряжений, превышающих величину $0{,}8\ R_{bt,ser}$.

Расчет по образованию трещин

7.4.4 Трещиностойкость железобетонных конструкций мостов и труб обеспечивается ограничениями возникающих в элементах растягивающих и сжимающих напряжений, а в бетонных конструкциях - сжимающих напряжений.

Предельные значения указанных напряжений принимаются в зависимости от условий, которые необходимо обеспечить:

а) появление (образование) трещин в элементах конструкции недопустимо;
б) появление трещин с ограниченным раскрытием их по ширине допустимо (возможно).

7.4.5 Образование продольных трещин от нормальных сжимающих напряжений во всех конструкциях и на всех стадиях их работы недопустимо.

Возникающие от действующих нормативных нагрузок и воздействий нормальные сжимающие напряжения σ_{bx} в сечениях элементов не должны превышать:

- в бетонных и железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой - расчетных сопротивлений $R_{b,mc2}$ с учетом 7.2.31 и 7.4.2;
- в обжимаемой зоне бетона предварительно напряженных конструкций - расчетных сопротивлений $R_{b,mc1}$ (на стадии изготовления и монтажа) и $R_{b,mc2}$ (на стадии постоянной эксплуатации).

Возникающие в бетоне стенок предварительно напряженных балок главные сжимающие напряжения не должны во всех случаях превышать расчетное сопротивление бетона $R_{b,mc2}$.

7.4.6 Образование трещин, нормальных к продольной оси элемента (перпендикулярных направлению действия нормальных растягивающих напряжений), не допускается в конструкциях мостов, проектируемых по категории требований по

трещиностойкости 2а, за исключением случая проверки на пропуск по мосту монтажного крана. При этом не исключается вероятность образования случайных поперечных трещин.

Для выполнения этих условий нормальные растягивающие напряжения в обжимаемом бетоне не должны превышать значений, указанных в 7.4.1 и таблице 7.23.

7.4.7 В конструкциях, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, допускается образование поперечных трещин. При этом возможность образования поперечных трещин в конструкциях, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б и 3а, ограничивается двумя показателями, указанными в таблице 7.23, - предельно допустимыми растягивающими напряжениями и расчетной шириной возможного раскрытия поперечных трещин.

Кроме этого, в предварительно напряженных конструкциях, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2б, следует обеспечивать «зажатие» поперечных трещин: предельные значения минимальных сжимающих напряжений в обжимаемом бетоне при отсутствии на мосту временной нагрузки должны быть не менее значений, приведенных в таблице 7.23.

7.4.8 Главные растягивающие напряжения в бетоне стенок предварительно напряженных балок должны ограничиваться с учетом отношения главных сжимающих напряжений σ_{mc} к расчетному сопротивлению бетона сжатию $R_{b,mc2}$ при рассмотрении сечения как сплошного.

Предельные значения главных растягивающих напряжений в зависимости от отношения указанных величин должны приниматься не более приведенных в таблице 7.24.

Таблица 7.24

$\sigma_{mc}/R_{b,mc2}$	Предельные значения главных растягивающих напряжений max σ_{mt}, принимаемых в мостах
$\leq 0{,}52$	$0{,}68\ R_{bt,ser}$, но не более 1,75 МПа
$\geq 0{,}80$	$0{,}42\ R_{bt,ser}$

Примечания

1) Для промежуточных значений отношений $\sigma_{mc}/R_{b,mc2}$ предельные значения max σ_{mt} следует определять по интерполяции.
2) Предельные значения главных растягивающих напряжений в бетоне зон, примыкающих к клееным стыкам в составных конструкциях пролетных строений, следует уменьшить на 10 %. Длина указанной зоны принимается равной высоте стыка в каждую сторону от стыка.

7.4.9 Главные сжимающие и главные растягивающие напряжения, указанные в 7.4.5 и 7.4.8, следует определять по формуле

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{mt}\\ \\ \sigma_{mc}\end{matrix}\right\} = \frac{1}{2}(\sigma_{bx}+\sigma_{by}) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_{bx}-\sigma_{by})^2+4\tau_b^2}\,, \qquad (7.91)$$

где σ_{bx} - нормальное напряжение в бетоне вдоль продольной оси от внешней нагрузки и от усилий в напрягаемой арматуре с учетом потерь;

σ_{by} - нормальное напряжение в бетоне в направлении, нормальном к продольной оси элемента, от напрягаемых хомутов, наклонной арматуры и напряжений от опорной реакции, при этом распределение сжимающих усилий от опорной реакции следует принять под углом 45°;

τ_b - касательное напряжение в бетоне стенки (ребра), определяемое по формуле:

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \le m_{b6} m_{b14} R_{b,sh}, \qquad (7.92)$$

где τ_q - касательные напряжения от поперечной силы, определяемой от внешней нагрузки и предварительного напряжения;

τ_t - то же, от кручения;

m_{b6}, m_{b14} - коэффициенты, учитывающие соответственно воздействие поперечного обжатия бетона и кручения по 7.2.10;

$R_{b,sh}$ - расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе, принимаемое по таблице 7.5.

Проверку главных сжимающих и растягивающих напряжений, а также касательных напряжений рекомендуется выполнять в зоне расположения центра тяжести сечения.

При расчете стенок (ребер) составных по длине балок с бетонными стыками на главные напряжения по формуле (7.91) входящие в формулу касательные напряжения по контакту между поперечно обжатым бетоном стыка и блоками следует ограничивать значениями, приведенными в формуле (7.92), в правую часть которой наряду с коэффициентом m_{b6} необходимо вводить также и коэффициент m_{b15}. При необжатых стыках вместо коэффициента m_{b6} следует вводить коэффициент m_{b15}. Сечение бетона омоноличивания допускается учитывать при расчете по предельным состояниям второй группы, если расчетом обоснована и конструктивно обеспечена передача сдвигающего усилия по контакту бетона омоноличивания с бетоном блоков и если скалывающие напряжения в бетоне по контакту не превышают $0{,}5R_{b,sh}$ по таблице 7.5. Сечение инъецированного раствора в закрытых каналах допускается учитывать в расчете полностью.

Определение нормальных и касательных напряжений в элементах высотой, изменяющейся по длине пролета, следует выполнять с учетом переменности сечения.

Расчет по раскрытию трещин

7.4.10 Ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин a_{cr}, см, в железобетонных элементах, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, необходимо определять по формуле

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E}\psi \le \Delta_{cr}, \tag{7.93}$$

где σ - растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению σ_s в наиболее растянутых (крайних) стержнях, для напрягаемой - приращению напряжений $\Delta\sigma_p$ после погашения обжатия бетона;

E - модуль упругости соответственно для ненапрягаемой E_s и напрягаемой E_p арматуры, принимаемый по таблице 7.18;

ψ - коэффициент раскрытия трещин, определяемый в зависимости от радиуса армирования (учитывает влияние бетона растянутой зоны, деформации арматуры, ее профиль и условия работы элемента) и принимаемый по 7.4.14;

Δ_{cr} - предельное значение расчетной ширины раскрытия трещин, см, принимаемое по таблице 7.23.

7.4.11 При определении ширины раскрытия трещин по формуле (7.93) при смешанном армировании значение σ/E с учетом растягивающих напряжений в ненапрягаемой арматуре σ_s и приращения напряжений в напрягаемой арматуре $\Delta\sigma_p$ после погашения предварительного обжатия бетона до нуля определяется по формуле

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s}\psi_1 + \frac{\Delta\sigma_p}{E_p}\psi_2}{\psi_1 + \psi_2}, \tag{7.94}$$

где ψ_1 - коэффициент раскрытия трещин для ненапрягаемой арматуры, принимаемый по 7.4.14;

ψ_2 - то же, для напрягаемой арматуры по 7.4.14.

Коэффициент раскрытия трещин при смешанном армировании определяется по формуле

$$\psi = \frac{\psi_1 A_s + \psi_2 A_p}{A_s + A_p},$$

где A_s, A_p - площади ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

7.4.12 Растягивающие напряжения σ_s в поперечной и продольной арматуре стенок (ребер) балок допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \delta\frac{\sigma_{bt}}{\mu}, \tag{7.95}$$

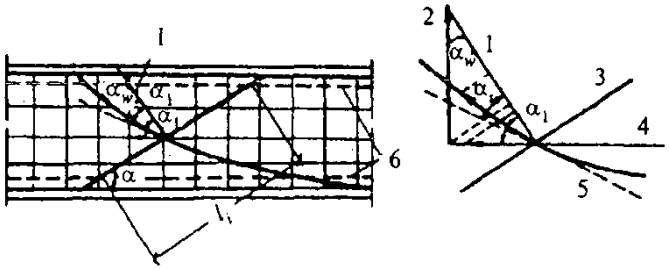
где σ_{bt} где - напряжение в предварительно напряженных балках, не имеющих напрягаемых хомутов, принимаемое равным главному растягивающему напряжению σ_{mt} на уровне центра тяжести сечения, в балках с ненапрягаемой арматурой - равным касательному напряжению τ на том же уровне;

μ - коэффициент армирования стенки стержнями, пересекающими наклонное сечение (между вутами поясов), определяемый как отношение проекции площадей сечения этих стержней на нормаль к наклонному сечению - к площади бетона наклонного сечения;

δ - коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений в зоне образования наклонных трещин и определяемый по формуле

$$\delta = \frac{1}{1 + 0{,}5/(l_i \mu)} \geq 0{,}75, \tag{7.96}$$

где l_i - длина, см, предполагаемой наклонной трещины на участке между вутами поясов (в тавровых балках начало наклонного сечения принимается от крайнего в сторону нейтральной оси ряда растянутой арматуры) согласно рисунку 7.8; наклон трещин следует принимать по 7.3.31.



1 - нормаль; 2 - хомут; 3 - наклонное сечение; 4 - продольная арматура; 5 - касательная к пучку; 6 - вут

Рисунок 7.8 – Проекции усилий в поперечной арматуре на нормаль к наклонному сечению

7.4.13 При определении ширины раскрытия нормальных трещин в растянутой зоне предварительно напряженных элементов следует учитывать всю растянутую арматуру.

При определении ширины трещин в предварительно напряженных сваях допускается учитывать всю арматуру растянутой зоны.

Приращение растягивающего напряжения $\Delta\sigma_p$ в напрягаемой арматуре согласно 7.4.10, возникающее после снижения под временной нагрузкой предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля, допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p}, \tag{7.97}$$

где σ_{bt} - растягивающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести площади растянутой зоны бетона;

μ_p - коэффициент армирования, определяемый как отношение учитываемой в расчете площади поперечного сечения продольной растянутой арматуры к площади всей растянутой зоны бетона (арматура, не имеющая сцепления с бетоном, при вычислении μ_p не учитывается).

При смешанном армировании напряжение в бетоне σ_{bt} определяется на уровне центра тяжести той части площади растянутой зоны бетона, в пределах которой растягивающие напряжения не превышают $1{,}4R_{bt,ser}$.

Напряжения в ненапрягаемой арматуре при смешанном армировании допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bts}}{\mu_s}, \tag{7.98}$$

где σ_{bts} - напряжения в бетоне на уровне центра тяжести части площади A_{bts} растянутой зоны бетона, в пределах которой напряжения в бетоне превышают $1{,}4\ R_{bt,ser}$;

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bts}}. \tag{7.99}$$

7.4.14 Коэффициенты раскрытия трещин ψ следует принимать в зависимости от радиуса армирования R_r ,см, равными:

- 0,35 R_r - для гладкой стержневой арматуры, арматурных пучков из гладкой проволоки и для стальных закрытых канатов;
- $1{,}5\sqrt{R_r}$ - для стержневой арматуры периодического профиля, проволок периодического профиля класса Вр, пучков из этой проволоки, канатов класса К7 и пучков из них, стальных канатов со спиральной и двойной свивкой, а также для любой арматуры в стенках.

7.4.15 При расчете ширины раскрытия нормальных трещин радиус армирования должен определяться по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta n d}, \qquad (7.100)$$

где 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 согласно таблице 7.25;

n - число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром d;

d - диаметр одного стержня (включая случаи расположения стержней в группах)

Для непрямоугольных сечений с арматурой, равномерно распределенной по контуру, радиус взаимодействия принимается $r = 3d$.

Для пучков и канатов d соответствует наружному контуру арматурного элемента, а $r = 5d$.

Радиус взаимодействия r следует откладывать от крайнего, ближайшего к нейтральной оси ряда стержня. Если в крайнем ряду установлено менее половины площади поперечного сечения стержней по отношению к площади арматуры в каждом из остальных рядов, то r следует откладывать от предпоследнего ряда с полным числом стержней; в круглых сечениях r следует откладывать от оси наиболее напряженного стержня в сторону нейтральной оси, а при пучках стержней - от оси внутреннего стержня наиболее напряженного пучка.

Таблица 7.25

Вид армирования конструкции	Коэффициент β
1 Одиночные стержни (гладкие и периодического профиля), одиночные проволоки периодического профиля или арматурные канаты класса К7	1,00
2 Ряды из двух стержней (без просветов), группами из сдвоенных стержней (с просветами между группами стержней)	0,85
3 То же, из трех стержней (с просветами между группами стержней), стальные канаты со спиральной и двойной свивкой, пучки из арматурных канатов класса К7	0,75
4 Пучки с числом проволок до 24 включительно	0,65
5 Пучки с числом проволок свыше 24 или стальные закрытые канаты	0,50

Зона взаимодействия не должна выходить за нейтральную ось, и ее высота не должна превышать высоты сечения, а в центрально-растянутых элементах принимается равной всей площади сечения. В круглых сечениях площадь зоны взаимодействия и радиус армирования следует определять для наиболее напряженного стержня или пучка.

При расчете ширины наклонных трещин радиус армирования следует определять по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\Sigma\beta_i n_i d_i \cos\alpha_i + \Sigma\beta_w n_w d_w \cos\alpha_w + \Sigma\beta_1 n_1 d_1 \cos\alpha_1}, \quad (7.101)$$

где A_r - площадь зоны взаимодействия для наклонного сечения, определяемая по формуле

$$A_r = l_i\, b, \quad (7.102)$$

l_i - длина наклонного сечения стенки по 7.106;

b - толщина стенки;

n_i, n_w, n_1 - число наклонных стержней (или пучков) ветвей хомутов и продольных стержней в пределах наклонного сечения;

d_i, d_w, d_1 - диаметры соответственно наклонных стержней (или пучков), хомутов и продольных стержней, пересекающих наклонное сечение в пределах стенки;

α_i, α_w, α_1 - углы между наклонными стержнями (или пучками), хомутами, продольными стержнями и нормалью к наклонному сечению согласно рисунку 7.8.

7.4.16 Трещиностойкость элементов от местных напряжений, вызываемых сосредоточенно приложенными силами предварительного напряжения, и изгиб стенок (балок) от местной нагрузки допускается обеспечивать постановкой дополнительной арматуры, воспринимающей передающееся на нее с бетона все растягивающее усилие от местных воздействий в предположении образования трещин на рассматриваемом участке. При этом вычисленная ширина трещин не должна превышать нормированную для категории требований по трещиностойкости 3б или 3в (таблица 7.23). Для участков, где указанные напряжения не превышают $0{,}4R_{bt,ser}$, армирование разрешается осуществлять конструктивно.

При расчете бетона на местное сжатие под анкером усилие, передаваемое последним, следует принимать равным: при натяжении арматуры на бетон - 100 %, при натяжении на упоры пучка с внутренним анкером - 30 % усилия в арматуре.

Определение прогибов и углов поворота

7.4.17 Прогибы, углы поворота и продольные перемещения вычисляются по формулам строительной механики в зависимости от кривизны элементов 1/ρ, а также относительных продольных перемещений, которые определяются исходя из гипотезы плоских сечений для полных (упругих и неупругих) деформаций.

Прогиб *f* или угол поворота α вследствие деформаций изгиба элемента следует определять по формуле

$$f(\alpha) = \sum \int_0^l \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) dx, \qquad (7.103)$$

где $\overline{M}(x)$ - при определении прогиба *f* - функция изгибающего момента от единичной силы, приложенной по направлению искомого прогиба *f*, при определении угла поворота α - функция изгибающего момента от единичного момента, приложенного по направлению искомого угла поворота;

$\frac{1}{\rho}(x)$ - кривизна элемента в том же сечении от нагрузки, которой определяется прогиб или угол поворота (знак принимается в соответствии со знаком изгибающего момента в указанном сечении).

В формуле (4.103) суммирование производится по всем участкам (по длине пролета), различающимся законами изменения величин $\overline{M}(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$.

Вычисление прогибов (углов поворота) допускается производить численными приемами, используя выражение

$$f(\alpha) = \sum \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \qquad (7.104)$$

где $\overline{M}(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$ - средние величины момента и кривизны на отдельных участках длиной Δx, где изменение указанных параметров имеет плавный характер.

7.4.18 Кривизну предварительно напряженных элементов, в которых пояса отнесены к категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, допускается определять как для сплошного сечения по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \qquad (7.105)$$

где M_p, M_g, M_v - моменты в рассматриваемом сечении, создаваемые соответственно усилием в напрягаемой арматуре, постоянной и временной нагрузками;

B^*_p, B^*_g - жесткости сечения при длительном воздействии соответственно усилия в напрягаемой арматуре и постоянной нагрузки;

B - жесткость сплошного сечения при кратковременном действии нагрузок.

Значения перечисленных жесткостей допускается определять по приложению Э.

В случаях не предусмотренных в данных СТУ допускается, при соответствкющем обосновании, определять правую часть формулы (7.105) другими методами.

Моменты от предварительного напряжения следует вычислять исходя из напряжений в арматуре, соответствующих стадиям работы конструкции: на стадии

обжатия - за вычетом первых потерь; на последующих стадиях, в том числе и на стадии эксплуатации, за вычетом также и вторых потерь согласно приложению Ш.

Значения изгибающих моментов M_g при навесном монтаже следует определять с учетом веса монтируемых блоков и других возможных строительных нагрузок. При определении жесткостей B^*_p и B^*_g учитывается влияние усилия предварительного напряжения и длительности действия нагрузки.

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

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{\overline{B}^*_g} + \frac{M_v}{\overline{B}}, \qquad (7.106)$$

где $\overline{B}^*_g$ - жесткость сечения при действии постоянной нагрузки с учетом образования трещин и ползучести бетона;

$\overline{B}$ - жесткость сплошного сечения при кратковременном действии временной нагрузки с учетом образования трещин.

При вычислении кривизны элементов допускается принимать, что вся постоянная нагрузка действует в бетоне одного возраста, отвечающего приложению наибольшей части этой нагрузки.

Определение кривизны железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой на участках с трещинами (шириной, превышающей 0,015 см) в растянутой зоне допускается производить по указаниям СП 52-102-2004.

При вычислении прогибов балок с ненапрягаемой арматурой (если ширина трещин в бетоне не превышает 0,015 см) по формулам сопротивления упругих материалов, а также для расчета перемещений опор, столбов, свай-оболочек (в том числе заполненных бетоном) независимо от определяемой ширины трещин сечения допускается жесткость определять по формуле

$$B = 0{,}8E_bI_b, \qquad (7.107)$$

где I_b – момент инерции бетонного сечения.

7.4.20 Расчет перемещений массивных бетонных и железобетонных элементов (опор) от временной и постоянной нагрузок допускается производить с учетом жесткостей, определенных по полным сечениям элементов без учета ползучести и усадки бетона.

7.5 Конструктивные требования

7.5.1 Для бетонных и железобетонных конструкций при обеспечении условий их изготовления, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона необходимо выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

Минимальные размеры сечения элементов

7.5.2 Толщины стенок, плит, диафрагм и ребер в железобетонных элементах (кроме реконструируемых сооружений) следует принимать не менее указанных в таблице 7.26.

Таблица 7.26

Элементы и их части	Наименьшая толщина, см, для конструкций мостов и труб
1 Вертикальные или наклонные стенки балок:	
а) ребристых:	
- при отсутствии в стенках арматурных пучков	12 [1)]
- при наличии в стенках арматурных пучков	15
б) коробчатых:	
- при отсутствии в стенках арматурных пучков	15
- при наличии в стенках арматурных пучков	18
2 Плиты:	
а) балластного корыта:	
- между стенками (ребрами)	15
- на концах консолей	10
б) нижние в коробчатых балках:	
- при отсутствии в стенках арматурных пучков	15
- при наличии в стенках арматурных пучков	18
в) тротуаров:	
- монолитные (несъемные)	8
- сборные (съемные)	6
3 Диафрагмы и ребра жесткости пролетных строений	10
4 Стенки звеньев труб под насыпями	10 [2)]
5 Стенки блоков коробчатого и круглого сечений пустотелых и сборно-монолитных опор:	
а) в зоне переменного уровня воды	30
б) вне зоны переменного уровня воды	15
7 Стенки железобетонных полых свай и свай-оболочек при наружном диаметре, м:	
а) 0,4	8
б) от 0,6 до 0,8	10
в) от 1.0 до 3,0	12
Примечание – Минимальные размеры сборных железобетонных элементов, изготавливаемых в существующих на предприятиях ЖБК опалубочных формах, можно принимать менее указанных в таблице при соответствующем обосновании. [1] При применении двух арматурных сеток наименьшая толщина стенок принимается равной 15 см. [2] Для труб диаметром 0.5 и 0,75 м допускается принимать толщину стенок равной 8 см.	

Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры

7.5.3 Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры следует принимать по таблице 7.27.

Распределительная арматура в плитах и хомуты в сваях при продольной арматуре диаметром 28 мм и более должны иметь диаметр не менее четверти диаметра продольных стержней.

Таблица 7.27

Вид арматуры	Наименьший диаметр арматуры, мм
1 Расчетная продольная в элементах мостов (кроме элементов, указанных ниже) и прямоугольных труб	12
2 Расчетная в плите балластного корыта	10
3 Расчетная и конструктивная звеньев круглых труб; конструктивная продольная и поперечная в элементах мостов (кроме плит); хомуты стенок балок и уширений поясов на всей длине	8
4 Проволочная класса Вр для плит укрепления откосов и хомутов арматуры свай (см. 7.2.18)	5
5 Конструктивная (распределительная) плит: хомуты свай и свай-оболочек; хомуты в пустотелых плитах	6

Защитный слой бетона

7.5.4 Толщина защитного слоя бетона от его наружной поверхности до поверхности арматурного элемента или канала (кроме реконструируемых сооружений) должна быть не менее указанной в таблице 7.28.

7.5.5 Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи усилий согласно 7.1.11 должна составлять не менее двух диаметров арматуры.

При применении стержневой напрягаемой арматурной стали классов А800, следует дополнительно на длине зоны передачи усилий по 7.1.11 устанавливать сетки, спирали диаметром, на 4 см превышающим диаметр стержня, или замкнутые хомуты с шагом не более 5 см.

Таблица 7.28

Вид арматуры и ее расположение	Наименьшая толщина защитного слоя бетона, см
1 Ненапрягаемая рабочая арматура:	
а) в ребристых и плитных пролетных строениях, а также в плитах высотой 30 см и более	3
б) в плитах высотой менее 30 см	2
в) в звеньях труб и полых сваях-оболочках	2[1]
г) в наружных блоках сборных опор	4
д) у наружных поверхностей монолитных опор:	
- в ледорезной части опоры	7
- на остальных участках опоры	5
- в сваях, колодцах и блоках сборных фундаментов	3
е) в опорных плитах фундаментов из монолитного железобетона:	
- при наличии бетонной подготовки	4
- при отсутствии бетонной подготовки	7
2 Ненапрягаемые хомуты:	
а) в стенках (ребрах) балок	3
б) в стойках опор:	
- вне зоны переменного уровня воды	3
- в зоне переменного уровня воды	3
3 Ненапрягаемая, устанавливаемая в бетоне омоноличивания напрягаемой арматуры	3
4 Напрягаемая в растянутой зоне сечения:	
а) в виде пучков из высокопрочной проволоки и пучков из канатов класса К7	4[2]
б) из арматурной стали классов:	
- А600	4
- А800	5
в) из стальных канатов (спиральных, двойной свивки и закрытых) диаметром d > 40 мм с анкерами на концах	d
5 Напрягаемая всех видов в плите балластного корыта, защищенной гидроизоляцией	5
6 Напрягаемые хомуты в стенках (ребрах)	3
7 Напрягаемая в струнобетонных конструкциях со стороны:	
а) растянутой грани	3[3]
б) боковых граней	3

[1] Для труб диаметром 3 м и более защитный слой с внутренней стороны 3 см.

[2] Для напрягаемой арматуры, размещаемой в закрытых каналах, защитный слой бетона принимается относительно поверхности канала. Для каналов диаметром 11 см защитный слой следует назначать равным 5 см. При диаметрах каналов свыше 11 см принимаемую толщину защитного слоя следует проверять расчетом на силовые воздействия и давление раствора при инъецировании.

[3] Для элементов толщиной менее 20 см допускается защитный слой уменьшить до 2 см.

Примечание – Минимальные толщины защитного слоя сборных железобетонных элементов, изготавливаемых в существующих на предприятиях ЖБК опалубочных формах, можно принимать менее указанных в таблице при соответствующем обосновании.

Минимальные расстояния между арматурными элементами

7.5.6 Расстояния в свету между отдельными арматурными элементами, а также стенками каналов должны обеспечивать требуемое заполнение бетонной смесью всего объема конструкции. Дополнительно в предварительно напряженных конструкциях эти расстояния должны назначаться с учетом особенности передачи усилий с напрягаемой арматуры на бетон, размещения анкеров, габаритов применяемого натяжного оборудования.

7.5.7 Расстояние в свету между отдельными продольными рабочими стержнями ненапрягаемой арматуры и пучками арматуры, напрягаемой на упоры, должно приниматься:

а) если стержни занимают при бетонировании горизонтальное или наклонное положение не менее, при расположении арматуры:
   - 4 см - в один ряд;
   - 5 см - в два ряда;
   - 6 см - в три ряда или более;

б) если стержни занимают при бетонировании вертикальное положение - 5 см.

При стесненных условиях для размещения арматуры допускается располагать стержни ненапрягаемой арматуры группами (без зазора между стержнями) по два или по три стержня (в ряд).

Расстояние по ширине в свету между группами следует принимать не менее:

- 5 см - при двух стержнях в группе;
- 6 см - при трех стержнях в группе.

7.5.8 При назначении расстояний в свету между арматурными элементами в предварительно напряженных конструкциях следует соблюдать требования, указанные в таблице 7.29.

При смешанном армировании минимальное расстояние между ненапрягаемым арматурным стержнем и арматурным пучком или стенкой закрытого канала следует принимать не менее 3 см.

Таблица 7.29

Назначаемые расстояния в свету	Наименьшие размеры расстояний	
	по абсолютному значению, см	в зависимости от диаметра d арматурного элемента или диаметра d_c канала
В конструкциях с арматурой, напрягаемой на упоры		
1 Между арматурными пучками из параллельных высокопрочных проволок	6	d
2 Между арматурными пучками и наружными поверхностями их внутренних анкеров	4	-
3 Между наружными поверхностями внутренних анкеров арматурных пучков	3	-
4 Между отдельными арматурными канатами класса К7 при расположении их:		
- в один ряд	4	-
- в два ряда и более	5	-
5 Расстояние от торца внутреннего анкера до торца бетона	5	
В конструкциях с арматурой, напрягаемой на бетон		
6 Между стенками круглых закрытых каналов при диаметрах каналов, см:		
- 9 и менее	6	d_c - 1
- свыше 9 до 11	8	-
- свыше 11	По расчету	
7 Между пучками из параллельных высокопрочных проволок, пучками из арматурных канатов класса К7, а также стальными канатами (спиральными, двойной свивки и закрытыми) при расположении их в открытых каналах:		
- в один ряд	3	-
- в два ряда	4	-
8 Между стенками каналов с одиночными стержнями, напрягаемыми электротермическим способом, при каналах:		
- закрытых	10	-
- открытых	13	-

Анкеровка ненапрягаемой арматуры

7.5.9 Арматурные стержни периодического профиля, а также стержни гладкого профиля в сварных сетках и каркасах допускается применять без крюков на концах.

Растянутые рабочие стержни арматуры гладкого профиля, а также гладкие рабочие стержни в вязаных сетках и каркасах должны иметь на концах полукруглые крюки с внутренним диаметром не менее 2,5 диаметра стержня и длиной прямолинейного участка после отгиба не менее трех диаметров стержня.

7.5.10 В изгибаемых разрезных балках и в плитных конструкциях толщиной более 30 см концы растянутых стержней при обрыве их по эпюре моментов следует, как правило, анкеровать в сжатой зоне бетона, определяемой из расчета по прочности.

Гладкие стержни, заводимые посредством отгибов в сжатую зону, следует заканчивать прямыми крюками, имеющими после загиба прямые участки длиной не менее трех диаметров арматуры.

7.5.11 Начало отгибов продольных растянутых стержней арматуры периодического профиля в изгибаемых элементах или обрыв таких стержней во внецентренно сжатых элементах следует располагать за сечением, в котором стержни учитываются с полным расчетным сопротивлением.

Длина заводки стержня за сечения (длина заделки l_s) для арматурных сталей класса А300 должна составлять не менее:

- 22d - при классе бетона В30 и выше;
- 25d - при классах бетона В20-В27,5 (d - диаметр стержня).

Для арматурных сталей класса А400 и выше длину заделки l_s следует соответственно увеличивать на 5d. При пучке стержней d определяется как диаметр условного стержня с площадью, равной суммарной площади стержней, образующих пучок.

В целях уменьшения длины заделки разрешается применение анкеров, обеспечивающих передачу усилия с арматурного стержня на бетон. При этом должна быть обеспечена прочность бетона в зоне конструкции, примыкающей к анкеру.

7.5.12 В разрезных балках и на концевых участках неразрезных балок заводимые за ось опорной части растянутые стержни продольной арматуры должны иметь прямые участки длиной не менее 8 диаметров стержня. Кроме того, крайние стержни, примыкающие к боковым поверхностям балки, должны быть отогнуты у торца под углом 90° и продолжены вверх до половины высоты балки.

Необходимо обеспечить расстояние от торца балки до оси опирания, равное не менее 30 см, и до края опорной плиты - не менее 15 см.

7.5.13 Перегибы растянутых стержней продольной арматуры по очертанию входящих углов, образующихся при переломе поверхности элемента, допускаются при условии устройства анкеров, воспринимающих отрывающие бетон усилия. Стержни продольной арматуры, расположенные вдоль плоскостей, образующих угол перелома, должны быть продолжены за точку их пересечения на длину не менее 20 диаметров.

Анкеровка напрягаемой арматуры

7.5.14 При применении в конструкциях арматуры из стержней периодического профиля диаметром до 36 мм, напрягаемой на упоры, устройство анкеров на стержнях не требуется.

В элементах с арматурой, рассчитываемой на выносливость, вся арматура (за исключением указанной выше) должна иметь внутренние или наружные (концевые) анкеры.

В элементах, напрягаемых на упоры, с арматурой, не рассчитываемой на выносливость, допускается применять без устройства анкеров (внутренних и наружных) отдельные арматурные канаты или пучки не более чем из 4 канатов класса К7 и отдельные высокопрочные проволоки периодического профиля.

Прочность анкеровки, применяемой в конструкциях с натяжением на бетон, должна быть не менее 95% прочности арматурных элементов, закрепляемых анкерами.

7.5.15 В изгибаемых элементах следует избегать расположения анкеров арматуры в зонах бетона, где главные растягивающие и сжимающие напряжения составляют свыше 90% предельных значений, установленных для этих напряжений.

7.5.16 Наружные (концевые) анкеры на торцевой поверхности балок следует располагать, как правило, равномерно.

7.5.17 В элементах с натяжением арматуры на бетон зону обетонирования наружных анкеров следует армировать поперечными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм. Необходимо принимать меры по обеспечению связи бетона омоноличивания и бетона основной конструкции.

Продольное армирование элементов

7.5.18 В сварных арматурных каркасах арматура располагается группами, не более трех стержней в каждой. Стержни в группе объединяются между собой сварными односторонними связующими швами. Длина связующих швов между стержнями должна быть не менее 4 диаметров, а их толщина - не более 4 мм. Зазоры между группами стержней образуются постановкой продольных коротышей диаметром не менее 25 мм. Коротыши устанавливаются перед отгибами, не более чем через 2,5 м по длине, вразбежку по отношению друг к другу. Они привариваются к рабочей арматуре односторонними связующими швами толщиной не более 4 мм и длиной не менее двух диаметров рабочей арматуры.

Связующие сварные швы между стержнями в группе располагаются вразбежку по отношению к коротышам и смежным связующим швам так, чтобы расстояние в свету между швами было не менее 40 см в случае, если смежные швы наложены на общий продольный стержень, и 10 см, если связующие швы относятся к разным продольным стержням каркаса. Кроме того, необходимо, чтобы любое поперечное сечение группы стержней пересекало не более одного сварного шва.

Допускается, при соответствующем обосновании, вертикальные стержни сварных сеток в стенках балок приваривать контактной точечной сваркой к арматуре и к продольным коротышам, расположенным между группами стержней. Приварка дуговой электросваркой хомутов к основной арматуре не допускается.

Указания по швам, прикрепляющим к рабочей арматуре, приведены в 7.5.45.

7.5.19 В разрезных балках и плитах следует доводить до опоры не менее трети рабочей арматуры, устанавливаемой в середине пролета. При этом в балках необходимо доводить до опоры не менее двух стержней, в плитах - не менее трех стержней на 1 м ширины плиты.

Распределительную арматуру плит следует устанавливать с шагом, не превышающим 25 см.

При смешанном армировании стержни ненапрягаемой арматуры допускается устанавливать попарно, при этом толщина защитного слоя этой арматуры должна соответствовать 7.5.4, а расстояния между стержнями и пучками – 7.5.7 и 7.5.8.

7.5.20 В неразрезных балках и ригелях многопролетных рамных конструкций часть верхней и нижней рабочей арматуры должна быть непрерывной по длине или иметь стыки, перекрывающие разрывы армирования.

Количество непрерывных арматурных элементов должно составлять:

а) в конструкциях с ненапрягаемой арматурой - не менее 20% нижней и 15% верхней рабочей арматуры;

б) в конструкциях с напрягаемой арматурой - не менее 10% нижней и 5% верхней рабочей арматуры. При этом непрерывность верхних и нижних арматурных элементов допускается обеспечивать напрягаемой, ненапрягаемой или комбинацией напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Причем в последних двух случаях суммарная площадь рабочей арматуры определяется как приведенная по расчетным сопротивлениям.

7.5.21 Шаг (расстояние между осями) рабочей арматуры плиты в середине пролета и над ее опорами не должен превышать 15 см.

Поперечное армирование элементов

7.5.22 Армирование стенок ненапрягаемых балок на восприятие поперечных сил следует осуществлять наклонными и нормальными к оси балки стержнями (хомутами) и объединять последние с продольной арматурой стенок в каркасы.

7.5.23 В ненапрягаемых балках устанавливаемые по расчету наклонные стержни следует располагать симметрично относительно продольной оси изгибаемого элемента. Стержни, как правило, должны иметь по отношению к продольной оси элемента угол наклона, близкий к 45° (не более 60° и не менее 30°). При этом на участке балки, где по расчету требуется установка наклонных стержней, любое сечение, перпендикулярное продольной оси балки, должно пересекать не менее одного стержня наклонной арматуры.

7.5.24 Требуемые по расчету балок дополнительные наклонные стержни должны быть прикреплены к основной продольной рабочей арматуре. Если стержни арматуры изготовлены из стали классов А240, А300 и А400, то прикрепление дополнительных наклонных стержней можно выполнять посредством сварных швов.

7.5.25 Наклонные стержни арматуры в балках следует отгибать по дуге круга радиусом не менее 10 диаметров арматуры.

Отгибы продольной арматуры у торцов балки (за осью опорной части) допускается выполнять по дуге круга радиусом не менее трех диаметров арматуры.

7.5.26 Продольную арматуру в стенках ненапрягаемых балок следует устанавливать:

- в пределах трети высоты стенки, считая от растянутой грани балки, - с шагом не более 12 диаметров применяемой арматуры (d = 8-12 мм);
- в пределах остальной части высоты стенки - с шагом не более 20 диаметров арматуры (d = 8-10 мм).

7.5.27 Напрягаемые арматурные элементы, имеющие участки, направление которых не совпадает с направлением продольной оси балки, как правило, следует располагать симметрично относительно продольной оси балки.

7.5.28 Хомуты в элементах, воспринимающих поперечную силу, устанавливаются по расчету, включая расчет по сечению между хомутами. В стенках толщиной до 50 см, в пределах приопорных участков длиной, равной 1/4 пролета, считая от оси опоры, шаг хомутов принимают не более 15 см.

На среднем участке балки длиной, равной 1/2 пролета, шаг хомутов принимается не более 20 см.

При толщине стенок более 50 см максимальный шаг хомутов в середине пролета допускается увеличивать на 5 см.

Допускается применение сдвоенных хомутов из арматуры одного класса и диаметра.

7.5.29 Хомуты в разрезных плитных пролетных строениях следует устанавливать с шагом, не превышающим, см:

- 15 - на участках, примыкающих к опорным частям и имеющих длину, равную 1/4 пролета;
- 25 - на среднем участке, имеющем длину, равную 1/2 пролета.

В сплошных плитах балластного корыта мостов, имеющих высоту 30 см и менее, хомуты при отсутствии сжатой расчетной арматуры допускается не устанавливать.

7.5.30 Хомуты в поясах ненапрягаемых элементов должны охватывать ширину пояса не более 50 см и объединять не более пяти растянутых и не более трех сжатых стержней продольной арматуры, расположенной в крайних горизонтальных рядах.

7.5.31 Уширение поясов должно быть армировано замкнутыми хомутами из арматурных стержней периодического профиля; ветви хомутов должны охватывать весь наружный контур поясов.

7.5.32 Наибольший шаг замкнутых хомутов или поперечных стержней в сварных сетках обжимаемых поясов напрягаемых балок следует принимать не более 15 см Шаг хомутов в обжимаемых поясах не должен быть более шага хомутов в стенках балок.

7.5.33 Хомуты в элементах, рассчитываемых на кручение, а также на кручение совместно с изгибом, сжатием или растяжением, должны быть замкнутыми с перепуском концов:

- при хомутах из гладкой арматурной стали - на 30 диаметров;
- то же, из арматурной стали периодического профиля - на 20 диаметров.

7.5.34 В зоне расположения анкеров напрягаемых арматурных элементов под опорными плитами по 7.5.16 следует устанавливать дополнительную поперечную (косвенную) арматуру по расчету на местные напряжения.

Дополнительную арматуру выполняют из стержней периодического профиля с шагом между ними не более, см:

- 10 - в сетках;
- 6 - в спиралях.

7.5.35 Продольную рабочую арматуру и хомуты в сжатых элементах конструкций следует объединять в замкнутые каркасы. Шаг хомутов в зависимости от диаметра *d* стержней продольной арматуры следует принимать не более:

– 15 d - при сварных каркасах;
– 12 d - при вязаных каркасах.

Во всех случаях шаг хомутов следует назначать не более, см:

– при насыщении сечения продольной арматурой менее 3% - 40;
– то же, в размере 3% и более - 30.

При значительном насыщении сечения продольной арматурой вместо отдельных хомутов рекомендуется принимать непрерывное поперечное армирование витками, повторяющими очертание поперечного сечения элемента.

7.5.36 Конструкция хомутов сжатых элементов опор с квадратной или прямоугольной формой поперечных сечений должна быть такой, чтобы продольные стержни располагались в местах перегиба хомутов, а ветви хомутов, устанавливаемые вдоль граней элементов, удерживали не более четырех стержней продольной арматуры и имели длину не более 40 см.

Приведенные указания относятся к опорам с размерами граней не более 80 см. При больших размерах граней опор рабочие продольные стержни опор, расположенные на противоположных гранях, допускается не объединять между собой хомутами, пересекающими сечение опоры, а заменять такие хомуты расположенными по периметру цепочками конструктивных хомутов П-образной формы, каждый длиной по 40 см с боковыми анкерующими ветвями длиной не менее 20 см, располагающимися перпендикулярно к основной продольной ветви хомута по направлению внутрь сечения бетона. Концы коротких ветвей, заканчивающиеся полукруглыми крюками, прикрепляются к вертикальным монтажным стержням, устанавливаемым на всю высоту опоры. Хомуты между собой перехлестываются в местах перегиба. Цепочки хомутов, охватывающие опоры по периметру, располагаются по высоте через 40 см.

Для хомутов и монтажных вертикальных стержней следует применять арматуру диаметром не менее 10 мм. Для повышения устойчивости сжатых рабочих стержней опоры кроме цепочек хомутов следует предусматривать постановку монтажных связей, соединяющих продольные вертикальные стержни на поперечных гранях опоры. Связи должны состоять из трех стержней диаметром не менее 16 мм и устанавливаться в плане и по высоте не реже чем через 1,6 м.

Во избежание затруднений, возникающих при бетонировании, из-за наличия стержней, пересекающих сечение, связи на каждом уровне допускается устанавливать и закреплять поочередно непосредственно перед укладкой каждого последующего слоя бетона.

7.5.37 На концевых участках сжатых элементов, передающих нагрузку через торцы без выпусков стержней продольной арматуры, следует устанавливать поперечные сварные сетки в количестве не менее четырех (в сваях - пять). Длину концевых участков, армированных сетками, следует принимать не менее 20 диаметров стержней продольной арматуры, а расстояние между сетками назначать не более 10 см.

7.5.38 При косвенном армировании сжатых элементов ненапрягаемой арматурой (см. 7.3.24) применяемые сварные поперечные сетки и спирали должны выполняться из арматурной стали классов А300 и А400 (диаметром не более 14 мм).

Стержни поперечных сеток и витки спирали должны охватывать всю рабочую продольную арматуру элемента.

Размеры ячеек поперечных сеток следует принимать не менее 5,5 см и не более 1/4 меньшей стороны сечения элемента или 10 см. Шаг поперечных сеток по длине элемента следует назначать не менее 6 см и не более 1/3 меньшей стороны сечения элемента или 10 см.

Спирали должны иметь диаметр навивки не менее 20 см. Шаг витков спирали следует назначать не менее 4 см и не более 1/5 диаметра сечения элемента или 10 см.

7.5.39 В звеньях круглых труб и цилиндрических оболочек при их армировании двойными сетками стержни рабочей арматуры должны быть связаны в радиальном направлении соединительными стержнями-фиксаторами или объединены в каркасы.

Сварные соединения арматуры

7.5.40 Сварные соединения арматуры должны отвечать требованиям ГОСТ 14098−91 и ГОСТ 10922-2012. Для применяемых стыков должны указываться категория ответственности и соответствующая им категория требований к контролю качества сварных соединений.

Сварные соединения, несущая способность которых определяется из расчета по первому предельному состоянию, относят к I категории, по второму предельному состоянию - ко II категории, а в остальных случаях соединения - к III категории ответственности и, соответственно, к III категории качества стыков.

Объем контроля для сварных соединений следует определять в соответствии с указаниями СП 70.13330.2012.

7.5.41 Горячекатаная стержневая арматурная сталь классов и марок, указанных в таблице 7.13, как правило, должна соединяться посредством контактной стыковой сварки. Выполнение контактной стыковой сварки для стержней диаметром 10 мм и менее допускается только в заводских условиях при наличии специального оборудования.

Стыкование арматуры контактной сваркой допускается при отношении площадей стыкуемых стержней не более 1,15. В арматурных элементах, рассчитываемых на выносливость, как правило, необходимо устранять в зоне стыков возникшие в результате сварки концентраторы напряжений путем соответствующей механической продольной зачистки, производимой до или после сварки стержней.

Допускается применять другие эффективные конструктивные решения сварных стыков при условии, что ограниченный предел выносливости этих стыков будет не менее нормативного предела выносливости свариваемых арматурных стержней.

7.5.42 Сварные сетки, в том числе и по ГОСТ 23279-2012, а также каркасы следует, как правило, предусматривать с применением в пересечениях стержней контактной точечной сварки.

7.5.43 При изготовлении из арматурной стали классов А240, А300 и А400 сеток и каркасов, которые в соответствии с указаниями таблицы 7.13 должны выполняться в вязаном варианте, применение сварных соединений для основной арматуры может быть допущено только в местах, где напряжения в стержнях арматуры не превышают 50% установленных расчетных сопротивлений.

7.5.44 Число стыков в одном расчетном сечении элемента (в пределах участка длиной, равной 15 диаметрам стыкуемых стержней) не должно превышать в элементах, арматура которых рассчитывается на выносливость, 25%, в элементах, арматура которых не рассчитывается на выносливость, - 40% общего количества рабочей арматуры в растянутой зоне сечения.

Сварные стыки арматуры допускается располагать без разбежки в монтажных стыках сборных элементов (без снижения расчетного сопротивления арматуры), а также на участках конструкции, где арматура используется не более чем на 50%.

7.5.45 Для стыков стержневой горячекатаной арматуры из стали классов А240, А300 и А400 при монтаже конструкций допускается применение ванной сварки на удлиненных стальных накладках (подкладках) длиной не менее 5 диаметров стержней, а также применение стыков с парными смещенными накладками, приваренными односторонними или двусторонними швами суммарной длиной не менее 10 диаметров стыкуемых стержней. Ванную сварку следует применять при диаметре стержней не менее 20 мм.

Для не рассчитываемых на выносливость стыков сжатых стержней допускается также применение ванной сварки на коротких стальных накладках (подкладках) в соответствии с ГОСТ 14098-91.

Длина односторонних сварных швов, прикрепляющих наклонные стержни арматуры, должна быть не менее 12 диаметров при толщине швов не менее 0,25d и не менее 4 мм; длину двусторонних швов допускается принимать вдвое меньшей.

7.5.46 Монтажные выпуски арматуры в стыках должны обеспечивать условия для качественного выполнения на монтаже ванно-шовной сварки на удлиненных накладках с плавным выводом продольных сварных швов на стыкуемые стержни.

Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки)

7.5.47 Во внецентренно сжатых, изгибаемых и внецентренно растянутых элементах стержни арматурной стали периодического профиля диаметром до 36 мм и гладкие с полукруглыми крюками допускается стыковать внахлестку.

В центрально-растянутых элементах не допускается стыкование растянутых арматурных стержней внахлестку.

7.5.48 В стыках арматуры внахлестку длину l_s нахлестки (перепуска) стержней из арматурной стали класса А300 следует принимать не менее:

- 30 d - при классах бетона В20-В27,5;
- 25 d - при классе бетона В30 и выше, где d - диаметр стыкуемых стержней.

Для арматуры из стали класса А400 длина нахлестки l_s должна быть соответственно увеличена на 4d.

Для арматуры из стали класса А240 длину нахлестки l_s (между внутренними поверхностями полукруглых крюков) следует принимать такой же, как и для арматуры из стали класса А400.

Для стыков, расположенных в сжатой зоне сечения, длину нахлестки l_s допускается принимать на 5d менее установленной выше.

Отдельные сварные сетки следует стыковать внахлестку на длину не менее 30 диаметров продольных стержней сетки и не менее 25 см.

При расположении стыков стержней рабочей арматуры внахлестку в растянутой зоне сечения, где напряжения в стержнях превышают 75% расчетного сопротивления, в зоне стыка требуется устанавливать (без соприкосновения со стыкуемыми стержнями) спиральную арматуру. Если установка спиральной арматуры не требуется (напряжение в стержнях составляет менее 75% расчетного сопротивления), то расстояние между хомутами в местах стыкования рабочей растянутой арматуры внахлестку следует назначать не более 6 см, а в буронабивных столбах - 12 см.

Стыки арматуры внахлестку, как правило, следует располагать вразбежку. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых на длине требуемой нахлестки, должна составлять при стержнях периодического профиля не более 50% общей площади сечения рабочей арматуры, при гладких стержнях - не более 25%.

Допускается стыковать в одном сечении более 50% общей площади сечения рабочей арматуры, при этом длину нахлестки l_s следует увеличивать в два раза.

7.5.49 Допускается стыковка стержней рабочей арматуры, в том числе разных диаметров, с использованием несварных муфт различной конструкции. Допускается использование муфт заводского изготовления, выпускаемых по техническим условиям, после всестороннего исследования их свойств на прочность, коррозионную стойкость, стойкость к усталостным разрушениям (работа на выносливость) и т.п. Технические условия должны регламентировать в том числе область применения, порядок установки, значения усилий, передаваемых через муфту, долговечность работы соединения, методы контроля выполняемой стыковки и т.п. Срок службы используемых муфт должен быть не менее срока службы стыкуемых элементов.

Стыки элементов сборных конструкций

7.5.50 В сборных конструкциях, как правило, следует применять стыки:

- бетонируемые широкие с расстоянием между торцами объединяемых элементов 10 см и более, с выпуском из элементов стержней рабочей арматуры или стальных закладных деталей;
- бетонируемые узкие (обжимаемые) шириной не более 3 см, без выпусков из элементов арматуры, с заполнением стыкового зазора цементным или полимерцементным раствором;
- клееные плотные (обжимаемые) с клеевой прослойкой толщиной не более 0,3 см для пролетных строений и не более 0,5 см для опор на основе эпоксидных смол или других долговечных (проверенных опытом) полимерных композиций.

Применение сухих стыков (без заполнения швов между блоками клеевым составом, цементным или полимерным раствором) в пролетных строениях не допускается.

7.5.51 В составных по длине (высоте) конструкциях с клееными плотными стыками для обеспечения точного совмещения стыкуемых поверхностей блоков следует, как правило, устраивать фиксаторы, в том числе в виде бетонных шпонок.

Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов

7.5.52 Элементы систем преднапряжения - концевые и внутренние анкеры, стыковые устройства, закладные детали, узлы передачи усилий с анкера на бетон, включая арматуру косвенного армирования, защитные кожухи, неизвлекаемые каналообразователи и др. - следует применять в соответствии с разработанными техническим условиями после всестороннего исследования работы конструкций и сертификационных испытаний.

7.5.53 Предварительно напрягаемые арматурные элементы монолитных пролетных строений (с натяжением на бетон) необходимо располагать в закрытых каналах, размещаемых, как правило, в пределах бетонной части поперечного сечения. После натяжения арматуры каналы следует инъецировать цементно-водным раствором, обеспечивающим защиту арматуры от коррозии и сцепление ее с основной конструкцией.

Параметры каналообразователей рекомендуется назначать в соответствии со значениями, указанными в таблице 7.30.

При устройстве каналов с неизвлекаемыми каналообразователями рекомендуется применять неоцинкованные гибкие стальные рукава и гофрированные трубы. При этом материал заполнения каналов должен исключать увеличение его объема при замораживании, а величина защитного слоя бетона должна быть на 1 см более указанной в таблице 7.28.

Таблица 7.30

Число канатов К1400 в пучке по ГОСТ 13840-68*	Максимальное контролируемое усилие в пучке, кН	Минимальный радиус перегиба[1), 2) 3)], м	Минимальное расстояние от анкера до начала перегиба [1)], м	Внутренний диаметр каналообразователя [4)], мм
1	151	2,5	0,80	25-30
4	603	2,5	0,80	50-60
7	1055	3,0	0,80	60-70
12	1808	4,0	1,00	80-90
19	2863	5,5	1,20	95-110

[1] При другом контролируемом усилии принимать по интерполяции.
[2] При углах перегиба в пределах одной кривой свыше 90° следует увеличивать в 3 раза, свыше 180° - в 6 раз, промежуточные значения - по интерполяции.
[3] Для каналообразователей из металлических труб или иных стальных огибающих приспособлений допускается уменьшать в 2 раза (с учетом примечания 3).
[4] При другой площади пучка принимать по интерполяции.

Неизвлекаемые каналообразователи из гладких стальных труб допускается применять только на коротких участках в стыках между сборными блоками составных по длине конструкций и в местах перегибов малого радиуса или больших углов перегиба и анкеровки напрягаемой арматуры. Муфты и сопряжения неизвлекаемых каналообразователей допускается изготавливать из полимерных материалов.

Закладные изделия

7.5.54 Закладные изделия из отдельных листов или фасонных профилей с приваренными к ним втавр или внахлестку анкерными стержнями из арматурных сталей класса А300 или А400 диаметром не более 25 мм должны проектироваться в соответствии с требованиями ГОСТ 14098-91. Сварные соединения должны выполняться в соответствии с требованиями ГОСТ 14098-91 и ГОСТ 10922-2012.

7.5.55 Закладные изделия не должны разрезать бетон. Длину растянутых анкеруемых стержней, заделываемых в бетон, следует принимать в зависимости от напряженного состояния бетона в направлении, перпендикулярном анкеруемым стержням.

Если от постоянно действующих нагрузок (при коэффициенте надежности по нагрузке, равном 1) в зоне анкерных стержней возникают сжимающие напряжения σ_{bc}, наибольшие значения которых отвечают условию:

$$0{,}75 \geq \frac{\sigma_{bc}}{R_b} > 0{,}25, \qquad (7.108)$$

то длина заделки стержней должна составлять не менее:

- при стержнях из арматуры периодического профиля - 12d (d - диаметр стержня);
- при стержнях из гладкой арматуры - 20d, но не менее 25 см.

Если напряжения в бетоне σ_{bc} в зоне заделки не отвечают приведенному выше условию или характер напряжений не установлен, то длина заделки растянутых арматурных стержней должна приниматься не менее:

- при классе арматурной стали А300 - 25d;
- то же, А400 - 30d.

Длина заделки растянутых анкерных стержней может быть уменьшена посредством приварки на концах стержней плоских металлических элементов или устройством на концах стержней головок, высаженных горячим способом. При этом диаметр головок должен быть не менее:

- при арматуре из стали класса А300 - 2d;
- тоже, А400 - 3d.

В этих случаях длина заделки анкеруемого стержня определяется расчетом на выкалывание и смятие бетона и принимается не менее 10d.

7.5.56 Отношение толщины δ плоского стального элемента закладной детали к диаметру d анкерного стержня этой детали (δ/d) следует принимать равным при сварке:

а) автоматической, втавр под флюсом - не менее:
   - 0,55-0,65 - для арматуры класса А300;
   - 0,65-0,75 - то же, А400;

б) ручной, втавр под флюсом - не менее 0,75 для всех классов арматуры;

в) ручной, в раззенкованное отверстие - не менее:
   - 0,65 - для арматуры класса А300;
   - 0,75 - то же, А400;

г) дуговой, внахлестку фланговыми швами - не менее 0,3 для всех классов.

7.6 Конструирование опор

7.6.1 Опоры мостов и эстакад следует проектировать массивными со сплошным сечением. Применение стоечных, сквозных и тонкостенных опор не допускается.

7.6.2 В пределах уровня ледохода телу опоры следует придавать форму с учетом направления воздействия ледохода.

Сопряжение граней опоры следует делать по цилиндрической поверхности радиусом 0,75 м. При надлежащем обосновании этот радиус может быть уменьшен до 0,3 м.

7.6.3 На реках, расположенных в районах, где среднемесячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца минус 20°С и выше, промежуточные опоры (включая и железобетонные) мостов допускается выполнять из бетона без специальной защиты поверхности.

Для русловых опор мостов на реках с интенсивным перемещением речных наносов (количество взвешенных наносов более 1 кг в 1 $м^3$ потока и скорость течения более 2,5 м/с) фундаменты опор со стойками из свай-столбов или свай-оболочек следует применять со специальной защитой (металлические оболочки-бандажи, изготовленные из износостойкого бетона и др.) в зонах движения наносов. Массивные опоры могут применяться без дополнительной защиты их поверхностей.

Поверхности промежуточных бетонных, железобетонных опор мостов, как правило, должны быть облицованы в пределах зоны переменного уровня ледохода. При этом толщина, а также высота облицовочных блоков должны быть не менее 40 см. Армирование облицовочных блоков следует применять в том случае, если это требуется по условиям их транспортирования и заанкеривания на отрывающее воздействие льда.

Ширина заполняемых раствором вертикальных швов должна быть 2,5 ±0,5 см, а горизонтальных - 1 ±0,5 см.

7.6.4 Для уменьшения ледового воздействия на промежуточные опоры мостов через большие реки при тяжелых ледовых условиях и для уменьшения заторообразований рекомендуется предусматривать ледорезную часть опор с наклонной гранью, направленной в сторону воздействующих на опору льдин и ледовых полей.

7.6.5 Для массивных опор и устоев следует предусматривать устройство железобетонных оголовков толщиной не менее 0,4 м.

Участки элементов (ригелей, насадок и т.п.) в местах передачи на них давления от пролетных строений должны быть армированы дополнительной косвенной арматурой, требуемой по расчету на местное сжатие (смятие). На этих участках, а также под монолитными стыками пролетных строений и на оголовках опор не должно быть мест, где возможен застой попадающей воды.

В местах расположения деформационных швов верхнему слою бетона на опорах следует придавать уклоны (не менее 1:10), обеспечивающие сток воды.

Уклон верха оголовков и ригелей опор должен выполняться одновременно с их бетонированием.

7.6.6 Нагрузку от опорных частей пролетных строений - во всех случаях следует передавать на железобетонные подферменные площадки. Высота этих площадок должна обеспечивать возвышение их верхней грани над опорой не менее чем на 15 см.

Расстояние от нижних плит опорных частей до боковых граней подферменных площадок или до боковых граней железобетонных элементов (ригелей, насадок и т.п.) должно быть не менее 15 см.

Расстояние от граней подферменных площадок до граней оголовка следует назначать с учетом возможности установки домкратов для подъема концов пролетных строений и принимать не менее, см:

а) вдоль моста:
   - при пролетах от 15 до 30 м - 15;
   - при пролетах от 30 до 100 м - 25;
   - при пролетах свыше 100 м - 35;

б) поперек моста:
   - при закругленной форме оголовка от угла подферменной площадки до ближайшей грани оголовка - не менее указанных в «а»;
   - при прямоугольной форме оголовка не менее, см:
   - для плитных пролетных строений - 20;

в) для всех пролетных строений, кроме плитных, при опорных частях:
   - резиностальных - 20;
   - плоских и тангенциальных - 30;
   - катковых и секторных - 50.

7.6.7 Применение железобетонных конструкций в опорах допускается для мостов, расположенных на суходолах, для путепроводов, виадуков и эстакад, на водотоках - при условии армирования стержневой арматурой и защиты поверхности от возможных механических повреждений. В опорах на водотоках применение напрягаемой проволочной арматуры, в пределах воздействия водного потока, не допускается.

Железобетонные элементы опор в пределах водотоков надлежит защищать от истирания льдом и перемещающимися донными отложениями, от повреждений при навале судов или плотов, а также от механических повреждений, возможных в случае заторов бревен при молевом способе сплава. В качестве защитных мероприятий рекомендуется применять бетон с повышенной износостойкостью, увеличивать толщину защитного слоя бетона железобетонных элементов, а при особо тяжелых условиях (мощном ледоходе и карчеходе) допускается применять покрытие железобетонных элементов стальными листами. Необходимость защиты или ее способ в каждом отдельном случае в зависимости от конкретных условий водотока предоставляется выбирать проектной организации.

8 Стальные конструкции

8.1 Общие положения

8.1.1 Стальные пролетные строения, опор и труб на высокоскоростной магистрали следует проектировать в обычном исполнении (расчетная минимальная температура ≥ минус 40°С).

8.1.2 При проектировании стальных конструкций мостов следует:

- выбирать оптимальные в технико-экономическом отношении схемы, системы и конструкции пролетных строений, сечения элементов, экономичные профили проката и эффективные марки стали;
- обеспечивать технологичность конструкций при заводском изготовлении и монтаже, в том числе возможность поточного изготовления, конвейерного или крупноблочного монтажа;
- предусматривать независимо от расчетной минимальной температуры и назначения моста применение сварных заводских элементов с фрикционными на высокопрочных болтах, сварными и комбинированными болтосварными монтажными соединениями;
- обеспечивать возможность осмотра, очистки, окраски и ремонта конструкций; исключать в них зоны, в которых возможно скопление воды и затруднено проветривание; предусматривать герметизацию замкнутых профилей, элементов и блоков;
- указывать в рабочих чертежах КМ стальных конструкций марки сталей и материалы соединений, а также необходимые дополнительные требования к ним, предусмотренные стандартами и техническими условиями. Документация КМ должна содержать все данные для заказа металлопроката, метизов, деформационных швов, опорных частей, защитных и гидроизоляционных материалов;
- соблюдать нормы (включая требования к металлическим мостам как объектам инфраструктуры железнодорожного транспорта) по защите стальных конструкций от коррозии.

8.1.3 Элементы стальных мостовых конструкций должны иметь сечения, удовлетворяющие требованиям настоящих норм.

8.2 Материалы и полуфабрикаты

8.2.1 В стальных конструкциях мостов и труб следует применять элементы и стали приведенные в таблице 8.1.

Таблица 8.1

Стальные элементы, применяемые в мостах и трубах				
Элемент	Изделие		Сталь	
	Тип	Стандарт	Марка	Стандарт
Элементы из прокатного металла	тип и сталь в соответствии с таблицей 8.2			
Элементы предварительного напряжения и ванты	стальные витые канаты с металлическим сердечником [1])	закрытые несущие диаметром 30 - 70 мм ТУ 14-4-1216-82 [9];		
		одинарной свивки из круглой оцинкованной по группе ЖС проволоки диаметром 2,6 мм и более ГОСТ 3064-80		
Металлические гофрированные трубы	листовые волнистые профили		15сп	ТУ 14-2-207-76
Литые части	отливки	группа III	25Л, 30Л, 35Л, 20ГЛ, 20ФЛ, 35ГЛ	ТУ 24-1-12-181-75;
Шарниры, катки, болты шарниров и прокладные листы под катки	поковки	Гр. IV-КП 275 ГОСТ 8479-70	Ст5сп2-III	ГОСТ 535-2005 и ГОСТ 14637-89*
		Гр. IV-КП 315 ГОСТ 8479-70	35-а-Т	ГОСТ 1050-88*
		Гр. IV-КП 345 ГОСТ 8479-70	30Г-2-Т	ГОСТ 4543-71*
		Гр. IV-КП 785 ГОСТ 8479-70	35Г-2-Т	ГОСТ 4543-71*
		Гр. IV-КП 1200	40Х13	ГОСТ 5632-72*
		Гр. IV-КП 245 ГОСТ 8479-70	265-III-09Г2С	ГОСТ 19281-89* [2])

[1]) - подвергнутые предварительной вытяжке усилием, равным половине установленного государственными стандартами или техническими условиями разрывного усилия каната в целом (а при его отсутствии в нормах - половине агрегатной прочности витого каната);

[2]) - с наплавкой, удовлетворяющей требованиям, предъявляемым к стали марки 40Х13 по ГОСТ 5632-72*.

Примечания

1) Для несущих сварных элементов тротуаров и смотровых приспособлений (консолей и балок тротуаров, стоек и поручней перил, балок лестниц, пешеходных площадок, смотровых тележек и подъемных люлек), а также элементов мостового полотна допускается применение стали марки Ст3сп5, а для указанных элементов без сварных соединений - стали марки Ст3сп4 по ГОСТ 535-2005 и ГОСТ 14637-89*. При толщине проката до 10 мм включительно допускается применение полуспокойной стали тех же категорий. При этом применение круглых труб допускается без ограничений, а прямоугольных сварных - с соблюдением требований СТО-ГК «Трансстрой»-012-2007 [12] к радиусу гибки для конструкций, воспринимающих динамическую нагрузку.

Механические свойства металла труб должны быть указаны в проекте и обеспечены заводом-изготовителем конструкций.

2) В перилах и смотровых приспособлениях уголки с полкой 70 мм и менее допускается применять из стали марки Ст3пс2 по ГОСТ 535-2005.

3) Для футляров (кожухов) опорных частей допускается применение стали марки Ст0 по ГОСТ 14637-89*.

4) Для нерабочих прокладок и элементов заполнения перил допускается применение стали марки Ст3кп2 по ГОСТ 535-2005 и ГОСТ 14637-89*, для настилов смотровых ходов и приспособлений - сталь марки Ст3пс2 по ГОСТ 14637-89*.

5) Толстолистовой, широкополосный универсальный, фасонный, сортовой прокат, трубы и гнутые профили следует применять из стали с требованием свариваемости, за исключением проката для болтов, гаек и шайб, а также элементов без сварных соединений.

8.2.2 В соединениях стальных конструкциях мостов и труб следует применять

а) высокопрочные болты по ГОСТ Р 52644-2006, высокопрочные гайки по ГОСТ Р 52645-2006, шайбы к высокопрочным болтам по ГОСТ Р 52646-2006 с общими техническими требованиями к ним по ГОСТ Р 52643-2006;

б) для сварки конструкций - сварочные материалы, предусмотренные стандартами СТО-ГК «Трансстрой»-012-2007 [12] и СТО-ГК «Трансстрой»-005-2007 [13];

в) для соединений элементов мостового полотна, перил и смотровых приспособлений - стальные болты по ГОСТ 7798-70 класса прочности 4,6 по ГОСТ 1759.4-87 (с испытаниями по пп. 6.2 и 6.6) и гайки по ГОСТ 5915-70 классов прочности 4 и 5 по ГОСТ 1759.5-87 (болты и гайки - только из спокойной стали), а также болты и гайки из стали марки Ст3сп4 по ГОСТ 535-2005 по специальным техническим условиям;

г) для крепления опорных частей к пролетным строениям и стальным опорам - стальные болты по ГОСТ 7798-70 и гайки по ГОСТ 5915-70 из сталей марок 09Г2 по ТУ 14-1-287-72, 295-III 09Г2-4 и 295-III 09Г2С-4 по ГОСТ 19281-89*, 40Х по ГОСТ 4543-71* по специальным техническим условиям;

д) для крепления опорных частей к бетонным опорам и фундаментам - фундаментные (анкерные) болты по ГОСТ 24379.0-80 и ГОСТ 24379.1-80 из сталей марок 20-г-Т по ГОСТ 1055-88 и 295-III 09Г2С-4 по ГОСТ 19281-89*, а также из стали марки 40Х по ГОСТ 4543-71* по специальным техническим условиям; гайки по ГОСТ 5915-70 при диаметре болтов менее 48 мм и по ГОСТ 10605-94 при диаметре болтов свыше 48 мм; классов прочности 4 и 5 по ГОСТ 1759.5-87 (только из спокойной стали), а также из стали марки 20-г-Т, класса прочности 6 по ГОСТ 1759.5-87 (только из спокойной стали) - для болтов из стали марки 295-III 09Г2С-4, классов прочности 10 и 12 по ГОСТ 1759.5-87 - для болтов из стали марки 40Х;

е) для заливки концов стальных канатов в анкерах - сплав марки ЦАМ 9-1,5Л по ГОСТ 21437-95;

ж) для деталей анкеров стальных канатов - сталь марки 295-III 09Г2С-4 по ГОСТ 19281-89*, а также сталь марок 20-б-Т и 45-б-Т по ГОСТ 1050-88* в нормализованном состоянии;

з) для прокладок между стальными канатами, а также между канатами и деталями анкеров, отклоняющих устройств, сжимов, хомутов подвесок и других элементов - листы по ГОСТ 21631-76 или ленты по ГОСТ 13726-97* толщиной не менее 1 мм из алюминия марок АД и АД1 по ГОСТ 4784-97*.

Расчетные характеристики материалов и соединений

8.2.3 Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 8.3.

8.2.4 Значения коэффициента надежности γm по материалу проката следует принимать по таблице 8.4.

Нормативные и расчетные сопротивления проката из сталей, приведенных в таблице 8.2, следует принимать по таблице 8.5.

Расчетные сопротивления проката по ГОСТ 535-2005, ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 19281-89 следует принимать равными пределу текучести, указанному в этих стандартах, поделенному на коэффициент надежности по материалу γ_m по таблице 8.4.

8.2.5 Расчетные сопротивления отливок из углеродистой и легированной сталей следует принимать по таблице 8.6.

8.2.6 Расчетные сопротивления поковок из сталей, приведенных в п. 8.2.1, следует принимать по таблице 8.7.

8.2.7 Расчетные сопротивления сварных соединений для различных видов соединений и напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 8.8.

Расчетные сопротивления стыковых соединений элементов из сталей с разными расчетными сопротивлениями следует принимать как для стыковых соединений из стали с меньшим значением расчетного сопротивления.

Расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами следует принимать по приложению 2 СНиП II-23-81*.

8.2.8 Расчетные сопротивления одноболтовых соединений следует определять по формулам, приведенным в таблице 8.9.

Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов следует принимать по таблице 8.10.

Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами, следует определять по приложению 2 СНиП II-23-81*.

8.2.9 Расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов R_{ba} следует определять по формуле

$$R_{ba} = 0{,}4R_{un} \qquad (8.1)$$

и принимать по таблице 8.11.

8.2.10 Расчетное сопротивление срезу для сплава ЦАМ 9–1,5Л следует принимать равным 50 МПа.

8.2.11 Расчетное сопротивление высокопрочных болтов по ГОСТ Р 52643-2006 и ГОСТ Р 52644-2006 растяжению R_{bh} следует определять по формуле

$$R_{bh} = 0{,}7\ R_{bun} \qquad (8.2)$$

где R_{bun} – наименьшее временное сопротивление высокопрочных болтов разрыву по ГОСТ Р 52643-2006.

8.2.12 Значения коэффициента трения μ по соприкасающимся поверхностям деталей во фрикционных соединениях следует принимать по таблице 8.12. Способ обработки контактных поверхностей должен быть указан в чертежах КМ.

Фрикционными называются соединения, в которых передача усилия осуществляется только силами трения по контактным плоскостям соединяемых элементов, возникающего вследствие натяжения высокопрочных болтов.

8.2.13 Расчетное сопротивление растяжению R_{dh} высокопрочной стальной проволоки, применяемой в пучках и канатах из параллельно уложенных проволок, следует определять по формуле:

$$R_{dh} = 0{,}63R_{un} \qquad (8.3)$$

где R_{un} – наименьшее временное сопротивление проволоки разрыву по государственным стандартам или техническим условиям.

Таблица 8.2

Сталь несущих элементов сварных пролетных строений, опор и эксплуатационных обустройств при применении в заводских и монтажных соединениях								
сварных швов, включая стыковые, элементов из листового проката				сварных швов и высокопрочных болтов в заводских соединениях и высокопрочных болтов в монтажных соединениях *				
толщина проката, мм	марка стали	государственный стандарт		вид проката	марка стали	государственный стандарт, стандарт организации,		толщина проката, мм
		номер	дополнительные требования			номер	дополнительные требования	
8-50 [1)]	15ХСНД-2	ГОСТ Р 55374-2012	По таблице 8.3 с 01.01.2015		15ХСНД	ГОСТ Р 55374-2012	По таблице 8.3 с 01.01.2015	8-15 [1)]
8-50 [1)]	10ХСНД-2	ГОСТ Р 55374-2012	То же	Листовой	15ХСНД-2	ГОСТ Р 55374-2012	То же	16-50 [1)]
					10ХСНД	ГОСТ Р 55374-2012	То же	8-15 [1)]
8-50 [1)]	14ХГНДЦ-3	ГОСТ Р 55374-2012	То же		10ХСНД-2	ГОСТ Р 55374-2012	То же	16–50 [1)]
					15ХСНДА-2	СТО 13657842-1-2009 [15]	-	8-50 [1)]
					10ХСНДА-2	ГОСТ Р 55374-2012	-	8-50 [1)]
					09Г2СД-2	ГОСТ Р 55374-2012	По таблице 8.3 с 01.01.2015	4 - 50 [1)]
					14ХГНДЦ-2	ГОСТ Р 55374-2012	То же	8 - 50 [1)]
				Фасонный	15ХСНД	ГОСТ Р 55374-2012	По таблице 8.3 с 01.01.2015	8-32
					10ХСНД	ГОСТ Р 55374-2012		8-15
					09Г2СД	ГОСТ Р 55374-2012	То же	4-32
					14ХГНДЦ	ГОСТ Р 55374-2012	То же	8-20

* В плите балластного корыта с монтажными соединениями на высокопрочных болтах допускается использовать листовой прокат толщиной не менее 12 мм из двухслойной коррозионно-стойкой стали с основным слоем из низколегированной стали и плакирующим слоем из коррозионно-стойкой стали по ГОСТ 10885-85*.

[1)] Для сварных стыковых швов, выполняемых в вертикальном положении, толщину листового проката следует принимать в пределах 12 – 32 мм.

Таблица 8.3

Напряженное состояние	Расчетные сопротивления проката
Растяжение, сжатие и изгиб: - по пределу текучести - по временному сопротивлению	$R_y = R_{yn}/\gamma_m$ $R_u = R_{un}/\gamma_m$
Сдвиг (срез)	$R_s = 0{,}58\ R_{yn}/\gamma_m$
Смятие торцевой поверхности при наличии пригонки	$R_p = R_{un}/\gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	$R_{lp} = 0{,}5\ R_{un}/\gamma_m$
Диаметральное сжатие катков при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью: - при $R_{un} \le 600$ МПа - при $R_{un} > 600$ МПа	 $R_{cd} = 0{,}025\ R_{un}/\gamma_m$ $R_{cd} = [0{,}042 \cdot 10^{-6}(R_{un} - 600)^2 + 0{,}025]\ R_{un}/\gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката t при t до 60 мм	$R_{th} = 0{,}5\ R_{un}/\gamma_m$

Примечание γ_m - коэффициент надежности по материалу, определяемый в соответствии с пунктом 8.2.4.

Таблица 8.4

Государственный стандарт, стандарт организации (марка стали или значение предела текучести)	Коэффициент надежности по материалу γ_m
ГОСТ 535-2005 и ГОСТ 14637-89* (Ст3сп, Ст3пс, Ст3кп) ГОСТ 19281-89* (до 380 МПа)	1,05
ГОСТ 19281-89* (св. 380 МПа)	1,10
ГОСТ Р 55374-2012 (15ХСНД;14ХГНДЦ; 09Г2СД) СТО 13657842-1-2009 (15ХСНДА)	1,165
ГОСТ Р 55374-2012 (10ХСНД) СТО 13657842-1-2009 (10ХСНДА)	1,125

Таблица 8.5

Марка стали	Государственный стандарт, стандарт организации	Прокат	Толщина проката [1], мм	Нормативное сопротивление [2], МПа		Расчетное сопротивление [3], МПа	
				по пределу текучести	по временному сопротивлению	по пределу текучести	по временному сопротивлению
				R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
15ХСНД	ГОСТ Р 55374-2012	Листовой	8-50	345	490	295	415
15ХСНД	ГОСТ Р 55374-2012	Фасонный	8-32	345	490	295	415
14ХГНДЦ	ГОСТ Р 55374-2012	Листовой	8-50	345	490	295	415
14ХГНДЦ	ГОСТ Р 55374-2012	Фасонный	8-20	345	490	295	415
10ХСНД	ГОСТ Р 55374-2012	Листовой	8-50	390	530	350	470
10ХСНД	ГОСТ Р 55374	Фасонный	8-15	390	530	350	470
15ХСНДА	СТО 13657842-1-2009	Листовой	8-50	345	490	295	415
10ХСНДА	СТО 13657842-1-2009	Листовой	8-50	390	530	350	470
09Г2СД	ГОСТ Р 55374-2012	Листовой	4-50	325	450	280	385
09Г2СД	ГОСТ Р 55374-2012	Фасонный	4-32	325	450	280	385
40Х13	ГОСТ 5632-72*	Круглый	До 250	1200	1540	1050	1365

[1] За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

[2] За нормативные сопротивления приняты минимальные значения предела текучести и временного сопротивления, приведенные в ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2006.

[3] Здесь указаны расчетные сопротивления растяжению, сжатию и изгибу R_y и R_u. Остальные расчетные сопротивления определяются по формулам таблицы 8.3.

Примечания

1) Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по материалу, определяемым по таблице 8.4 , и округлением до 5 МПа.

2) Расчетные сопротивления двухслойной коррозионно-стойкой стали по ГОСТ 10885-85* следует принимать по основному слою.

Таблица 8.6

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, отливок						
		из стали марки						
		25Л	30Л	35Л	20ГЛ	20ФЛ	35ХН2МЛ	35ГЛ
Растяжение, сжатие и изгиб	R_y	175	190	205	205	220	400	220
Сдвиг	R_s	105	115	125	125	130	240	130
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	265	300	315	345	315	440	345
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	R_{tp}	125	145	155	170	155	222	170
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании)	R_{cd}	7	7,5	8	9	8	11	9

Таблица 8.7

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа , поковок группы IV							
		при категории прочности (марке стали)							
		КП275 (Ст5сп2)	КП245 (20-а-Т)	КП315 (35-а-Т)	КП345 (45-а-Т)	КП315 (30Г-2Т)	КП345 (35Г-2Т)	КП785 (40ХН2МА-2-2Т)	КП1200 (40Х13)
Растяжение, сжатие и изгиб	R_y	215	205	260	290	260	280	605	1050
Сдвиг	R_s	120	115	145	165	145	160	350	610
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	325	310	395	435	395	420	905	1365
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	R_{tp}	160	150	195	215	195	205	450	685
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	8	7,5	11	10	10	10	23	85

Таблица 8.8

Сварные соединения	Напряженное состояние	Расчетные сопротивления сварных соединений
Стыковые	Сжатие, Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке с физическим контролем качества швов: - по пределу текучести - по временному сопротивлению	 $R_{wy} = R_y$ $R_{wu} = R_u$
	Сдвиг	$R_{ws} = R_s$
С угловыми швами	Срез (условный): - по металлу шва - по металлу границы сплавления	 $R_{wf} = 0{,}55R_{wun}/\gamma_{wm}$ $R_{wz} = 0{,}45R_{un}$

Примечания

1) Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения R_{wun} следует принимать равными значениям временного сопротивления разрыву металла шва, указанным в ГОСТ 9467-75*.

2) Для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой, значения R_{wun} следует принимать по разделу 3 СНиП II-23-81*.

3) Значение коэффициента надежности по материалу шва γ_{wm} следует принимать равным 1,25.

Расчетные сопротивления стыковых соединений элементов из сталей с разными расчетными сопротивлениями следует принимать как для стыковых соединений из стали с меньшим значением расчетного сопротивления.

Расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами следует принимать по приложению 2 СНиП II-23-81*.

Таблица 8.9

Напряженное состояние	Расчетные сопротивления одноболтовых соединений		
	срезу и растяжению болтов при классе прочности или марке стали		смятию соединяемых элементов из стали с нормативным пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см^2)
	4.6; Ст3сп4; 09Г2; 295-09Г2-4; 295-09Г2-6; 325-09Г2С-4; 325-09Г2С-6	40Х	
Срез	$R_{bs} = 0{,}38R_{bun}$	$R_{bs} = 0{,}4R_{bun}$	-
Растяжение	$R_{bt} = 0{,}42R_{bun}$	$R_{bt} = 0{,}5R_{bun}$	-
Смятие:			
а) болты класса точности А	-	-	$R_{bp} = (0{,}6 + 410\ R_{un}/E)R_{un}$
б) болты классов точности В и С	-	-	$R_{bp} = (0{,}6 + 340\ R_{un}/E)R_{un}$

Таблица 8.10

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетное сопротивление болтов, МПа, при классе прочности или марке стали				
		4.6	Ст3сп4	09Г2 295-09Г2-4 295-09Г2-6	325-09Г2С-4 325-09Г2С-6	40Х*
Срез	R_{bs}	145	140	165	175	395
Растяжение	R_{bt}	160	155	185	195	495

* Болтовые соединения с применением болтов из стали 40Х не допускаются в конструкциях, рассчитываемых на выносливость.

Таблица 8.11

Диаметр болтов *d*, мм	Расчетные сопротивления, МПа, фундаментных (анкерных) болтов из стали марок			
	20	09Г2; 295-09Г2-6	325-09Г2С-6	40Х
12—20	160	175	185	—
16—27	—	—	—	430
21—32	160	175	180	–
30	—	—	—	370
36	—	—	—	295
33-60	160	—	180	—
42	—	—	—	255
48	—	—	—	235
61—80	160	—	175	—
81—100	160	—	170	—
101—160	160	—	170	—
161—250	160			

Таблица 8.12

Способ обработки контактных поверхностей во фрикционных соединениях	Коэффициент трения μ
1 Пескоструйный или дробеструйный двух поверхностей кварцевым песком или дробью - без последующей консервации	0,58
2 Кварцевым песком или дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации - другой поверхности	0,50
3 Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42
4 Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35
5 Дробеметный двух поверхностей дробью без последующей консервации	0,38
6 Дробеметный двух поверхностей дробью с последующим их газопламенным нагревом (до температуры 250 - 300 °С) на кольцевых зонах вблизи отверстий площадью не менее площади шайбы	0,61

8.2.14 При определении расчетного сопротивления стального витого каната с металлическим сердечником учитывается значение разрывного усилия каната в целом, установленное государственным стандартом или техническими условиями на канаты (а при его отсутствии в нормах – значение агрегатной прочности витого каната) и коэффициент надежности $\gamma_m = 1{,}6$.

8.2.15 Модуль упругости или модуль сдвига прокатной стали, стального литья, пучков и канатов из параллельно уложенных проволок следует принимать по таблице 8.13.

Модуль упругости стальных оцинкованных витых канатов с металлическим сердечником, подвергнутых предварительной вытяжке усилием, равным половине разрывного усилия каната в целом, следует принимать по таблице 8.14.

Таблица 8.13

Полуфабрикаты	Модуль упругости *E* или модуль сдвига *G*, МПа (кгс/см^2)
1 Прокатная сталь и стальное литье	$E = 2{,}06 \cdot 10^5$ $(2{,}1 \cdot 10^6)$
2 То же	$G = 0{,}78 \cdot 10^5$ $(0{,}81 \cdot 10^6)$
3 Пучки и канаты из параллельно уложенных оцинкованных проволок по ТУ 14-4-1216-82	$E = 2{,}01 \cdot 10^6$ $(2{,}5 \cdot 10^6)$

Таблица 8.14

Канаты	Кратность свивки	Модуль упругости E, МПа
Одинарной свивки по ГОСТ 3064-80 и закрытые несущие по ТУ 14-4-1216-82	6	$1{,}18 \cdot 10^5$
	8	$1{,}45 \cdot 10^5$
	10	$1{,}61 \cdot 10^5$
	11	$1{,}65 \cdot 10^5$
	12	$1{,}70 \cdot 10^5$
	14	$1{,}75 \cdot 10^5$
	16	$1{,}77 \cdot 10^5$

Учет условий работы и назначения конструкций

8.2.16 При расчете стальных конструкций и соединений мостов надлежит учитывать:

- коэффициент надежности по назначению γ_{nn}, принимаемый равным $\gamma_{nn} = 1{,}0$;
- коэффициент надежности $\gamma_u = 1{,}3$ для элементов конструкций, рассчитываемых по прочности с использованием расчетных сопротивлений R_u;
- коэффициент условий работы m, принимаемый по таблицам 8.15 и 8.39 и подразделам настоящих норм, а для канатов в зоне отгибов на отклоняющих устройствах, хомутов, стяжек, сжимов и анкеров – по приложению Ю.

Таблица 8.15

Область применения	Коэффициент условий работы m
1 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах мостов при расчете на эксплуатационные нагрузки	0,9 (1,0)*
2 То же, при расчете на нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже	1,0
3 Канаты гибких несущих элементов в вантовых мостах	0,8
4 Канаты напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций	0,9
5 Растянутые и сжатые элементы из одиночных профилей, прикрепленных одной полкой (или стенкой):	
- неравнополочный уголок, прикрепленный меньшей полкой	0,7
- неравнополочный уголок, прикрепленный большей полкой	0,8
- равнополочный уголок	0,75
- прокатный или составной швеллер, прикрепленный стенкой, или тавр, прикрепленный полкой	0,9

* При использовании в расчетах коэффициента надежности по ответственности γ_n не менее $\gamma_n = 1{,}1$.

Примечания

1) Значения коэффициента условий работы по поз. 1 и 2 в соответствующих случаях применяются совместно с коэффициентами по поз. 3 - 5.

2) В случаях, не оговоренных в настоящем разделе, в формулах следует принимать $m = 1{,}0$.

8.3 Расчеты

Общие положения

8.3.1 При проектировании необходимо обеспечивать пространственную неизменяемость, общую устойчивость опор (в том числе совместно с грунтом основания) и пролетных строений, прочность, устойчивость, выносливость блоков, отдельных элементов, их частей, деталей и соединений под воздействием нагрузок и воздействий, возникающих при изготовлении, транспортировании, монтаже и при эксплуатации (выносливость - только при эксплуатации).

8.3.2 На высокоскоростной магистрали не следует проектировать искусственные сооружения, несущие конструкции которых на стадии эксплуатации чувствительны к учету геометрической и физической нелинейности.

Учет геометрической нелинейности в расчетной модели, вызванной перемещением узлов конструкции и изменением направления действия сил, не должен вызывать более чем 5% изменения перемещений, а также усилий и напряжений в элементах.

Все несущие стальные элементы следует моделировать в предположении упругой их работы. Исключение составляют канаты с металлическим сердечником одинарной свивки и закрытые, подвергнутые предварительной вытяжке согласно п. 8.2.1, в которых следует учитывать их продольную и поперечную ползучесть в соответствии с указаниями пп. 8.3.15 и 8.3.16.

В динамических моделях, при определении частот, форм, а также пиковых значений факторов напряженно-деформированного состояния, сечения элементов следует принимать исходя из нижней оценки жесткости конструкции. Геометрические характеристики следует принимать как эквивалентные для элемента, ослабленного перфорацией. Ослабления от отверстий болтовых полей учитывать не следует.

При вычислении усилий в элементах при статической постановке задачи допускается принимать сечения элементов баз учета ослабления перфорацией и отверстиями болтов (брутто).

8.3.3 При определении усилий в элементах конструкций соединения сварные и фрикционные на высокопрочных болтах следует рассматривать как неподатливые.

Жесткие соединения элементов в узлах решетчатых ферм допускается принимать при расчете шарнирными, если при таком допущении конструкция сохраняет свою неизменяемость, и при отношении высоты сечения к длине элементов ≤ 1:15.

8.3.4 За ось элемента пролетных строений принимается линия, соединяющая центры тяжести его сечений. При определении положения центра тяжести сечения его ослабление отверстиями болтовых соединений не учитывается, а ослабление перфорацией учитывается и принимается постоянным по всей длине элемента.

При моделировании узлов соединения элементов следует учитывать эксцентриситет нейтральных осей элементов относительно узла. При смещении оси элемента сквозных ферм относительно линии, соединяющей центры узлов, эксцентриситет допускается не учитывать в расчете, если он не превышает:

- для П-образных, коробчатых, двухшвеллерных и двутавровых элементов – 1,5% высоты сечения;
- для тавровых и Н-образных элементов – 0,7% высоты сечения.

В элементах связей из уголков с болтовыми соединениями, центрированных по рискам, ближайшим к обушку, допускается возникающий при этом эксцентриситет не учитывать.

8.3.5 Для элементов, ослабленных отверстиями под обычные болты, при расчетах на прочность и выносливость следует принимать сечения нетто, на устойчивость и жесткость – сечения брутто.

При расчетах элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах на выносливость, устойчивость и жесткость следует принимать сечения брутто, при расчетах по прочности – сечения нетто с учетом того, что половина усилия, приходящегося на данный болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения.

Геометрические характеристики сечения нетто элементов конструкций следует находить, определяя наиболее невыгодное ослабление.

Расчеты по прочности

Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы

8.3.6 Расчет по прочности элементов, подверженных центральному растяжению или сжатию силой N, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \le R_y m. \qquad (8.4)$$

Здесь и в пп. 8.3.7 – 8.3.13 m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15.

Изгибаемые элементы

8.3.7 Расчет по прочности элементов, изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{æW_n} \le R_y m, \qquad (8.5)$$

где æ – коэффициент, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в сечении и определяемый по формулам (8.6) и (8.7) при условии выполнения требований п. 8.3.13;

W_n – здесь и далее в расчетах по прочности минимальный момент сопротивления сечения нетто, определяемый с учетом эффективной ширины пояса b_{ef}.

При одновременном действии в сечении момента M и поперечной силы Q коэффициент æ следует определять по формулам:

при $\tau_m \le 0{,}25R_s$ $\quad æ = æ_1;$ (8.6)

при $0{,}25\,Rs < \tau_m \le R_s$ $\quad æ = æ_1 \dfrac{\sqrt{1-\alpha^2} + 2ab}{1+2a}$ *при* $0 \le æ \le æ_1,$ (8.7)

где $æ_1$ – коэффициент, принимаемый у двутавровых, коробчатых и тавровых сечений – по таблице 8.16, для кольцевых сечений – 1,15, для прямоугольных сплошных и Н-образных – 1,25;

$\tau_m = \dfrac{Q}{h_w t_w}$ – среднее касательное напряжение в стенке балки,

$\alpha = \dfrac{Q}{Q_u};\ a = \dfrac{\sum A_f}{\sum A_w};\ b = \sqrt{1-0{,}25\alpha^2}$ – для коробчатых сечений;

$b = \sqrt{1-0{,}0625\alpha^2}$ – для двутавровых сечений;

здесь Q_u – предельная поперечная сила, определяемая по формуле:

$$Q_u = æ_2 \frac{R_s m l t}{S}, \qquad (8.8)$$

$æ_2$ принимается по формуле (8.27).

Таблица 8.16

$\frac{A_{f,\,min}}{A_w}$	Значения коэффициента æ$_1$, при отношении площадей ($A_{f,min}$ + A$_w$)/A, равном										
	0,01	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,243	1,248	1,253	1,258	1,264	1,269	1,274	1.279	1,283	1,267	1,243
0,1	1,187	1,191	1,195	1,199	1,202	1,206	1,209	1,212	1,214	1,160	—
0,2	1,152	1,155	1,158	1,162	1,165	1,168	1,170	1,172	1,150	—	—
0,3	1,128	1,131	1,133	1,136	1,139	1,142	1,144	1,145	1,097	—	—
0,4	1,110	1,113	1,115	1,118	1,120	1,123	1,125	1,126	1,069	—	—
0,5	1,097	1,099	1,102	1,104	1,106	1,109	1,110	1,106	1,061	—	—
0,6	1,087	1,089	1,091	1,093	1,095	1,097	1,099	1,079	—	—	—
0,7	1,078	1,080	1,082	1,084	1,086	1,088	1,090	1,055	—	—	—
0,8	1,071	1,073	1,075	1,077	1,079	1,081	1,082	1,044	—	~	—
0,9	1,065	1,067	1,069	1,071	1,073	1,074	1,076	1,036	—	—	—
1,0	1,060	1,062	1,064	1,066	1,067	1,069	1,071	1,031	—	—	—
2,0	1,035	1,036	1,037	1,038	1,039	1,040	1,019	—	—	—	—
3,0	1,024	1,025	1,026	1,027	1,028	1,029	1,017	—	—	—	—
4,0	1,019	1,019	1,020	1,021	1,021	1,022	1,015	—	—	—	—
5,0	1,015	1,015	1,016	1,017	1,018	1,018	—	—	—	—	—

П р и м е ч а н и я

1) Для коробчатых сечений площадь A_w следует принимать равной сумме площадей стенок.
2) Для таврового сечения площадь $A_{f,min}$ = 0.

Эффективную ширину пояса b_{ef} при вычислении W_n следует определять по формуле

$$b_{ef} = \Sigma \nu b_i \,, \tag{8.9}$$

где ν – коэффициент приведения неравномерно распределенных напряжений на ширине участков пояса b_i к условным равномерно распределенным напряжениям по всей эффективной ширине пояса b_{ef}, принимаемый по таблице 8.17;

b_i – ширина участка пояса, заключенная в рассматриваемом сечении между двумя точками с максимальными напряжениями b_{max} (тогда $b_i = b$) или между такой точкой и краем пояса $b_i = b_k$), при этом должны выполняться условия $b \geq 0{,}04l$ и $b_k \geq 0{,}02l$ (в противном случае $\nu = 1$);

l – длина пролета разрезной балки или расстояние между точками нулевых моментов в неразрезной балке.

Таблица 8.17

$\sigma_{min}/\sigma_{max}$	Коэффициент ν	$\sigma_{min}/\sigma_{max}$	Коэффициент ν
1,0	1	0,25	0,65
0,7	1	0,20	0,60
0,5	0,85	0,10	0,52
0,33	0,72	0	0,43

В таблице 8.17 обозначено:

σ_{max}, σ_{min} – максимальное и минимальное напряжения на данном участке пояса шириной b_i, определяемые расчетом пространственной конструкции в упругой стадии.

П р и м е ч а н и е – При наличии вырезов в ортотропных плитах для пропуска тела пилона, обрывов плиты в отсеках многосекционного коробчатого сечения, при других нарушениях регулярности конструкции, а также в сечениях, где приложены сосредоточенные силы, значения коэффициента ν следует определять по специальной методике.

8.3.8 Расчет по прочности элементов, изгибаемых в двух главных плоскостях, следует выполнять:

с двутавровыми и коробчатыми сечениями с двумя осями симметрии – по формуле

$$\frac{|M_x|}{æ_x W_{xn}}\psi_x + \frac{|M_y|}{æ_y W_{yn}}\psi_y \le R_y m; \tag{8.10}$$

с сечениями других типов – по формуле

$$\frac{M_x y}{æ_x I_{xn}} \pm \frac{M_y x}{æ_y I_{yn}} \le R_y m, \tag{8.11}$$

где $æ_x$, $æ_y$ – коэффициенты, определяемые по формулам (8.6) и (8.7) как независимые величины для случаев изгиба относительно осей *x* и *y*;

ψ_x, ψ_y – коэффициенты, определяемые:

для двутавровых сечений с двумя осями симметрии – по формулам:

$$\psi_x = \frac{|M_x|}{æ_x W_{xn} R_y m}; \tag{8.12}$$

$$\psi_y = 1; \tag{8.13}$$

для коробчатых сечений с двумя осями симметрии – по формулам:

$$\psi_x = \frac{(\omega_x + 0{,}7)^2}{3{,}38\omega_x}; \tag{8.14}$$

$$\psi_y = \frac{(\omega_y + 0{,}7)^2}{3{,}38\omega_y}, \tag{8.15}$$

где

$$\omega_x = \frac{|M_x|}{æ_x W_{xn} R_y m}; \tag{8.16}$$

$$\omega_y = \frac{|M_y|}{æ_y W_{yn} R_y m}. \tag{8.17}$$

Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

8.3.9 Расчет по прочности внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов при изгибе в одной из главных плоскостей следует выполнять по формуле:

$$\frac{N}{A_n}\psi + \frac{|M|}{æW_n} \le R_y m, \tag{8.18}$$

где M – приведенный изгибающий момент

ψ – коэффициент (см. ниже);

æ – коэффициент, определяемый по формулам (8.6) и (8.7).

Приведенный изгибающий момент M при гибкости элементов $\lambda > 60$ для сечений, находящихся в пределах двух средних четвертей длины шарнирно-опертого стержня и всей длины стержня, защемленного по концам, следует определять по формуле:

$$M = \frac{M_1}{1 + \dfrac{N}{N_e}}, \tag{8.19}$$

где M_1 – момент, действующий в проверяемом сечении;

N – продольная сила, действующая в проверяемом сечении со своим знаком ("плюс" – растяжение);

N_e – эйлерова критическая сила в плоскости действия момента, вычисленная для соответствующих закреплений стержня;

при $\lambda \le 60$ допускается принимать $M = M_1$

Коэффициент ψ следует определять:

для элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с одной осью симметрии по таблице 8.18 – в случае, если напряжения в меньшем поясе (с площадью $A_{f,min}$) от момента и продольной силы одинаковых знаков, и по таблице 8.19 – в случае, если напряжения в меньшем поясе от момента и продольной силы разных знаков;

для элементов сплошного прямоугольного и Н-образного сечений – по формуле

$$\psi = \frac{|N|}{A_n R_y m}; \tag{8.20}$$

для элементов кольцевого сечения – по формуле:

$$\psi = \frac{1}{\omega}\left(1 - \cos\omega\frac{\pi}{2}\right), \tag{8.21}$$

где $\omega = \dfrac{|N|}{A_n R_y m}$

Для других сечений, а также при других закреплениях концов элементов расчет по прочности следует производить по формуле:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{My}{æI_{xn}} \le R_y m. \tag{8.22}$$

В формулах 8.20– 8.22 обозначения те же, что и в формуле 8.18.

8.3.10 Расчет по прочности внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях следует выполнять:

- для элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с одной осью симметрии, а также для элементов сплошного прямоугольного и кольцевого сечений – по формуле:

$$\frac{1}{\delta}\left(\frac{N}{A_n}\psi + \frac{|M_x|}{æ_x W_{xn}}\right) \le R_y m\,, \tag{8.23}$$

где $$\delta = 1 - \frac{|M_y|}{æ_y W_{yn} R_y m}\,, \tag{8.24}$$

M_x, M_y – приведенные изгибающие моменты по п. 8.3.9;

ψ, $æ_x$, $æ_y$ – коэффициенты, принимаемые по п. 8.3.9 и п. 8.3.7, причем:

$$\omega = \frac{N}{\delta A_n R_y m};$$

- для других сечений, а также при других закреплениях концов элементов расчет по прочности следует производить по формуле:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{æ_x I_{xn}} y + \frac{M_y}{æ_y I_{yn}} x \le R_y m\,, \tag{8.25}$$

В основных случаях, когда приведенных данных для определения $æ_x$ и $æ_y$ недостаточно, расчет на прочность производят по формуле (8.25) , принимая $æ_x = æ_y = 1$.

Таблица 8.18

$\underline{A_{f,\min}}$ / $A_{f,\max}$	Значения коэффициента ψ при ω																	
	0,05			0,2			0,4			0,6			0,8			0,95		
	при $A_{f,\max}/A_w$																	
	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5	0,53	0,55	0,57	0,63	0,68	0,78	0,77	0,85	0,92	0,89	0,93	0,96	0,96	0,98	0,99	0,99	0,99	0,997
1	0,067	0,09	0,14	0,26	0,36	0,56	0,53	0,70	0,83	0,78	0,87	0,93	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	0,994

Примечания

1) $\omega = N / (A_n R_y m)$.
2) Промежуточные значения коэффициента ψ определяются линейной интерполяцией.
3) Силу N следует принимать со знаком «плюс».

Таблица 8.19

$\underline{A_{f,min}}$ / $A_{f,max}$	Значения коэффициента ψ при ω																	
	-0,05			-0,2			-0,4			-0,6			-0,8			-0,95		
	при $A_{f,\max}/A_w$																	
	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
0	0,9	0,9	0,9	0,6	0,6	0,6	0,2	0,2	0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,6	-0,6	-0,6	-0,9	-0,9	-0,9
0,5	0,42	0,40	0,38	0,17	0,12	0,02	-0,17	-0,25	-0,32	-0,49	-0,53	-0,56	-0,76	-0,78	-0,79	-0,94	-0,94	-0,95
1	-0,07	-0,09	-0,14	-0,27	-0,36	-0,56	-0,53	-0,70	-0,83	-0,78	-0,87	-0,93	-0,92	-0,95	-0,97	-0,98	-0,99	-0,99

Примечания

1) Обозначения см. в таблице 8.18.
2) Силу N следует принимать со знаком «минус».
3) Промежуточные значения коэффициента ψ определяются линейной интерполяцией.

8.3.11 Значения касательных напряжений τ в сечениях стенки изгибаемых элементов при $M = M_x = M_y = 0$ должны удовлетворять условию

$$\tau = \frac{QS}{æ_2 It} \le R_s m, \tag{8.26}$$

где $æ_2 = 1{,}25 - 0{,}25\ \tau_{min,ef} / \tau_{max,ef}$; (8.27)

$\tau_{min,ef}$, $\tau_{max,ef}$ – значения минимального и максимального касательных напряжений в сечении стенки, вычисленные в предположении упругой работы.

При наличии ослабления стенки отверстиями болтовых соединений вместо t в формулу (8.26) следует подставлять значение:

$$t_{ef} = t\frac{a-d}{a}, \tag{8.28}$$

здесь a – шаг болтов; d – диаметр отверстий.

8.3.12 Для стенок балок, рассчитываемых в пп. 8.3.7 – 8.3.10, должно выполняться условие:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \le \gamma' R_y m; \quad \tau_{xy} \le R_s m, \tag{8.29}$$

где σ_x – нормальные (положительные при сжатии) напряжения в проверяемой точке (x, y) срединной плоскости стенки, параллельные оси балки;

σ_y – такие же напряжения, перпендикулярные оси балки, определяемые согласно приложения Пр1;

γ' – коэффициент, равный 1,15 при $\sigma_x = 0$ и 1,10 при $\sigma_y \ne 0$;

τ_{xy} – касательное напряжение в проверяемой точке стенки балки.

8.3.13 Элементы, воспринимающие усилия разных знаков, после проверки прочности с учетом допущения развития ограниченных пластических формаций (æ > 1) должны быть проверены также по формуле

$$\sqrt{(\sigma_{max} - \sigma_{min})^2 + 3(\tau_1 - \tau_2)^2} \le 1{,}8 R_y m \tag{8.30}$$

где σ_{min}, σ_{max} – соответственно расчетные максимальные и минимальные (со своими знаками) нормальные напряжения в проверяемой точке, вычисленные в предположении упругой работы материала;

τ_1, τ_2 – касательные напряжения в проверяемой точке (с учетом их знаков), вычисленные соответственно от тех же нагрузок, что σ_{min} и σ_{max}.

При невыполнении указанного условия расчет по прочности следует выполнить на наибольшие усилия для упругой стадии работы.

Расчет на прочность и ползучесть стальных канатов

8.3.14 Расчет по прочности стальных канатов гибких несущих элементов в вантовых мостах, а также напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \le R_{dh} m m_1, \tag{8.31}$$

где R_{dh} – расчетное сопротивление канатов;
m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15;
m_1 – коэффициент условий работы, определяемый по приложению Ю.

Расчетное сопротивление R_{dh} для канатов и пучков из параллельно уложенных высокопрочных проволок определяется по формуле (8.3), для канатов одинарной свивки и закрытых несущих – по формулам

$$R_{dh} = \frac{[\sum P_{un}]}{A\gamma_m} \text{ или } R_{dh} = k\frac{\sum P_{un}}{A\gamma_m}, \tag{8.32}$$

где $[\Sigma P_{un}]$ – значение разрывного усилия каната в целом, указанное в государственном стандарте или технических условиях;
γ_m = 1,6, согласно п.8.2.14;
ΣP_{un} – сумма разрывных усилий всех проволок в канате;
k – коэффициент агрегатной прочности витого каната, определяемый по таблице 8.20.

Таблица 8.20

Канат	Коэффициент k при кратности свивки					
	6	8	10	12	14	16
Одинарной свивки	0,89	0,93	0,96	0,97	0,98	0,99
Закрытый несущий	0,87	0,91	0,94	0,95	0,96	0,97

8.3.15 Продольную ползучесть $\varepsilon_{pl,x}$ стальных оцинкованных витых канатов с металлическим сердечником – одинарной свивки и закрытых несущих, подвергнутых предварительной вытяжке, – следует определять по формуле

$$\varepsilon_{pl,x} = \frac{0{,}001\sigma}{R_{un}} e^{2\left(\frac{\sigma}{R_{un}}\right)^{2,4}}, \tag{8.33}$$

где σ – напряжение в канате от усилия, подсчитанного от воздействия нормативных постоянных нагрузок и 1/3 нормативной временной нагрузки;
e – основание натуральных логарифмов;
$R_{un} = \frac{[\sum P_{un}]}{A}$ – нормативное сопротивление каната.

8.3.16 Поперечную ползучесть $\varepsilon_{pl,y}$ канатов, указанных в п. 8.3.15, следует определять по формуле

$$\varepsilon_{pl,y} = \frac{0{,}003\sigma}{R_{un}} e^{2{,}19\frac{\sigma}{R_{un}}}. \tag{8.34}$$

Расчеты по устойчивости

8.3.17 Расчет при плоской форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений, подверженных центральному сжатию, сжатию с изгибом и внецентренному сжатию при изгибе в плоскости наибольшей гибкости, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \le \varphi R_y m, \tag{8.35}$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам Я.1-Я.3 приложения Я в зависимости от гибкости элемента λ и приведенного относительного эксцентриситета e_{ef};

m – здесь и в пп. 8.3.19 – 8.3.22 – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15.

Гибкость элемента λ следует определять по формуле

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \tag{8.36}$$

где l_{ef} – расчетная длина;

i – радиус инерции сечения относительно оси, перпендикулярной плоскости наибольшей гибкости (плоскости изгиба).

Приведенный относительный эксцентриситет e_{ef} следует определять по формуле

$$e_{ef} = \eta e_{rel}, \tag{8.37}$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по приложению Я;

e_{rel} $= e/\rho$ – относительный эксцентриситет плоскости изгиба (здесь e – действительный эксцентриситет силы N при внецентренном сжатии и расчетный эксцентриситет при сжатии с изгибом, ρ – ядровое расстояние), принимаемый при центральном сжатии равным нулю.

Расчетный эксцентриситет e в плоскости изгиба при сжатии с изгибом следует определять по формуле

$$e = \frac{M}{N}, \tag{8.38}$$

где N, M – расчетные значения продольной силы и изгибающего момента.

Ядровое расстояние ρ по направлению эксцентриситета следует определять по формуле

$$\rho = \frac{W_s}{A}, \tag{8.39}$$

где W_c – момент сопротивления сечения брутто, вычисляемый для наиболее сжатого волокна.

Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значения M следует принимать равными:

- для элементов постоянного сечения рамных систем – наибольшему моменту в пределах длины элемента;
- для элементов с одним защемленным, а другим свободным концом – моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины элемента от заделки;

- для сжатых поясов ферм, воспринимающих внеузловую нагрузку, – наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки;
- для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, – моменту, определяемому по формулам таблицы 8.21.

Таблица 8.21

Относительный эксцентриситет, соответствующий M_{max}	Расчетные значения M при условной гибкости стержня	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$e_{rel} \leq 3$	$M = M_2 = M_{max} - \frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < e_{rel} \leq 20$	$M = M_2 + \frac{e_{rel} - 3}{17}(M_{max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{e_{rel} - 3}{17}(M_{max} - M_1)$

В таблице 8.21 обозначено:
M_{max} – наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня;
M_1 – наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее 0,5 M_{max};
e_{rel} – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле

$$e_{rel} = \frac{M_{max} A}{N W_c};$$

$\bar{\lambda}$ – условная гибкость, определяемая = $\lambda \alpha_R$,
где α_R — коэффициент, принимаемый по таблице Я.4 приложения Я.
Примечание –
Во всех случаях следует принимать $M \geq 0{,}5\, M_{max}$.

Для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими две оси симметрии, расчетные значения приведенных относительных эксцентриситетов e_{ef} следует определять по приложению 6 СНиП II-23, принимая при этом m_{ef} равным e_{ef} и m_{ef1} равным e_{ef1}, определяемому по формуле

$$e_{ef1} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{A}{W}, \qquad (8.40)$$

где M_1 – больший из изгибающих моментов, приложенных на шарнирно-опертых концах сжатого стержня указанного типа.

8.3.18 Расчет при плоской форме потери устойчивости сквозных элементов замкнутого сечения, ветви которых соединены планками или перфорированными листами, при центральном сжатии, сжатии с изгибом и внецентренном сжатии следует выполнять:

- элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента или предполагаемого (при центральном сжатии) изгиба, перпендикулярной плоскости планок или перфорированных листов, – по формуле (8.35);
- элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента или предполагаемого (при центральном сжатии) изгиба, параллельной плоскости планок или перфорированных листов, – по формуле (8.35) с определением коэффициента продольного изгиба φ по таблицам Я.1-Я.3 приложения Я в зависимости от приведенной гибкости λ_{ef};

- отдельных ветвей – по формуле (8.35) в зависимости от гибкости ветви λ_α.

Гибкость ветви λ_α следует определять по формуле (8.36), принимая за расчетную длину l_{ef} расстояние между приваренными планками (в свету) или расстояние между центрами крайних болтов соседних планок, или равное 0,8 длины отверстия в перфорированном листе и за i – радиус инерции сечения ветви относительно собственной оси, перпендикулярной плоскости планок или перфорированных листов.

Приведенную гибкость сквозного элемента λ_{ef} в плоскости соединительных планок и перфорированных листов следует определять по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_\alpha^2}, \tag{8.41}$$

где λ – гибкость элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов, определяемая по формуле (8.36);

λ_α – гибкость ветви.

При подсчете площади сечения, момента инерции и радиуса инерции элемента следует принимать эквивалентную толщину t_{ef}, определяя ее:

- для перфорированных листов шириной b, длиной l и толщиной t – по формуле

$$t_{ef} = \frac{t(A - \sum A_1)}{A}, \tag{8.42}$$

где $A = bl$ – площадь листа до образования перфораций;

ΣA_1 – суммарная площадь всех перфораций на поверхности листа;

- для соединительных планок толщиной t – по формуле

$$t_{ef} = \frac{t\sum l_1}{l}, \tag{8.43}$$

где Σl_1 – сумма длин всех планок элемента (вдоль элемента);

l – длина элемента.

Сквозные элементы из деталей, соединенных вплотную или через прокладки, следует рассчитывать как сплошные, если наибольшие расстояния между болтами, приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов соседних планок не превышают:

– для сжатых элементов – $40i$;

– для растянутых элементов – $80i$.

Здесь радиус инерции i уголка или швеллера следует принимать для составных тавровых или двутавровых сечений относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок, для крестовых сечений – минимальный. При этом в пределах длины сжатого элемента должно быть не менее двух прокладок.

8.3.19 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов открытого сечения с моментами инерции $I_x > I_y$, подверженных центральному сжатию силой N, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \le \varphi_c R_y m, \tag{8.44}$$

где φ_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам таблицам Я.1-Я.3 приложения Я при $e_{ef} = 0$ и

$$\lambda_y = \pi\sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}}. \tag{8.45}$$

8.3.20 Расчет на изгибно-крутильную устойчивость сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений с моментами инерции $I_x > I_y$, подверженных сжатию с изгибом и внецентренному сжатию в плоскости наименьшей гибкости, совпадающей с плоскостью симметрии и осью y, следует выполнять по формуле

$$\left|\frac{N}{A}\right| + \left|\frac{Ne}{W_c}\right| \le \varphi_c R_y m, \tag{8.46}$$

где e – действительный эксцентриситет силы N при внецентренном сжатии и расчетный эксцентриситет $e = M/N$ при сжатии с изгибом;

W_c – момент сопротивления сечения брутто, вычисляемый для наиболее сжатого волокна;

φ_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам Я.1-Я.3 приложения Я при $e_{ef} = 0$ и

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}\left(1 + \left|\frac{eA}{W_c}\right|\right)}} \tag{8.47}$$

8.3.21 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений, подверженных сжатию с изгибом и внецентренному сжатию в двух плоскостях, следует выполнять по формуле

$$\left|\frac{N}{A}\right| + \left|\frac{Ne_y}{I_x} y_c\right| + \left|\frac{Ne_x}{I_y} x_c\right| \le \varphi_c R_y m \tag{8.48}$$

где e_y, e_x – действительные эксцентриситеты по направлению осей y и x при внецентренном сжатии и расчетные эксцентриситеты при сжатии с изгибом;

y_c, x_c – координаты наиболее сжатой точки сечения от совместного действия M_x, M_y и N;

φ_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам Я.1-Я.3 приложения Я при $e_{ef} = 0$ и

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}\left(1 + \left|\frac{e_y A}{I_x} y_c\right| + \left|\frac{e_x A}{l_y} x_c\right|\right)}}. \tag{8.49}$$

Кроме того, должен быть выполнен расчет по формуле (8.35) в предположении плоской формы потери устойчивости в плоскости оси y с эксцентриситетом e_y (при $e_x = 0$) и в плоскости оси x с эксцентриситетом e_x (при $e_y = 0$).

8.3.22 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в одной плоскости, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_c} \le \varepsilon \varphi_b R_y m, \tag{8.50}$$

где M – наибольший расчетный изгибающий момент в пределах расчетной длины l_{ef} сжатого пояса балки;

W_c – момент сопротивления сечения балки для крайнего волокна сжатого пояса;

ε – коэффициент, определяемый по формулам:

$$\varepsilon = 1 + (æ - 1)(1 - \lambda_y / 85) \quad \text{при} \quad \lambda_y < 85; \tag{8.51}$$

$$\varepsilon = 1{,}0 \quad \text{при} \quad \lambda_y \ge 85; \tag{8.52}$$

здесь æ – коэффициент, определяемый по формулам (8.6) и (8.7);

φ_b – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам Я.1-Я.3 приложения Я при $e_{ef} = 0$ и гибкости из плоскости стенки

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EW_c}{M_{cr}}}. \tag{8.53}$$

8.3.23 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в двух плоскостях, следует выполнять по формуле (8.50), при этом коэффициент φ_b следует принимать по таблицам Я.1-Я.3 приложения Я при $e_{ef} = \eta e_{rel}$.

Здесь η – коэффициент, принимаемый по приложению Я;

e_{rel} – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле

$$e_{rel} = \frac{\sigma_{fh}}{\sigma_{fv}}, \tag{8.54}$$

где σ_{fh} – наибольшее напряжение в точке на боковой кромке сжатого пояса от изгибающего момента в горизонтальной плоскости в сечении, находящемся в пределах средней трети незакрепленной длины сжатого пояса балки

σ_{fv} – напряжение в сжатом поясе балки от вертикальной нагрузки в том же сечении

8.3.24 Проверка общей устойчивости разрезной балки и сжатой зоны пояса неразрезной балки не выполняется в случае, если сжатый пояс объединен с железобетонной или стальной плитой.

Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости

8.3.25 Расчет по устойчивости полок и стенок прокатных и составных сварных центрально- и внецентренно сжатых, а также сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения, не подкрепленных ребрами жесткости (рисунок 8.1), следует выполнять по теории призматических складчатых оболочек.

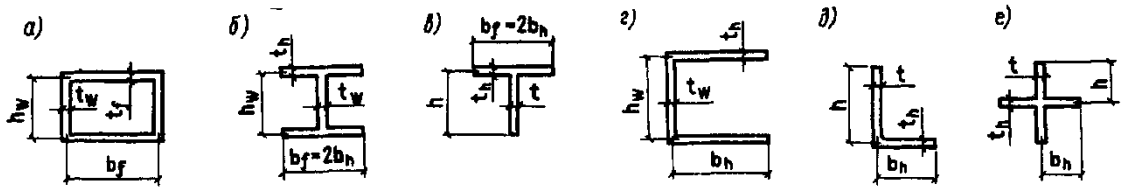


Рисунок 8.1 - Схемы расчетных сечений элементов, не подкрепленных ребрами жесткости

8.3.26 Устойчивость полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости, при среднем касательном напряжении, не превышающем $0{,}2\sigma_x$, допускается обеспечивать назначением отношения высоты стенки (h, h_w) или ширины полки (b_p, b_h) к толщине (t, t_w, t_p, t_h) не более $0{,}951\,\alpha/\sqrt{\sigma_{x,cr,ef}/E}$ (здесь α – коэффициент, $\sigma_{x,cr,ef}$ – приведенное критическое напряжение).

Коэффициент α следует определять:

- для пластинок шириной b_h, h, опертых по одной стороне (рисунок 8.1, б – е), – по формуле

$$\alpha=\left(1+\frac{3{,}10}{3\vartheta+4}\right)\sqrt{0{,}405+0{,}085\xi^2}; \qquad (8.55)$$

- для пластинок шириной h_w, b_f, опертых по двум сторонам (рисунок 8.1, а, б, г), – по формуле

$$\alpha=\left(1+\frac{0{,}96}{10\vartheta+3}\right)\sqrt{4+3{,}85\xi^{2{,}33}}. \qquad (8.56)$$

В формулах (8.55) и (8.56):

ϑ – коэффициент защемления пластинки, определяемый по формулам таблицы 8.22;

ξ – коэффициент, определяемый (для сечений брутто) по формуле

$$\xi=1-\frac{\overline{\sigma}_x}{\sigma_x}, \qquad (8.57)$$

где σ_x, $\overline{\sigma}_x$ – максимальное и минимальное продольные нормальные напряжения по продольным границам пластинки, положительные при сжатии, определяемые по формулам (8.4) – (8.25) при невыгодном для устойчивости пластинки загружении, при этом коэффициенты æ, $æ_x$, $æ_y$, ψ, ψ_x, ψ_y следует принимать равными 1,0.

Таблица 8.22

<table>
<tr><td rowspan="3">Тип сечения элемента</td><td colspan="4">Коэффициент защемления пластинки ϑ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">стенка</td><td colspan="3">полка – для углового сечения при b_h/h</td></tr>
<tr><td>1</td><td>0,667</td><td>0,5</td></tr>
<tr><td>Коробчатое (рисунок 8.1,а)</td><td>$\vartheta_1 = \beta_1^3 \dfrac{0{,}38}{1-\beta_1^2\alpha_1^2}$</td><td colspan="3">$\vartheta_2 = \dfrac{1}{\beta_1^3} \cdot \dfrac{0{,}38}{1-\dfrac{1}{\beta_1^2\alpha_1^2}}$</td></tr>
<tr><td>Двутавровое (рисунок 8.1,б)</td><td>$\vartheta_3 = \beta_2^3 \dfrac{0{,}16 + 0{,}0056/\alpha_2^2}{1-9{,}4\beta_2^2\alpha_2^2}$</td><td colspan="3">$\vartheta_4 = \dfrac{1}{\beta_2^3\alpha_2} \cdot \dfrac{2}{1-0{,}106\dfrac{1}{\beta_2^2\alpha_2^2}}$</td></tr>
<tr><td>Тавровое (рисунок 8.1,в)</td><td>$\vartheta_5 = \beta_3^3 \dfrac{1}{1-\beta_3^2\alpha_3^2}$</td><td colspan="3">$\vartheta_6 = \dfrac{1}{\beta_3^3\alpha_3} \cdot \dfrac{2}{1-\dfrac{1}{\beta_3^2\alpha_3^2}}$</td></tr>
<tr><td>Швеллерное (рисунок 8.1,г)</td><td>$\vartheta_7 = 2\vartheta_3$</td><td colspan="3">$\vartheta_8 = 0{,}5\vartheta_4$</td></tr>
<tr><td>Угловое для полки высотой h (рисунок 8.1,д)</td><td>–</td><td>$\vartheta_9 = \infty$</td><td>$\vartheta_9 = 10$</td><td>$\vartheta_9 = 5{,}2$</td></tr>
<tr><td>Крестовое (рисунок 8.1,е)</td><td>$\vartheta_{10} = \infty$</td><td colspan="3">$\vartheta_{10} = \infty$</td></tr>
<tr><td colspan="5">В таблице обозначено:
$\beta_1 = \dfrac{t_w}{t_f}; \alpha_1 = \dfrac{b_f}{h_w}; \beta_2 = \dfrac{t_w}{t_h}; \alpha_2 = \dfrac{b_h}{h_w}; \beta_3 = \dfrac{l}{t_h}; \alpha_3 = \dfrac{b_h}{h}.$
П р и м е ч а н и я
1) При отрицательном значении знаменателя в формулах таблицы 8.22, а также при равенстве его нулю следует принимать $\vartheta = \infty$.
2) Для углового сечения с отношением b_h/h, не указанным в таблице 8.22, значение ϑ_9 следует определять по интерполяции, при этом для $b_h/h = 1$ значение ϑ_9 следует принимать равным 100.</td></tr>
</table>

Приведенное критическое напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ для пластинки следует определять по формулам таблицы 8.23 в зависимости от критических напряжений $\sigma_{x,cr}$, за которые следует принимать действующие напряжения σ_x/m (здесь m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15.

Таблица 8.23

Марка стали	Значения $\sigma_{x,cr}$, МПа	Формулы для определения $\sigma_{x,cr,ef}$ или его значения, МПа
Ст3	До 176	$1{,}111\ \sigma_{x,cr}$
	Свыше 176 до 205	$\left(1{,}868\cdot10^{-3}-2{,}420\cdot10^{-3}\sqrt{1-1000\frac{\sigma_{x,cr}}{E}}\right)E$
	Свыше 205	385
15ХСНД 15ХСНДА 14ХГНДЦ 09Г2СД	До 186	$1{,}111\ \sigma_{x,cr}$
	Свыше 186 до 284	$\left(2{,}544\cdot10^{-3}-2{,}620\cdot10^{-3}\sqrt{1-724\frac{\sigma_{x,cr}}{E}}\right)E$
	Свыше 284	524
10ХСНД 10ХСНДА	До 206	$1{,}111\ \sigma_{x,cr}$
	Свыше 206 до 343	$\left(2{,}868\cdot10^{-3}-2{,}778\cdot10^{-3}\sqrt{1-600\frac{\sigma_{x,cr}}{E}}\right)E$
	Свыше 343	591

Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости

8.3.27 Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости, следует выполнять по теории призматических складчатых оболочек, укрепленных поперечными диафрагмами.

Допускается выполнять расчет по устойчивости пластинок, полок и стенок указанных элементов согласно приложению Пр1.

8.3.28 Устойчивость пластинок ортотропных плит допускается обеспечивать назначением отношения их толщины к ширине в соответствии с п. 8.3.26, при этом:

- для полосовых продольных ребер коэффициент α следует определять по формуле (8.55) при коэффициенте защемления ϑ_5 и свесе полки тавра b_h (рисунок 8.2 а), равном $0{,}5h_w$ при $\zeta_2 t_h \geq h_w$ или $\zeta_1 t_h$ при $\zeta_2 t_h < h_w$;
- для участка листа ортотропной плиты между соседними продольными полосовыми ребрами коэффициент α следует определять по формуле (8.56) при коэффициенте защемления ϑ_7, высоте стенки h_w, равной расстоянию между продольными ребрами, и свесе полки b_h, равном высоте продольного ребра (рисунок 8.2 б), но не более $\zeta_1 t_h$; здесь ζ_1 и ζ_2 – коэффициенты, определяемые по п. 8.3.36.

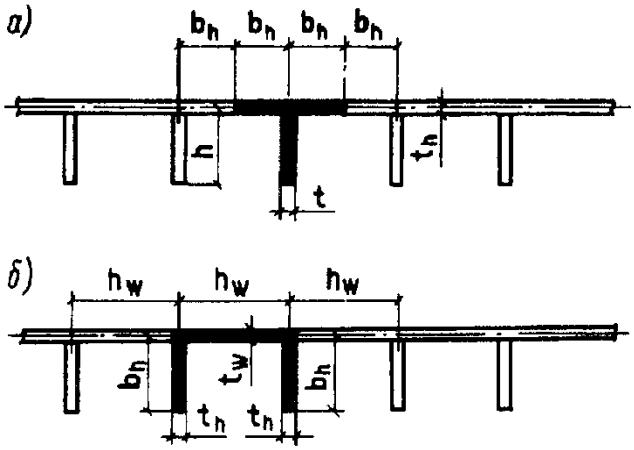


Рисунок 8.2 - Схемы расчетных сечений пластинок ортотропных плит.

Расчетные длины

8.3.29 Расчетные длины l_{ef} элементов главных ферм, за исключением элементов перекрестной решетки, следует принимать по таблице 8.24.

Таблица 8.24

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_{cf}		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек*	прочих элементов решетки
1 В плоскости фермы	l	l	$0{,}8l$
2 В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)	l_1	l_1	l_1
В таблице 8.24 обозначено: l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы; l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы. * Расчетную длину опорных раскосов и опорных стоек у промежуточных опор неразрезных пролетных строений принимают как для прочих элементов решетки.			

8.3.30 Расчетную длину l_{ef} элемента, по длине которого действуют разные сжимающие усилия N_1 и N_2 (причем $N_1 > N_2$), из плоскости фермы (с треугольной решеткой со шпренгелем или полураскосной и т.п.) следует вычислять по формуле

$$l_{ef} = l_1\left(0{,}75 + 0{,}25\frac{N_2}{N_1}\right), \qquad (8.58)$$

где l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Расчет по устойчивости в этом случае следует выполнять на усилие N_1.

Применение формулы (8.58) допускается при растягивающей силе N_2, в этом случае значение N_2 следует принимать со знаком "минус", а $l_{ef} \geq 0{,}5\, l_1$.

8.3.31 Расчетные длины l_{ef} элементов перекрестной решетки главной фермы следует принимать:

- в плоскости фермы – равными 0,8 l, где l – расстояние от центра узла фермы до точки их пересечения;
- из плоскости фермы:
  - для сжатых элементов – по таблице 8.25;
  - для растянутых элементов – равными полной геометрической длине элемента ($l_{ef} = l_1$, где l_1 см. таблицу 8.24).

Таблица 8.25

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Расчетная длина l_{ef} из плоскости фермы при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
Оба элемента не прерываются	l	0,7 l_1	l_1
Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фасонкой:			
- рассматриваемый элемент не прерывается	0,7 l_1	l_1	1,4 l_1
- рассматриваемый элемент прерывается и перекрывается фасонкой	0,7 l_1	–	–

8.3.32 При проверке общей устойчивости балки расчетную длину сжатого пояса следует принимать равной:

- расстоянию между узлами фермы продольных связей – при наличии продольных связей в зоне верхних и нижних поясов и поперечных связей в опорных сечениях;
- расстоянию между фермами поперечных связей – при наличии продольных связей только в зоне растянутых поясов, при этом фермы поперечных связей должны быть центрированы с узлами продольных связей, а гибкость поясов указанных ферм не должна превышать 100;
- пролету балки – при отсутствии в пролете продольных и поперечных связей;
- расстоянию от конца консоли до ближайшей плоскости поперечных связей за опорным сечением консоли – при монтаже пролетного строения внавес или продольной надвижкой.

8.3.33 Расчетную длину l_{ef} сжатого пояса главной балки или фермы "открытого" пролетного строения, не имеющего продольных связей по этому поясу, следует определять, как правило, из расчета по устойчивости стержня на упругих опорах, сжатого переменной по длине продольной силой.

Допускается определять указанную расчетную длину по формуле

$$l_{ef} = \mu l, \qquad (8.59)$$

где l – длина пояса, равная расчетному пролету для балок и ферм с параллельными поясами, полной длине пояса для балок с криволинейным верхним поясом и ферм с полигональным верхним поясом;

μ – коэффициент расчетной длины.

Коэффициент расчетной длины μ для поясов балок и ферм с параллельными поясами, а также для фермы с полигональным или балки с криволинейным верхним поясом следует определять по таблице 8.26, при этом наибольшее перемещение δ следует принимать для рамы, расположенной посредине пролета.

Таблица 8.26

ξ	Коэффициент μ	ξ	Коэффициент μ
0	0,696	150	0,268
5	0,524	200	0,246
10	0,443	300	0,225
15	0,396	500	0,204
30	0,353	1000	0,174
60	0,321	Св. 1000	$0{,}174\sqrt[4]{\frac{1000}{\xi}}$
100	0,290		

В таблице 8.26 обозначено:

$$\xi = \frac{l^4}{16 d \delta E I_m},$$

где d – расстояние между рамами, закрепляющими пояс от поперечных горизонтальных перемещений;

δ – наибольшее горизонтальное перемещение узла-рамы (исключая опорные рамы) от силы $F = 1$;

I_m – среднее (по длине пролета) значение момента инерции сжатого пояса балки (фермы) относительно вертикальной оси.

Примечания

1) Если полученная по данным таблицы 8.26 расчетная длина $l_{ef} < 1{,}3d$, то ее определяют из расчета по устойчивости стержня на упругих опорах.

2) Для промежуточных значений ξ коэффициент μ определяют по линейной интерполяции.

8.3.34 Расчет арок по устойчивости выполняется на компьютере с учетом совместной работы арок и элементов проезжей части и поддерживающих ее элементов.

При проверке общей устойчивости арки сплошного постоянного сечения допускается определять расчетную длину l_{ef} в ее плоскости по формуле

$$l_{ef} = \pi \sqrt{\frac{8\alpha}{\zeta}} l, \qquad (8.60)$$

где l – длина пролета арки;

$\alpha = f / l$ - коэффициент (здесь f – стрела подъема арки);

ζ – коэффициент, принимаемый по таблице 8.27.

Значение ζ для двухшарнирной арки переменного сечения при изменении ее момента инерции в пределах ± 10 % среднего его значения по длине пролета допускается определять по позиции 4 таблицы 8.27, принимая при этом EI_{bog} в четверти пролета.

Во всех случаях расчетная длина l_{ef} арки в ее плоскости должна быть не менее расстояния между узлами прикрепления стоек или подвесок.

Таблица 8.27

Тип арки	Коэффициент ζ
1 Двухшарнирная, с ездой понизу с гибкой затяжкой*, соединенной с аркой подвесками	$\zeta = 2\zeta_1$
2 Бесшарнирная	$\zeta = 2\,\zeta_1 + \alpha\,\zeta_2$
3 Трехшарнирная	Меньшее из $\zeta = \zeta_1$ и $\zeta = \zeta_2$
4 Двухшарнирная с неразрезной балкой жесткости, соединенной с аркой стойками	$\zeta = \zeta_1 + (0{,}95+0{,}7\,\alpha^2)\,\beta\,\zeta_2$

В таблице 8.27 обозначено:

ζ_1, ζ_2 – коэффициенты, принимаемые по таблице 8.28;

α – см. формулу (8.60);

$\beta = \dfrac{EI_{bal}}{EI_{bog}}$;

где I_{bal} и I_{bog} – моменты инерции сечений соответственно балки жесткости и арки.

* При отношении жесткостей затяжки и арки, большем 0,8, расчетная длина арки определяется как для двухшарнирной арки с неразрезной балкой жесткости, соединенной с аркой стойками.

Таблица 8.28

α	Коэффициенты		α	Коэффициенты	
	ζ_1	ζ_2		ζ_1	ζ_2
0,1	28,5	22,5	0,5	36,8	44,0
0,2	45,4	39,6	0,6	30,5	—
0,3	46,5	47,3	0,8	20,0	—
0,4	43,9	49,2	1,0	14,1	—

П р и м е ч а н и е – Для промежуточных значений α коэффициенты ζ_1 и ζ_2, определяют по линейной интерполяции.

8.3.35 Расчетную длину l_{ef} элементов продольных и поперечных связей с любой решеткой, кроме крестовой, следует принимать равной:

- в плоскости связей – расстоянию l_2 между центрами прикреплений элементов связей к главным фермам или балкам, а также балкам проезжей части;
- из плоскости связей – расстоянию l_3 между точками пересечения оси элемента связей с осями крайних рядов болтов прикрепления фасонок связей к главным фермам или балкам, а также балкам проезжей части.

Расчетную длину l_{ef} перекрещивающихся элементов связей следует принимать:

- в плоскости связей – равной расстоянию от центра прикрепления элемента связей к главной ферме или балке, а также балке проезжей части, – до точки пересечения осей связей;
- из плоскости связей: для растянутых элементов – равной l_3; для сжатых элементов – по таблице 8.25, принимая при этом за l расстояние от точки пересечения оси элемента связей с осью крайнего ряда болтов прикрепления фасонок связей до точки пересечения осей элементов связей, за l_1 – расстояние l_3.

Для элементов связей с любой решеткой, кроме крестовой, из одиночных уголков расчетную длину l_{ef} следует принимать равной расстоянию l между крайними болтами

прикреплений их концов. При крестовой решетке связей l_{ef} = 0,6l. Радиус инерции сечений следует принимать минимальный ($i = i_{min}$).

8.3.36 В сплошностенчатых балках расчетную длину l_{ef} опорных стоек, состоящих из одного или нескольких опорных ребер жесткости и примыкающих к ним участков стенки, следует определять по формуле

$$l_{ef} = \mu l_c, \tag{8.61}$$

где μ – коэффициент расчетной длины;

l_c – длина опорной стойки балки, равная расстоянию от верха домкратной балки до верхнего пояса или до ближайшего узла поперечных связей.

Коэффициент расчетной длины μ опорной стойки следует определять по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0{,}56}{n + 0{,}14}}, \tag{8.62}$$

где $n = \frac{l_c}{I_c} \cdot \frac{I_r}{l_r}$,

где I_c – момент инерции сечения опорной стойки относительно оси, совпадающей с плоскостью стенки;

I_r, l_r – соответственно момент инерции сечения и длина распорки поперечных связей; в "открытых" пролетных строениях в формуле (8.62) следует принимать n = 0.

При определении площади, момента инерции и радиуса инерции опорной стойки с одним ребром жесткости в состав ее сечения следует включать, кроме опорного ребра жесткости, примыкающие к нему участки стенки шириной $b_1 = \zeta_1 t$ (здесь t – толщина сечения, ζ_1 – коэффициент, принимаемый по таблице 8.29).

Таблица 8.29

Марка стали	Значение коэффициента ζ_1
Ст3	14
15ХСНД; 15ХСНДА; 14ХГНДЦ; 09Г2СД	12
10ХСНД; 10ХСНДА	11,5

Таблица 8.30

Марка стали	Значение коэффициента ζ_2
Ст3	44
15ХСНД; 15ХСНДА; 14ХГНДЦ; 09Г2СД	38
10ХСНД; 10ХСНДА	36

При определении площади, момента инерции и радиуса инерции опорной стойки с несколькими ребрами жесткости при расстояниях между ними $b_2 = \zeta_2 t$ (здесь ζ_2 – коэффициент, принимаемый по таблице 8.30) в состав ее сечения следует включать все указанные ребра жесткости, участки стенки между ними, а также примыкающие с внешней стороны к крайним ребрам жесткости участки стенки шириной $b_1 = \zeta_1 t$, где ζ_1 следует принимать по таблице 8.29.

Предельная гибкость стержневых элементов

8.3.37 Гибкость стержневых элементов не должна превышать значений, приведенных в таблице 8.31.

Таблица 8.31

Элементы конструкций	Предельная гибкость стержневых элементов
Сжатые и сжато-растянутые элементы главных ферм; стойки опор; растянутые элементы поясов главных ферм	100
Растянутые элементы главных ферм, кроме поясов; элементы, служащие для уменьшения расчетной длины l_{ef}	150
Элементы продольных связей главных ферм и продольных балок, а также тормозных связей - сжатые - растянутые	 130 130
Элементы поперечных связей: - на опоре - в пролете	 130 150
Пояса ферм поперечных связей, в уровне которых отсутствуют продольные связи, или плита, объединенная с поясами главных балок для совместной работы	100
Ветви составного элемента - сжатого или сжато-растянутого - растянутого	 40 50

Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений

8.3.38 В расчетах по выносливости, как правило, следует учитывать пространственный характер работы конструкций.

Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений (кроме канатов) следует выполнять по формулам:

$$\sigma_{\max,ef} \le \gamma_w R_y m; \quad (8.63)$$

$$\tau_{\max,ef} \le 0{,}75\gamma_w R_y m \quad (8.64)$$

где $\sigma_{max,ef}$ – абсолютное наибольшее нормальное напряжение (растягивающее – положительное);

$\tau_{max,ef}$ – абсолютное наибольшее скалывающее напряжение при расчете угловых швов на срез (его направление принимается за положительное);

γ_w – коэффициент;

m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15.

Напряжения $\sigma_{max,ef}$ и $\tau_{max,ef}$ следует определять соответственно по формулам таблицы 8.32 и формулам (8.85) – (8.96) от нагрузок, указанных в разделе 6.6.

Коэффициент γ_w следует определять по формуле

$$\gamma_w = \frac{1}{\zeta\vartheta\left[\left(\alpha\beta \pm \delta\right) - \left(\alpha\beta \mp \delta\right)\rho\right]} \le 1, \qquad (8.65)$$

где ζ – коэффициент, равный 1,0;

ϑ – коэффициент, зависящий от длины загружения λ линии влияния при определении σ_{max};

α, δ – коэффициенты, учитывающие марку стали и нестационарность режима нагруженности;

β – эффективный коэффициент концентрации напряжений, принимаемый по таблице Пр2.1 приложения Пр2;

ρ – коэффициент асимметрии цикла переменных напряжений.

Коэффициент ρ следует определять по формулам:

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}; \qquad (8.66)$$

$$\rho = \frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}}, \qquad (8.67)$$

где σ_{max}, σ_{min}, τ_{max}, τ_{min} – наименьшие и наибольшие по абсолютной величине значения напряжений со своими знаками, определяемые в том же сечении, по тем же формулам, что и $\sigma_{max,ef}$ и $\tau_{max,ef}$; при этом следует принимать æ$_3$ = 1,0.

Таблица 8.32

Напряженное состояние	Формулы для определения $\sigma_{max,\,ef}$
Растяжение или сжатие	$\frac{N}{A_n}$
Изгиб в одной из главных плоскостей	$\frac{M}{æ_3 W_n}$
Растяжение или сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M}{æ_3 W_n}$
Изгиб в двух главных плоскостях	$\frac{M_x y}{æ_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{æ_3 I_{y,n}}$
Растяжение или сжатие с изгибом в двух главных плоскостях	$\frac{N}{A_n} \pm \left(\frac{M_x y}{æ_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{æ_3 I_{y,n}} \right)$

В таблице 8.32 обозначено:

M, M_x, M_y – приведенные изгибающие моменты в рассматриваемом сечении, определяемые согласно п. 8.3.9;

æ$_3$ – коэффициент, принимаемый равным 1,05.

Примечание – При расчете элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах в формулы таблицы 8.32 подставляются характеристики сечения брутто.

В формуле (8.65) верхние знаки в скобках следует принимать при расчете по формуле (8.63), если $\sigma_{max} > 0$, и всегда – при расчете по формуле (8.64).

Коэффициенты α и δ следует принимать по таблице 8.33.

Таблица 8.33

Марка стали	Значения коэффициентов	
	α	δ
Ст3	0,64	0,20
15ХСНД;15ХСНДА; 14ХГНДЦ; 09Г2СД	0,72	0,24
10ХСНД; 10ХСНДА	0,81	0,20

При вычислении коэффициентов γ_w для сварных швов принимаются те же значения коэффициентов α и δ, что и для металла элемента.

Коэффициент ϑ следует принимать равным:

$$\begin{aligned} &при\ \lambda \geq 22м \quad \vartheta = 1; \\ &при\ \lambda < 22м \quad \vartheta = \nu - \xi\lambda, \end{aligned} \tag{8.68}$$

где ν, ξ - следует принимать по таблице 8.34.

Таблица 8.34

Эффективный коэффициент концентрации напряжений β	Значения коэффициентов ν и ξ для классов прочности стали			
	С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005		С325-С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009	
	ν	ξ	ν	ξ
1,0	1,45	0,0205	1,65	0,0295
1,1	1,48	0,0218	1,69	0,0315
1,2	1,51	0,0232	1,74	0,0335
1,3	1,54	0,0245	1,79	0,0355
1,4	1,57	0,0258	1,83	0,0375
1.5	1.60	0,0271	1,87	0,0395
1.6	1,63	0.0285	1,91	0,0415
1,7	1,66	0,0298	1,96	0,0436
1,8	1,69	0,0311	2,00	0,0455
1.9	1,71	0,0325	2,04	0,0475
2.0	1,74	0,0338	2,09	0,0495
2.2	1,80	0,0364	2,18	0,0536
2.3	1,83	0,0377	2,23	0,0556
2,4	1,86	0.0390	2,27	0,0576
2,5	1,89	0,0404	2.31	0,0596
2,6	1,92	0,0417	2,36	0,0616
2,7	1,95	0,0430	2,40	0,0636
3,1	2,07	0,0483	2,57	0.0716
3,2	2,10	0,0496	2,62	0,0737
3,4	2,15	0,0523	2,71	0,0777
3,5	-	-	2,75	0,0797
3,7	-	-	2,84	0,0837
4,4	-	-	3,15	0,0977

8.3.39 Расчет канатов на выносливость следует выполнять по формуле

$$\sigma_{max} \le m_1 \gamma_{ws} R_{dh} m, \qquad (8.69)$$

где m_1 – коэффициент условий работы каната при расчете на выносливость, равный:
- для гибких несущих элементов вантовых мостов без индивидуального регулирования усилий в канатах – 0,83;
- для напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций и гибких несущих элементов вантовых мостов при индивидуальном регулировании усилий в канатах, в том числе по величине стрелы прогиба при монтаже канатов, – 1,0;

R_{dh} – расчетное сопротивление канатов, определяемое по п. 8.3.14;

γ_{ws} – коэффициент, учитывающий переменность напряжений и определяемый по формуле

$$\gamma_{ws} = \frac{0{,}15}{\zeta\vartheta\left[\left(0{,}884\beta_s - 0{,}387\right) - \left(0{,}884\beta_s - 0{,}455\right)\rho\right]} \le 1, \qquad (8.70)$$

где ζ, ϑ, ρ – коэффициенты, принимаемые согласно п. 8.3.38;

β_s – эффективный коэффициент концентрации напряжений, значения которого принимаются по таблице Пр2.2 обязательного приложения Пр2;

m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15 .

Особенности расчета несущих элементов и соединений

Элементы главных ферм

8.3.40 В расчетах элементов и соединений решетчатых главных ферм по прочности при отношении высоты сечения к длине элемента свыше 1/15 следует учитывать изгибающие моменты от жесткости узлов. Это требование относится и к расчетам на выносливость элементов решетчатых главных ферм с узловыми соединениями на высокопрочных болтах; при сварных узловых соединениях расчет на выносливость следует выполнять с учетом изгибающих моментов от жесткости узлов независимо от величины отношения высоты сечения к длине элементов.

Расчет по прочности решетчатых главных ферм, имеющих в уровне проезда пояс, работающий на совместное действие осевых усилий и изгиба от внеузлового приложения нагрузки, следует выполнять с учетом жесткости узлов указанного пояса независимо от отношения высоты сечения к длине панели.

В поясах главных ферм замкнутого сечения при внеузловой передаче нагрузки от поперечных балок проезжей части следует учитывать дополнительные напряжения от кручения.

Учет жесткости остальных узлов следует выполнять, как указано выше.

Во всех указанных случаях в расчетах по прочности изгибающие моменты от жесткости узлов следует уменьшать на 20%.

Изгибающие моменты от примыкания связей или горизонтальных диафрагм с эксцентриситетом и от неполной (с учетом п. 8.3.3) центровки элементов ферм следует учитывать полностью. Это требование распространяется и на учет изгибающих моментов, возникающих в горизонтальных и наклонных элементах решетчатых главных ферм и связей от их собственного веса. При этом допускается принимать эти изгибающие моменты

распределенными по параболе с ординатами посредине длины элемента и на концах его, равными 0,6 момента для свободно опертого элемента.

8.3.41 В расчетах по устойчивости элементов решетчатых главных ферм изгибающие моменты от жесткости узлов, воздействий связей и поперечных балок допускается не учитывать.

Элементы решетчатых ферм, имеющие замкнутое коробчатое сечение с отношением размеров сторон не более двух, допускается рассчитывать на устойчивость по плоским изгибным формам относительно горизонтальной и вертикальной осей сечения.

8.3.42 Стойки, распорки, стяжки, связи и другие элементы пролетного строения, используемые для уменьшения свободной длины сжатых элементов, следует рассчитывать на сжатие и растяжение силой, равной 3% продольного усилия в сжатом элементе.

8.3.43 В арочных мостах с передачей распора на опоры продольные связи между арками следует рассчитывать как элементы балочной фермы, защемленной по концам.

В разрезных балочных пролетных строениях ветровая ферма, образованная поясами главных ферм и продольными связями, принимается разрезной балочной, подвижно-опертой в своей плоскости на порталы или опорные части. В арках и при полигональном очертании поясов ферм допускается определение усилий в поясах ветровой фермы как для плоской фермы с делением полученных результатов на косинус угла наклона данного элемента к горизонтали.

В неразрезных балочных пролетных строениях с ездой понизу ветровые фермы, образованные поясами главных ферм и продольными связями, следует рассчитывать как неразрезные балочные, считая верхнюю подвижно-опертой на упругие опоры – порталы на концевых опорах и на каждой промежуточной опоре главных ферм, а нижнюю – опертой на жесткие опоры – опорные части.

8.3.44 Элементы главных ферм и связей на изгиб от воздействия ветра допускается не рассчитывать.

Опорные порталы следует рассчитывать на воздействие реакций соответствующей ветровой фермы, при этом в нижних поясах балочных пролетных строений следует учитывать горизонтальные составляющие продольных усилий в ногах наклонных опорных порталов.

8.3.45 Пояса главных ферм и элементы решетки, примыкающие к опорному узлу, следует рассчитывать на осевую силу и изгибающий момент от передаваемых с эксцентриситетом на неподвижную опорную часть продольных сил торможения или тяги, а также на изгибающий момент от эксцентриситета реакции однокатковой опорной части относительно центра опорного узла.

Распределение изгибающих моментов между элементами опорного узла следует принимать согласно п. 8.3.3.

8.3.46 Поперечные подкрепления, образуемые в пролетных строениях коробчатого и П-образного сечений решетчатыми или сплошностенчатыми диафрагмами, а также поперечными ребрами и листами ортотропных плит и стенок балок, должны быть проверены на прочность, устойчивость и выносливость на усилия, определяемые, как правило, пространственным расчетом пролетных строений.

Допускается рассчитывать поперечные подкрепления как рамы или балки, конфигурация которых соответствует поперечнику пролетного строения, а в состав сечения кроме поперечных ребер или диафрагм – решетчатых или сплошностенчатых – входит лист общей шириной, равной 0,2 расстояния между соседними стенками главных балок, но не более расстояния между поперечными подкреплениями.

Поперечные подкрепления в опорных сечениях имеют жесткие опоры в месте расположения опорных частей. Эти подкрепления следует рассчитывать на опорные реакции, местную вертикальную нагрузку и распределенные по контуру поперечного сечения в листах стенок и ортотропных плит касательные напряжения от изгиба и кручения примыкающих к данной опоре пролетов.

Поперечные подкрепления, расположенные в пролете, в том числе в местах приложения сосредоточенных сил (например, усилий от вант), следует рассчитывать с учетом всех внешних сил и касательных напряжений в листах стенок и ортотропных плит от изгиба и кручения.

8.3.47 В расчетах на прочность и выносливость прямолинейных пролетных строений, расположенных на кривых участках пути радиусом менее 1000 м, следует учитывать усилия, возникающие при кручении пролетного строения как пространственной конструкции.

8.3.48 При многостадийном возведении конструкции прочность сечений на промежуточных стадиях монтажа следует проверять по формулам (8.4) – (8.25), принимая при этом коэффициенты æ, $æ_x$, $æ_y$, ψ, ψ_x, ψ_y равными 1,0.

8.3.49 Продольные деформации вант пролетных строений вантовых систем следует определять, принимая приведенный модуль упругости, вычисляемый по формуле

$$E_{ef} = \frac{E}{1 + \frac{E\rho^2 g^2 l^2 A^3}{24} \cdot \frac{S_1 + S_2}{S_1^2 S_2^2}}, \qquad (8.71)$$

где E – модуль упругости каната, принимаемый по таблицам 8.13 и 8.14;
ρ – плотность материала каната;
g – ускорение силы тяжести;
l – горизонтальная проекция ванты;
A – площадь поперечного сечения каната;
S_1, S_2 – соответственно начальное и конечное значения усилия в ванте – до и после приложения нагрузки, на которую выполняется расчет.

Усилия в вантах следует определять последовательными приближениями.

8.3.50 Пилоны вантовых мостов должны быть проверены по прочности и устойчивости на основе деформационных расчетов.

Гибкость пилона при проверке общей устойчивости следует определять с учетом переменной жесткости, условий его закрепления и нагружения на фундаментах и в узлах примыкания ригелей, кабелей и вант.

Для одностоечных пилонов вантово-балочных мостов следует учитывать следящий эффект от усилий в вантах.

8.3.51 Конструкции с предварительным напряжением или регулированием должны быть проверены расчетом по прочности и устойчивости на всех этапах выполнения предварительного напряжения или регулирования. При этом следует принимать коэффициенты условий работы по п. 8.2.16, коэффициенты надежности по нагрузке (более или менее 1,0) – согласно указаниям раздела 6 и вычисленные для каждого этапа напряжения суммировать. При расчетах следует учитывать в соответствии с приложением Я потери напряжений от релаксации, трения и податливости анкеров напрягаемых элементов.

Элементы проезжей части

8.3.52 Продольные балки проезжей части пролетных строений, не имеющих разрывов продольных балок (специальных узлов с продольно-подвижным опиранием их примыкающих один к другому концов), следует рассчитывать по прочности, по упругой стадии работы с учетом дополнительных усилий от их совместной работы с поясами главных ферм, при этом уменьшение усилий в поясах главных ферм допускается учитывать только при включении проезжей части в совместную работу с ними специальными горизонтальными диафрагмами.

8.3.53 При включении проезжей части в совместную работу с решетчатыми главными фермами в расчетах всех болтосварных пролетных строений независимо от порядка их монтажа уменьшение усилий в поясах главных ферм следует учитывать только по отношению к воздействию временной вертикальной нагрузки.

Учет деформации поясов при определении усилий в проезжей части следует выполнять:

- от всех нагрузок – при включении проезжей части в совместную работу с главными фермами одновременно с их монтажом;
- только от временной вертикальной нагрузки – при включении проезжей части в совместную работу с главными фермами после передачи постоянной нагрузки на главные фермы.

8.3.54 Усилия в элементах проезжей части от совместной работы с главными фермами следует определять в предположении, что в горизонтальной плоскости имеют место следующие закрепления: продольные балки к поперечным прикреплены шарнирно; пояс поперечной балки, расположенный в уровне связей, прикреплен к поясам главных ферм жестко, а другой ее пояс - шарнирно.

Расчет по прочности сечений поперечных балок с учетом изгибающих моментов M_y в горизонтальной плоскости, возникающих от совместной работы элементов проезжей части с поясами главных ферм, следует выполнять по формулам (8.10) – (8.17), принимая M_y уменьшенными на 20%.

В расчетах по прочности элементов проезжей части с плитным безбалластным полотном необходимо учитывать усилия в них от включения плит в совместную работу с продольными балками.

8.3.55 Усилия в продольных балках с накладками ("рыбками") по верхнему поясу или по обоим поясам в сопряжении с поперечными балками следует определять с учетом неразрезности балок и упругой податливости опор. Распределение осевого усилия и

изгибающего момента между прикреплениями поясов и стенки продольной балки следует осуществлять с учетом их податливости.

8.3.56 Продольные балки решетчатых пролетных строений с проезжей частью, не включенной в совместную работу с главными фермами, допускается, независимо от конструктивного оформления прикрепления их поясов в месте примыкания к поперечным балкам, рассчитывать по прочности как разрезные. При этом детали прикрепления поясов и стенки балок к поперечным балкам допускается рассчитывать на 0,6 момента в середине пролета разрезной балки. При расчете указанных продольных балок на выносливость изгибающие моменты следует определять по линиям влияния неразрезной балки на упругоподатливых опорах.

8.3.57 Поперечные балки решетчатых пролетных строений следует рассчитывать как элементы рам, образованных поперечной балкой и примыкающими к узловым фасонкам элементами главных ферм.

Опорные сечения поперечных балок, подвесок, стоек (а при отсутствии подвесок или стоек – и раскосов главных ферм) следует проверять на изгибающие моменты, возникающие в элементах рам, образованных указанными элементами, вследствие изгиба поперечных балок под воздействием вертикальных нагрузок.

Изгибающие моменты в элементах замкнутых поперечных рам для однопутных пролетных строений допускается определять по формулам:

а) опорный изгибающий момент в поперечной балке

$$M_{st} = \frac{Fa(B-a)}{B} \cdot \frac{1}{1+\frac{H}{2B} \cdot \frac{I_{bal}}{I_c + I_t \frac{C}{E} \cdot \frac{H}{2l_m}}}; \qquad (8.72)$$

б) изгибающий момент в подвеске или стойке:

- у края прикрепления поперечной балки

$$M_c = M_{st} \frac{I_c}{I_c + I_t \frac{G}{E} \cdot \frac{H}{2l_m}}; \qquad (8.73)$$

- в уровне центра ближайшего к поперечной балке узла поперечных связей, а при их отсутствии – центра противоположного пояса главной фермы

$$M_{c1} = -0{,}5\, M_c \qquad (8.74)$$

В формулах (8.72) и (8.73):

F – опорная реакция поперечной балки
a – расстояние между осью сечения пояса главной фермы и осью сечения продольной балки;
B – расстояние между осями поясов главных ферм;
l_m – длина панели главной фермы (расстояние между поперечными балками);
H – расчетная длина подвески или стойки из плоскости фермы;
I_{bal} – момент инерции сечения брутто поперечной балки в середине ее длины;
I_c – момент инерции сечения брутто подвески или стойки относительно оси, параллельной плоскости главной фермы;

I_t – момент инерции чистого кручения пояса фермы, примыкающего к поперечной балке.

8.3.58 В открытых пролетных строениях с ездой понизу поперечные рамы следует рассчитывать на условные горизонтальные силы, приложенные на уровне центра тяжести сечения пояса и равные 2% продольного усилия в сжатом поясе балки или фермы.

8.3.59 Усилия в элементах проезжей части со стальными ортотропными плитами следует определять, применяя пространственные расчетные схемы с дискретным расположением поперечных ребер и учитывая совместную работу плит с главными фермами (балками).

Расчет элементов ортотропной плиты по прочности и устойчивости следует выполнять по приложению Пр3, на выносливость – с использованием коэффициентов β по приложению Пр2.

Элементы связей

8.3.60 Усилия в элементах продольных связей с крестовой, ромбической и треугольной решетками от деформации поясов главных ферм или балок следует определять от вертикальной нагрузки, которая воздействует после включения их в работу.

Усилия в элементах продольных связей, не соединенных с продольными балками или соединенных при наличии разрывов в них (п. 8.3.52), допускается определять по формулам:

- в раскосе крестовой решетки, когда распоркой связей является поперечная изгибаемая балка,

$$N_d = A_d\,(\sigma_f \cos^2\alpha + \sigma_{mf} \sin^2\alpha); \tag{8.75}$$

- в других раскосах крестовой решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2\alpha}{1 + 2\dfrac{A_d}{A_c}\sin^3\alpha}; \tag{8.76}$$

- в раскосе ромбической решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2\alpha}{1 + 2\dfrac{A_d}{A_c}\sin^3\alpha + \dfrac{A_d}{48I}B^2\cos^3\alpha}; \tag{8.77}$$

- в раскосе треугольной решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2\alpha}{1 + 2\dfrac{A_d}{A_c}\sin^3\alpha + \dfrac{A_d}{12I}B^2\cos^3\alpha}; \tag{8.78}$$

- в распорке связей с любой решеткой

$$N_c = (N_{d,lin} + N_{d,rec}) \sin\alpha. \tag{8.79}$$

В формулах (8.75) – (8.79):

N_d, N_c – усилия соответственно в раскосе и распорке связей;

$N_{d,lin}$, $N_{d,rec}$ – усилия в раскосе соответственно с левой и правой сторон от распорки;

σ_f – нормальное напряжение в поясе главной фермы;

σ_{mf} – средние (вычисленные с учетом неравномерности распределения изгибающих моментов по длине балки) напряжения в нижнем поясе поперечной балки;

A_d, A_c – площадь сечения соответственно раскоса и распорки связей; в случае, когда распоркой является поперечная изгибаемая балка, в формулах (8.75) – (8.78) следует принимать $A_c = \infty$;

I – момент инерции пояса главной фермы относительно вертикальной оси;

α – угол между раскосом связей и поясом главной фермы.

В формулах (8.75) – (8.78) при определении усилий в элементах связей балок со сплошной стенкой вместо σ_f следует принимать напряжение σ_w в стенке главной балки, вычисленное по площади брутто на уровне расположения плоскостей связей. В формуле (8.75) вместо σ_{mf} следует принимать среднее напряжение σ_{mw} в стенке поперечной балки на уровне расположения плоскости связей, вычисленное так же, как и σ_{mf}.

Усилия в элементах продольных связей с полураскосной решеткой от вертикальной нагрузки допускается не учитывать.

8.3.61 Уменьшение усилий в поясах главных ферм за счет включения продольных связей в совместную работу в цельносварных пролетных строениях следует учитывать от всей нагрузки, действующей после постановки и закрепления продольных связей, а в болтосварных пролетных строениях – только от временной вертикальной нагрузки.

8.3.62 Расчет на прочность и выносливость поясов главных ферм с ромбической и треугольной решетками связей, а также крестовой с распорками разной жесткости, следует выполнять с учетом возникающих в поясах изгибающих моментов от деформации элементов связей и от деформации поперечных балок проезжей части независимо от вида связей.

Изгибающие моменты в поясе, действующие в плоскости связей с треугольной и ромбической решетками, следует определять по формуле

$$M_f = \frac{N_c l_m}{4}, \qquad (8.80)$$

где N_c – усилие в распорке связей;

l_m – расстояние между центрами узлов прикрепления элементов к поясу.

Расчет соединений

8.3.63 Сварные, фрикционные и болтовые соединения следует рассчитывать на передачу всех усилий, действующих в элементе конструкции, при этом, как правило, каждая часть сечения элемента (с учетом ее ослабления) должна быть прикреплена соответственно приходящемуся на нее усилию. В случае невыполнения этого условия перегрузку отдельных зон и деталей прикреплений следует учитывать введением коэффициентов условий работы, указанных в таблицах 8.15 и 8.37.

При расчете прикрепления элемента к узлу с одиночной фасонкой допускается не учитывать изгибающие моменты в плоскости, перпендикулярной плоскости фасонки.

Распределение продольного усилия, проходящего через центр тяжести соединения, следует принимать равномерным между болтами или сварными швами прикрепления.

8.3.64 Расчетную высоту сечения сварных швов следует принимать:

а) для стыковых швов:

- деталей, свариваемых с полным проплавлением, – $t_w = t_{min}$;
- деталей, свариваемых с неполным проплавлением, – $t_w = t_{w,min}$;

б) для угловых швов:

- по металлу шва – $t_f = \beta_f k_f$;
- по металлу границы сплавления – $t_z = \beta_z k_f$,

где t_{min} – наименьшая из толщин свариваемых деталей;

$t_{w,min}$ – наименьшая толщина сечения стыкового шва при сварке деталей с неполным проплавлением;

k_f – наименьший из катетов углового шва;

β_f, β_z – коэффициенты расчетных сечений угловых швов, принимаемые по таблице 8.35.

Таблица 8.35

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d, мм	Положение шва	Коэффициенты расчетных сечений угловых швов				
		Обозначения	при катетах швов k_f, мм			
			3-8	9-12	14-16	≥ 18
Автоматическая под флюсом при d = 2-5	В лодочку	β_f	1,1			0,8
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,8
		β_z	1,15	1,05		1,0
Полуавтоматическая под флюсом при d = 1,4-2	В лодочку	β_f	1,0		0,9	0,8
		β_z	1,1			1,0
	Нижнее	β_f	1,0	0,85	0,8	
		β_z	1,05	1,0		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая в смеси газов при d = 1,2-2 проволоками сплошного сечения и металлопорошковыми в смеси газов	В лодочку	β_f	0,95		0,85	0,75
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,0			
Ручная, полуавтоматическая порошковой самозащитной проволокой	Все	β_f	0,7			
		β_z	1,0			
Полуавтоматическая проволоками сплошного сечения d = 1,2-2 и металлопорошковыми проволоками в смеси газов	Потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			
Примечание - Значения коэффициентов соответствует режимам сварки, предусмотренным в СТО-ГК «Трансстрой» - 012-2007 и СТО-ГК «Трансстрой» - 005-2007.						

8.3.65 Расчет по прочности сварных стыковых соединений следует выполнять:

- при сварке деталей из сталей различного уровня прочности, а также при сварке материалами, для которых $R_{wy} < R_y$ (в этих случаях R_{wy} должно быть указано в проекте);
- при наличии выкружек или ослаблений в зоне стыка, когда

$l_w < b,$ (8.81)

или

$t_{w,min} < t$, (8.82)

$A_{w,n} < A$, (8.83)

где l_w – полная длина стыкового шва;

b, t – ширина и толщина стыкуемых деталей;

$A_{w,n}$ – площадь нетто ослабленного (например, отверстиями) сечения стыкового шва;

A – площадь брутто (или нетто) сечения стыкуемых деталей в зоне стыка.

8.3.66 Расчет по прочности сварных стыковых соединений в случае центрального растяжения или сжатия следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{t_w l_w} \le R_{wy} m, \quad (8.84)$$

где m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15.

Расчет по прочности сварных стыковых соединений в случае изгиба в одной или двух главных плоскостях, а также действия осевой силы с изгибом в одной или двух главных плоскостях следует выполнять по формулам (8.5) – (8.25), в которых геометрические параметры и коэффициенты æ, æ$_x$, æ$_y$, ψ, ψ_x, ψ_y следует вычислять для сечения стыкового соединения, принимаемого согласно п. 8.3.65, а в правой части вместо $R_y m$ и $R_s m$ подставлять соответственно величины $R_{wy} m$ и $R_{ws} m$.

8.3.67 Прочность сварных соединений с угловыми швами при действии продольных или поперечных сил следует проверять на срез (условный) по двум сечениям (рисунок 8.3):

- по металлу шва (сечение 0–1)

$$\tau = \frac{N}{t_f l_w} \le R_{wf} m; \quad (8.85)$$

- по металлу границы сплавления (сечение 0–2)

$$\tau = \frac{N}{t_z l_w} \le R_{wz} m; \quad (8.86)$$

где l_w – полная длина шва;

t_f, t_z – расчетная высота сечения шва;

m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15.

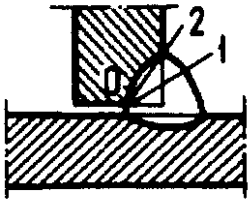


Рисунок 8.3 - Схема расчетных сечений сварного углового шва при расчете на срез

8.3.68 Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов (рисунок 8.4 а), следует выполнять для двух сечений по формулам:

- по металлу шва

$$\tau = \frac{M}{W_f} \le R_{wf} m; \tag{8.87}$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{M}{W_z} \le R_{wz} m. \tag{8.88}$$

В формулах (8.87) и (8.88):

где W_f – момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва;
W_z – то же, по металлу границы сплавления.

8.3.69 Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости расположения этих швов (рисунок 8.4 б) следует выполнять для двух сечений по формулам:

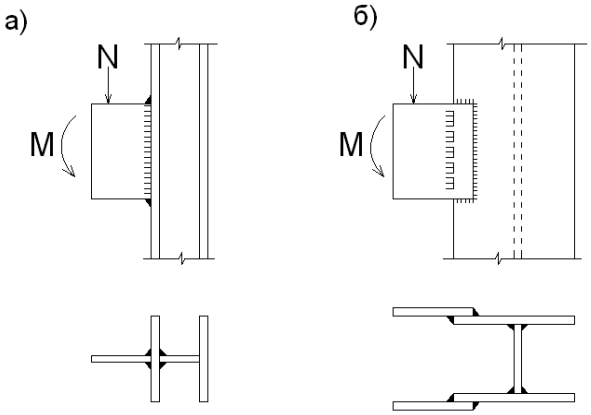
- по металлу шва

$$\tau = \frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2} \le R_{wf} m; \tag{8.89}$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{M}{I_{zx} + I_{zy}} \sqrt{x^2 + y^2} \le R_{wz} m; \tag{8.90}$$

где I_{fx}, I_{fy} – моменты инерции расчетного сечения по металлу шва относительно его главных осей;
I_{zx}, I_{zy} – то же, по металлу границы сплавления;
x, y – координаты точки шва, наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов, относительно главных осей этого сечения.



а – перпендикулярной; б – параллельной плоскости расположения швов

Рисунок 8.4 – Расположение сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости

8.3.70 Прочность сварных стыковых соединений при одновременном действии в одном и том же сечении нормальных и касательных напряжений следует проверять по формуле (8.29), в которой следует принимать: $\sigma_x = \sigma_{wx}$ и $\sigma_y = \sigma_{wy}$ – нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно перпендикулярным направлениям; $\tau_{xy} = \tau_{wxy}$ – касательное напряжение в сварном соединении; $R_y = R_{wy}$.

8.3.71 При расчете по прочности сварных соединений с угловыми швами при одновременном действии продольной и поперечной сил и момента должны быть выполнены условия:

$$\tau_f \le R_{wf} m; \tag{8.91}$$

$$\tau_z \le R_{wz} m, \tag{8.92}$$

где τ_f, τ_z – напряжения в расчетном сечении соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления, равные геометрическим суммам напряжений, вызываемых продольной и поперечной силами и моментом.

8.3.72 Расчет по прочности сварных соединений угловыми швами прикрепления листов пояса между собой и к стенке изгибаемых балок следует выполнять по формулам:

а) при отсутствии местного давления:

– по металлу шва

$$\tau = \frac{QS}{nt_f I} \le R_{wf} m; \tag{8.93}$$

– по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{QS}{nt_z I} \le R_{wz} m, \tag{8.94}$$

где n – число угловых швов;

б) при воздействии на пояс местного давления:

– по металлу шва

$$\tau = \frac{1}{nt_f}\sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \le R_{wf} m; \tag{8.95}$$

– по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{1}{nt_z}\sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \le R_{wz} m, \tag{8.96}$$

где q – давление от подвижной вертикальной нагрузки, определяемое по пп. 6.6.2.1 – 6.6.2.8 и обязательному приложению К.

8.3.73 Сварные швы, соединяющие отдельные листовые детали сечения составных сплошностенчатых сжатых элементов, следует рассчитывать на условную поперечную силу, принимаемую постоянной по всей длине элемента и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = \frac{\pi W}{l}\left(R_{yn} - \varphi R_y\right), \tag{8.97}$$

где W – момент сопротивления сечения элемента брутто в проверяемой плоскости (ослабление листовых деталей перфорациями допускается не учитывать);

l – длина составного элемента;

φ – коэффициент продольного изгиба при расчете по устойчивости элемента в проверяемой плоскости.

Те же сварные швы в сжато-изогнутых составных элементах следует рассчитывать на поперечную силу Q_1, равную сумме поперечных сил – условной Q_{fis}, определяемой по формуле (8.97), и фактической.

Если в сечении составного элемента имеются две параллельно расположенные листовые детали и более, то прикрепление каждой из них следует рассчитывать на поперечную силу Q_i, определяемую по формуле

$$Q_i = Q_1 \frac{t_i}{\sum_{I}^{n} t_i}, \tag{8.98}$$

где t_i – толщина прикрепляемой листовой детали;

n – число параллельно расположенных листовых деталей.

8.3.74 При прикреплении к узлам главных ферм составных сплошностенчатых элементов, отдельные части сечения которых непосредственно не прикрепляются к узловым фасонкам, сварные швы присоединения не прикрепляемой части сечения к прикрепляемой следует рассчитывать на передачу приходящегося на нее усилия, принимая при этом коэффициенты условий работы m равными:

- m = 0,8 – при отношении площади прикрепляемой части сечения A_v ко всей площади сечения элемента A до 0,6;
- m = 0,9 – при отношении A_v / A свыше 0,6 до 0,8;
- m = 1,0 – при отношении A_v / A свыше 0,5.

Расчетную длину сварного шва при этом следует принимать равной длине перекрытия элемента узловой фасонкой фермы.

8.3.75 Расчетное усилие N_b, которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам:

- на срез

$$N_b = R_{bs} m_{b1} A n_s, \tag{8.99}$$

- на смятие соединяемых элементов

$$N_b = R_{bp} m_{b1} d \Sigma t, \tag{8.100}$$

- на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn}, \tag{8.101}$$

где R_{bs}, R_{bp}, R_{bt} - расчетные сопротивления болтовых соединений;

d - диаметр стержня болта;

$A = \frac{\pi d^2}{4}$ - площадь сечения стержня болта

A_{bn} - площадь сечения болта нетто; для болтов с метрической резьбой значение A_{bn} следует принимать по ГОСТ Р 52643-2006;

Σt - наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

n_s - число расчетных срезов одного болта;

m_{b1} - коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по таблице 8.36.

Таблица 8.36

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения m_{b1}
Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах:	
- повышенной точности	1,0
- нормальной и грубой точности	0,9

8.3.76 Число n болтов в соединении при действии продольной силы N, проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{m_b m N_{b,\min}}, \tag{8.102}$$

где $N_{b,\min}$ - меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленных по формулам (8.99) и (8.100);

m, m_b - коэффициенты условий работы, принимаемые соответственно по таблицам 8.15 и 8.37.

Таблица 8.37

Характеристика стыка или прикрепления	Коэффициент условий работы m_b болтов
Стык элемента или его ветви, все части сечения которых перекрыты односторонними накладками	0,9
Стык элемента или его ветви с двухсторонними накладками при наличии части сечения, непосредственно неперекрытой	0,9
Прикрепление элемента в узле одиночной фасонкой	0,9
Прикрепление части сечения через:	
- один лист	0,9
- два листа и более	0,8
- прокладку, прикрепленную за пределами соединения не менее чем на 1/4 полного усилия, которое может быть воспринято ее сечением	0,9
Прикрепление выступающей полки швеллера, уголка или горизонтального листа коробчатого сечения угловым коротышом	0,7

8.3.77 При действии в плоскости соединения изгибающего момента распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

8.3.78 Болты, работающие на срез от одновременного действия продольной силы и момента, следует проверять на усилие, определяемое как равнодействующее усилий, найденных отдельно от продольной силы и момента.

8.3.79 Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, допускается проверять отдельно на срез и на растяжение.

8.3.80 Болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам:

- при отсутствии местного давления

$$\alpha \frac{QS}{I} \leq N_{b,\min} m; \tag{8.103}$$

- при воздействии на пояс местного давления q

$$\alpha \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq N_{b,min} m, \tag{8.104}$$

где a – шаг поясных болтов;

$N_{b,min}$ – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, определяемых по п. 8.3.75;
S – статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси;
I – момент инерции сечения брутто балки относительно нейтральной оси;
m – коэффициент условий работы, определяемый по таблице 8.15.

8.3.81 Расчетное усилие Q_{bh}, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (одним болтоконтактом), следует определять по формуле

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}}, \qquad (8.105)$$

где P - усилие натяжения высокопрочного болта;
μ - коэффициент трения, принимаемый по таблице 8.12;
γ_{bh} - коэффициент надежности, принимаемый по таблице 8.38.

Таблица 8.38

Число высокопрочных болтов в соединении	Значения коэффициента надежности γ_{bh} при обработке контактных поверхностей* способом					
	Пескоструйным или дробеструйным	Дробеструйным с нанесением фрикционного грунта или клеефрикционного покрытия	Газоплазменным	Стальными щетками	Дробеметным	Дробеметным с газоплазменным нагревом поверхности металла в зоне отверстия до 250 - 300°С
2 - 4	1,568	1,250	1,956	2,514	1,441	1,396
5 - 19	1,362	1,157	1,576	1,848	1,321	1,290
20	1,184	1,068	1,291	1,411	1,208	1,189
* Число обрабатываемых контактных поверхностей (одна или обе) следует принимать по таблице 8.12.						

Усилие натяжения P высокопрочного болта следует определять по формуле

$$P = R_{bh}A_{bn}m_{bh}, \qquad (8.106)$$

где R_{bh} - расчетное сопротивление высокопрочного болта растяжению, определяемое по формуле (8.2);
m_{bh} - коэффициент условий работы высокопрочных болтов при натяжении их крутящим моментом, равный 0,95.

8.3.82 Число n высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы N, проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{mQ_{bh}n_s}, \qquad (8.107)$$

где m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15;
Q_{bh} – расчетное усилие на один болтоконтакт, определяемое по формуле (8.105);
n_s – число контактов в соединении.

8.3.83 При действии в плоскости соединения изгибающего момента или продольной силы с изгибающим моментом усилие, приходящееся на рассматриваемый высокопрочный болт, следует определять согласно указаниям пп. 8.3.77 и 8.3.78.

8.3.84 Высокопрочные болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам:

- при отсутствии местного давления

$$\alpha \frac{QS}{I} \le n_s Q_{bh} m; \tag{8.108}$$

- при воздействии на пояс местного давления q

$$\alpha \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \le n_s Q_{bh} m, \tag{8.109}$$

где n_s – число контактов в соединении;

Q_{bh} – расчетное усилие, воспринимаемое одним болтоконтактом и определяемое по формуле (8.105);

- остальные обозначения те же, что и в пункте 8.3.80.

8.3.85 В случае, если совместная работа проезжей части и поясов главных ферм обеспечивается специальными горизонтальными диафрагмами, расчет прикрепления продольных балок к поперечным следует выполнять на поперечную силу и момент с учетом требований п. 8.3.55; при этом усилия в болтах, прикрепляющих вертикальные уголки к стенке поперечной балки, необходимо определять как для фланцевых соединений.

Расчет болтовых и фрикционных соединений прикреплений балок проезжей части пролетных строений с решетчатыми главными фермами допускается выполнять только на поперечную силу, вводя дополнительный коэффициент условий работы m_b согласно таблице 8.39.

Таблица 8.39

Характеристика прикрепления и места расположения болтов	Особенности конструкции узла	Коэффициент условий работы m_b
Во всех пролетных строениях		
Вертикальные уголки прикрепления поперечной балки к узлу решетчатой главной фермы:		
- болты в полках уголков, прикрепляемых к ферме	Конструкция не способна воспринимать опорный момент	0,85
	Конструкция способна воспринимать опорный момент	0,9
- то же, к поперечной балке	Независимо от конструкции	0,9
Совместная работа проезжей части и поясов главных ферм не обеспечивается		
Вертикальные уголки прикрепления продольной балки к поперечной:		
- болты в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке	Конструкция не способна воспринимать опорный момент	0,7
	Конструкция способна воспринимать опорный момент	0,9
- то же, к продольной балке	Независимо от конструкции	0,9

8.3.86 Расчет по прочности стыковых накладок растянутых элементов ферм и поясов сплошных балок следует выполнять с введением для накладок коэффициента условий работы $m = 0{,}6$.

8.3.87 Листы узловых фасонок следует проверять на прочность прикрепления растянутых и сжатых элементов по контуру, соединяющему центры отверстий периферийных болтов прикрепления указанных элементов, по формуле

$$N \le 0{,}675\, tR_y m \Sigma(0{,}212\alpha_i + 1)\, l_i\,, \tag{8.110}$$

где N – продольное усилие в элементе;
t – толщина узловой фасонки;
m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15;
l_i – длина i-го участка проверяемого контура узловой фасонки;
α_i – угол между направлением i-го участка проверяемого контура и осью элемента ($0 \le \alpha_i \le \pi/2$), рад.

8.3.88 Прочность узловых болтов-шарниров допускается проверять в предположении работы болта на изгиб как свободно лежащей балки, нагруженной сосредоточенными силами по оси пакетов, соприкасающихся с болтом, принимая расчетные сопротивления по таблице 8.3.

Расчет соединительных планок и перфорированных листов

8.3.89 Соединительные планки или перфорированные листы сквозных сжатых элементов следует рассчитывать на условную поперечную силу Q_{fic}, принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле:

$$Q_{fic} = \frac{\alpha N}{\varphi}, \tag{8.111}$$

где N – продольное усилие сжатия в элементе;
φ – коэффициент продольного изгиба при проверке устойчивости элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов, принимаемый по таблицам Я.1-Я.3 обязательного приложения Я в зависимости от приведенного относительного эксцентриситета e_{ef};
α – коэффициент, принимаемый равным $0{,}024 - 0{,}00007\lambda$, но не более 0,017 для сталей марок 15ХСНД, 15ХСНДА, 14ХГНДЦ, 09Г2СД и 0,018 для сталей марок 10ХСНД и 10ХСНДА;
здесь λ – гибкость элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов.

Соединительные планки и перфорированные листы сквозных сжато-изогнутых элементов следует рассчитывать на поперечную силу, равную сумме фактической поперечной силы при изгибе и условной Q_{fic}, определяемой по формуле (8.111).

При расположении соединительных элементов в нескольких параллельных плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой выполняется проверка устойчивости, поперечную силу Q следует распределять:

- при соединительных планках или перфорированных листах, а также в случае их сочетания – поровну между всеми плоскостями планок и перфорированных листов;
- при сплошном листе (пакете) и соединительных планках или перфорированных листах – на сплошной лист (пакет) принимать часть поперечной силы, равную Q_{bl} и определяемую по формуле:

$$Q_{bl} = Q\frac{A_{bl,ef}}{A_{ef}}, \qquad (8.112)$$

где A_{ef} – площадь сечения брутто сквозного элемента, равная Σbt_{ef}; здесь b и t_{ef} определяются по п. 8.3.18;

$A_{bl,ef}$ – часть сечения элемента, работающая вместе со сплошным листом и равная $A_{bl} + 2t_{\nu}\zeta_1$

здесь A_{bl} – площадь сечения сплошного листа; t_{ν} – толщина вертикального листа или пакета; ζ_1 – коэффициент, принимаемый по п. 8.3.36.

Соединительные планки и перфорированные листы в промежутках между отверстиями перфорации следует рассчитывать на приходящуюся на них часть поперечной силы Q как элементы безраскосных ферм.

Расчет опорных частей

8.3.90 Элементы опорных частей (катки, балансиры, плиты), как правило, следует рассчитывать как конструкции на упругом основании.

Допускается определять усилия в верхних балансирах всех опорных частей, в нижних балансирах неподвижных опорных частей в предположении равномерного распределения нагрузки по площади опирания.

8.3.91 При расчете опорных частей должны быть учтены указания пп. 6.6.2.17-6.6.2.22 и 6.6.3.7-6.6.3.10, а для подвижных опорных частей следует учитывать также эксцентриситеты передачи давления, равные продольным перемещениям катков, секторов и балансиров от нормативных нагрузок и воздействий.

Продольные перемещения подвижных опорных частей следует определять от постоянной нагрузки, временной вертикальной нагрузки с динамическим коэффициентом, деформации опор и их оснований, а также от температуры согласно п. 6.6.3.1-6.6.3.6.

Горизонтальные реакции на неподвижные и линейно-подвижные опорные части (устройства) следует определять в предположении одновременного включения их в работу.

При расположении на одной опоре двух и более опорных частей (устройств), ограничивающих продольные перемещения пролетного строения, следует учитывать эффект «защемления» торца пролетного строения по углу поворота, вызывающий дополнительные продольные реакции и усилия в элементах конструкции. Среди прочих нагрузок и их сочетаний следует учитывать перепад температуры между крайними главными балками (фермами) в размере 15^0С. При определении реакций от эффекта «защемления», как правило, следует учитывать податливость опоры и основания.

8.3.92 Заделку анкерного болта следует рассчитывать в соответствии с указаниями СП 52-101-2003 с введением при этом коэффициента условий работы m = 0,7.

8.3.93 Расчет на смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опорных частей (при центральном угле касания поверхностей, равном или большем 90°) следует выполнять по формуле

$$\frac{F}{1{,}25rl} \le R_{lp}m. \qquad (8.113)$$

Расчет на диаметральное сжатие катков следует выполнять по формуле

$$\frac{F_1}{2rl} \le R_{cd} m. \qquad (8.114)$$

В формулах (8.113) и (8.114):

где F – давление на опорную часть;
F_1 – давление на один наиболее нагруженный каток;
r – радиус кривизны поверхности катка или шарнира;
l – длина катка или шарнира;
m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15
R_{lp}, R_{cd} – расчетные сопротивления соответственно местному смятию при плотном касании и диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемые согласно требованиям п. 8.2.6.

8.4 Конструирование

Общие положения

8.4.1 При проектировании стальных конструкций необходимо:

- учитывать способы монтажа;
- разделять конструкции на отправочные элементы из условий выполнения максимального объема работ на заводах-изготовителях с учетом грузоподъемности и габаритов транспортных средств и условий строительства;
- предусматривать связи, обеспечивающие в процессе транспортирования, монтажа и эксплуатации устойчивость и пространственную неизменяемость конструкции в целом, ее частей и элементов;
- осуществлять унификацию монтажных блоков и элементов, а также узлов и расположения болтовых отверстий;
- обеспечивать возможность изготовления, удобство сборки и выполнения монтажных соединений;
- осуществлять унификацию применяемого проката по профилям и длинам;
- учитывать допуски на заводское изготовление и монтаж;
- предусматривать применение автоматической сварки под флюсом и фрикционных соединений на высокопрочных болтах.
- предусматривать в проектах надежную защиту конструкций от коррозии с учетом агрессивности природно-климатической среды и загрязнения атмосферы промышленными предприятиями, действующими в зоне эксплуатации мостов. Проектные решения по антикоррозиционной защите металла и балластных корыт должны обеспечивать срок службы не менее 30 лет.

8.4.2 При проектировании стальных конструкций следует исключать стесненное расположение привариваемых деталей, резкие изменения сечения элементов, образование конструктивных "надрезов" в виде обрывов фасонок и ребер жесткости или вырезов в них, примыкающих под углом к поверхности напряженных частей сечения (поясов и стенки балок, листов составных элементов и т.д.).

Для повышения выносливости и хладостойкости конструкций, а также снижения отрицательного влияния остаточных деформаций и напряжений от сварки следует предусматривать мероприятия конструктивного и технологического характера (оптимальный порядок сборки и сварки элементов; роспуск швов; предварительный выгиб и местный подогрев; нагрев отдельных зон после сварки; полное проплавление и выкружки на концах обрываемых деталей, подходящие по касательной к поверхности оставшейся части сечения; механическую обработку зон концентрации напряжений и др.).

Защита от коррозии конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях тропического климата, должна предусматриваться в соответствии с ГОСТ 9.401-91*.

8.4.3 Пролетные строения с раздельными балками и продольные балки проезжей части должны иметь продольные связи по верхним и нижним поясам. Прикрепление продольных связей к стенкам балок не допускается.

"Открытые" пролетные строения (п. 8.3.33) и "открытая" проезжая часть допускаются только при наличии технико-экономического обоснования и при условии закрепления свободных поясов жесткими рамами в плоскостях поперечных балок, а в проезжей части – поперечными связями.

При наличии элементов, жестко связывающих пояса балок или ферм (например, железобетонной или стальной плиты), допускается не устраивать продольных связей в соответствующей плоскости, если они не требуются по условиям монтажа.

В арочных пролетных строениях продольные связи следует устраивать в плоскости одного из поясов арок и в плоскости проезжей части, если она не имеет плиты; при решетчатых арках следует предусматривать поперечные связи между ними и продольные связи по обоим поясам.

8.4.4 Продольные связи следует центрировать в плане с поясами главных ферм, при этом эксцентриситеты в прикреплении из плоскости связей должны быть минимальными.

8.4.5 При наличии балочной клетки и мостовом полотне с поперечинами или железобетонными плитами безбалластного мостового полотна расстояние между осями продольных балок следует назначать не менее 1,70 м; между осями сплошностенчатых главных балок (ферм) при отсутствии балочной клетки - не менее 1,80 м. При расстоянии между осями главных балок (ферм) большем, чем 2,0 м следует предусматривать устройство железобетонной или стальной плиты.

8.4.6 Пролетные строения с раздельными двутавровыми балками и продольные балки проезжей части должны иметь поперечные связи, располагаемые на расстояниях, не превышающих двух высот балок.

8.4.7 Для снижения напряжений в поперечных балках проезжей части от деформации поясов главных ферм следует, как правило, включать проезжую часть в совместную работу с главными фермами.

В пролетных строениях с проезжей частью, не включенной в совместную работу с главными фермами, следует предусматривать тормозные связи.

8.4.8 Прикрепление балок проезжей части с помощью торцевых листов, приваренных к стенке и поясам балки, не допускается.

В пролетных строениях прикрепление стенок продольных и поперечных балок следует осуществлять, как правило, с помощью вертикальных уголков и фрикционных соединений.

В пролетных строениях всех мостов следует, как правило, обеспечивать неразрезность продольных балок на всем протяжении, а при наличии разрывов в проезжей части – на участках между ними.

8.4.9 Для повышения аэродинамической устойчивости пролетных строений вантовых мостов следует увеличивать их крутильную жесткость за счет постановки продольных связей по раздельным главным балкам или применения балки жесткости замкнутого коробчатого сечения и придания ей обтекаемой формы.

Сечения элементов

8.4.10 Наименьшая толщина деталей элементов пролетных строений и опор принимается по расчету на прочность, устойчивость, выносливость, жесткость и колебания, но не менее указанной в таблице 8.40.

Допускается следующая наибольшая толщина проката, мм:

- в пакетах деталей, стягиваемых обычными болтами, – 20;
- в сварных элементах из углеродистой и низколегированной сталей – 50*;
- в стыковых накладках и узловых фасонных листах при применении фрикционных соединений – 16.

* При обеспечении однородности химического состава и механических свойств, в том числе в направлении толщины проката, к применению допускается прокат толщиной более 50 мм.

Таблица 8.40

Детали конструкции	Наименьшая толщина или сечение деталей конструкции, мм
	в мостах и трубах
Листовые волнистые профили для гофрированных труб	3,5
Листовые детали (за исключением, указанных в поз. 4-9)	10
Узловые фасонки главных ферм	12
Вертикальные стенки сварных изгибаемых главных балок	12
Узловые фасонки связей	10
Накладки в стыках ребер ортотропной плиты и планки	8
Прокладки	4
Горизонтальные опорные листы	20
Листы настила ортотропных плит	14
Ребра ортотропных и ребристых плит	12
Трапециевидные ребра	6
Уголки в основных элементах главных ферм и проезжей части	100 × 100 × 10
Уголки фланцевых прикреплений продольных и поперечных балок	100 × 100 × 12
Уголки в элементах связей	80 × 80 × 8

8.4.11 Для уменьшения числа соединительных сварных швов сечения составных элементов решетчатых ферм следует предусматривать из минимального числа деталей.

8.4.12 В решетчатых главных фермах материал элементов коробчатого и Н-образного сечений должен быть сконцентрирован в листах, расположенных в плоскости фермы.

Пояса, сжатые элементы ферм и опор следует, как правило, предусматривать коробчатого сечения.

8.4.13 В составных элементах решетчатых ферм отношение ζ расчетной ширины b к толщине t листов не должно превышать следующих величин:

- у вертикальных и горизонтальных листов коробчатых элементов – 60;
- у горизонтальных листов Н-образных элементов – 45;
- у листов со свободными (неокаймленными) свесами – 20;
- у листов со свесами, окаймленными уголками или ребрами, – 30.

За расчетную ширину b листа следует принимать:

а) при обеих закрепленных продольных кромках:

- для элементов с болтовыми соединениями – расстояние между ближайшими рисками болтов, присоединяющих данный лист к перпендикулярным ему листам или соединительным связям;
- для сварных и прокатных элементов – расстояние между осями указанных листов;

б) при закреплении одной продольной кромки:

- для элементов с болтовыми соединениями – расстояние от свободного края листа до ближайшей риски болтов;
- для сварных и прокатных элементов – расстояние от свободного края листа до оси ближайшего листа, расположенного перпендикулярно данному.

8.4.14 В сжатых элементах Н-образного сечения толщина горизонтального листа должна составлять от толщины соединяемых листов t_f не менее:

- 0,4 t_f – в элементах с болтовыми соединениями;
- 0,6 t_f – в сварных и прокатных элементах при $t_f \le 24$ мм и 0,5 t_f при $t_f > 24$ мм.

8.4.15 При конструировании узлов ферм следует обеспечивать местную устойчивость сжатых зон узловых фасонок в соответствии с п. 8.3.36, при необходимости подкрепляя свободные кромки окаймляющими уголками или ребрами.

8.4.16 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.

Если требуемая толщина пояса сварной балки превосходит 50 мм допускается применение в поясах пакетов из двух листов.

Изменение сечения пояса следует осуществлять в зоне расположения его стыков, предусматривая скосы по ширине или по толщине, а при необходимости – то и другое одновременно с уклоном 1:8 для растянутого пояса и 1:4 – для сжатого.

В поясах из двух листов следует применять листы, отличающиеся по ширине не менее чем на 100 мм.

8.4.17 Наружный лист пакета пояса, обрываемый в пролете балки с учетом указаний п. 8.4.2, следует продолжить за место его теоретического обрыва на длину, обеспечивающую прикрепление 50% площади сечения листа. При этом следует предусматривать: толщину этого листа на конце – 10 мм; симметричные скосы по ширине (со сведением на нет) – с уклоном 1:4; скос по толщине – с уклоном 1:8 для растянутого пояса и 1:4 – для сжатого. Для косых швов на конце листа следует предусматривать отношение катетов 1:2 (меньший катет – по вертикали) и механическую обработку для получения плавных (радиусом не менее 5 мм) переходов к основному металлу непрерываемого листа пояса.

8.4.18 При мостовом полотне с деревянными поперечинами или железобетонными плитами безбалластного мостового полотна следует обеспечивать центрированную передачу давления поперечин или плит на стенки главных или продольных балок; при этом под нагрузкой должно быть исключено касание поперечинами или плитами элементов продольных и поперечных связей.

Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок

8.4.19 В опорных сечениях, в местах передачи сосредоточенных сил (кроме мест опирания мостовых поперечин), расположения поперечных связей в сплошных изгибаемых балках должны быть предусмотрены поперечные ребра жесткости из полос, уголков или тавров.

Промежуточные поперечные, а также продольные ребра жесткости следует предусматривать в соответствии с расчетом местной устойчивости стенок для стадий изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации.

При отсутствии местного давления продольные ребра жесткости следует располагать на расстояниях от сжатого пояса:

- при одном ребре – (0,20 ÷ 0,25) h_w;
- при двух или трех ребрах: первое ребро – (0,15 ÷ 0,20)h_w; второе ребро – (0,40÷0,50)h_w; третье ребро следует располагать, как правило, в растянутой зоне стенки.

Расчетную высоту стенки h_w следует принимать в соответствии с приложением Пр5.

В балках со стенкой, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_h должна быть для парного симметричного ребра не менее h_w/(30÷40) мм, для одностороннего ребра – не менее h_w/(24÷50) мм; толщина ребра t_s должна быть не менее $2b_h\sqrt{R_y / E}$.

При укреплении стенки поперечными и продольными ребрами жесткости моменты инерции их сечений должны удовлетворять нормам таблицы 8.41 для поперечных ребер и таблицы 8.42 – для продольного (при одном продольном ребре).

Таблица 8.41

M	$I_s / (h_w t^3_w)$ для поперечных ребер
0,75	0,80
0,62	1,44
0,50	2,8
0,40	4,6
0,33	6,6

В таблице 8.41 обозначено:
I_s — момент инерции поперечного ребра;
h_w — расчетная высота стенки, принимаемая по приложению Пр1;
t_w — толщина стенки балки;
$\mu = \frac{a}{h_w}$,
a — расстояние между осями поперечных ребер жесткости.

Таблица 8.42

h_1/h_w	Необходимый момент инерции сечения продольного ребра I_{sl}	Предельные значения I_{sl}	
		минимальные	максимальные, учитываемые в расчете
0,20	$(2,5 - 0,5\, a / h_w) \cdot a^2\, t^3_w / h_w$	$1,5\, h_w\, t^3_w$	$7\, h_w\, t^3_w$
0,25	$(1,5 - 0,4\, a / h_w) \cdot a^2\, t^3_w / h_w$	$1,5\, h_w\, t^3_w$	$3,5\, h_w\, t^3_w$
0,30	$1,5 h_w\, t^3_w$	—	—

В таблице 8.42 обозначено:
h_1 – расстояние от оси продольного ребра жесткости до оси ближайшего пояса в сварных балках или до крайней риски поясных уголков в балках с болтовыми соединениями;
a, h_w – см. обозначения в таблице 8.38;
I_{sl} – момент инерции сечения продольного ребра;
t_w – толщина стенки балки.

Примечание – При вычислении I_{sl} для промежуточных значений h_1/h_w допускается линейная интерполяция.

В пролетных строениях мостов всех назначений допускается расположение ребер на одной стороне стенки, а также расположение односторонних поперечных и продольных ребер с разных сторон стенки.

Момент инерции односторонних ребер жесткости вычисляется относительно нейтральной оси составного сечения, в состав которого входят само ребро (плоское, уголковое или тавровое) и участки стенки шириной $b_1 = \zeta_1 t$, определяемой по п.8.3.36.

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткости следует принимать согласно приведенным выше требованиям для поперечных ребер жесткости.

При необходимости постановки ребер с большим моментом инерции следует применять вместо полосовых поперечные ребра жесткости в виде уголков или тавров.

Для продольных ребер допускается применять профили трапециевидного сечения; продольные ребра трапециевидного или таврового сечения допускается применять для

подкрепления стенки при расположении их внутри коробчатой части пролетного строения. В продольных ребрах из уголка вертикальная полка должна быть повернута вниз.

8.4.20 В ребрах жесткости, приваренных к стенке балки, в местах их примыкания к поясам балки, к ребрам жесткости другого направления необходимо предусматривать скругленные вырезы. Вырезы следует выполнять по радиусу равному 50 мм или прямоугольной формы со скруглением высотой 60 мм и шириной 40 мм; у опорных ребер жесткости допускается уменьшать высоту прямоугольного выреза до 50 мм, а ширину - до 30 мм.

В балочных пролетных строениях с ездой по безбалластной плите или на поперечинах привариваемые к стенке, поясам и/или продольным ребрам поперечные ребра жесткости в местах примыкания к поясам или к продольным ребрам допускается устраивать без вырезов. При этом в пересечениях с существующими сварными швами швы прикрепления ребер следует накладывать поверх пропускаемых, а при наложении швов прикрепления на поясах или продольных ребрах - предусматривать возможность их замыкания по торцу ребра на свободной кромке шириной не менее 30 мм.

8.4.21 В местах передачи сосредоточенных сил следует предусматривать пригонку торцов ребер жесткости к листу пояса балки, либо - их приварку с обеспечением полного провара.

Концы промежуточных поперечных ребер жесткости сварных балок должны, как правило, плотно примыкать к поясным листам балок. Для обеспечения этого допускается постановка на концах ребер специальных переходных деталей, применение уголковых ребер жесткости, прикрепленных к стенке с помощью фрикционных соединений, либо приварка ребер к поясам в соответствии с требованиями п. 8.4.20. При этом торцы поперечных ребер жесткости, к которым прикрепляются поперечные ребра ортотропной плиты, должны быть приварены к поясам балки независимо от знака напряжений в поясе и с учетом требований п. 8.4.53.

8.4.22 Продольные ребра жесткости в сварных балках следует применять лишь в тех случаях, когда обеспечение местной устойчивости за счет постановки одних поперечных ребер жесткости и изменения толщины стенки оказывается нецелесообразным.

8.4.23 Привариваемые к стенке или полке балки ребра жесткости, параллельные заводским или монтажным сварным стыковым швам стенки или полки, должны быть удалены от них на расстояние не менее 10 t_w в конструкциях обычного исполнения и 20 t_w – северного исполнения.

Перо или обушок уголка, используемый в виде ребра жесткости и прикрепляемый к стенке болтами, от стыкового сварного шва стенки должны быть удалены на расстояние не менее 5 t_w.

8.4.24 Ребра жесткости должны быть прикреплены сплошными двусторонними швами.

Ребра жесткости и швы, прикрепляющие их к стенке, в местах пересечения стыковых швов стенки прерывать не допускается.

В пролетных строениях в местах пересечения ребер жесткости необходимо пропускать непрерывными продольные ребра и их швы, а поперечные ребра (кроме опорных) прерывать

и прикреплять к ним угловыми швами; эти швы в растянутой зоне стенки должны иметь отношение катетов 1:2 (больший катет – на продольном ребре) и плавный переход к основному металлу.

Предварительно напряженные пролетные строения

8.4.25 В неразрезных балках постоянной высоты затяжки следует размещать в зонах максимальных положительных и отрицательных моментов.

Сечение предварительно напряженных балок со сплошной стенкой должно быть несимметричным с более развитым сжатым поясом.

8.4.26 Для предварительно напряженных балок необходимо предусматривать присоединение затяжки к поясу по длине балки не менее чем в четырех точках таким образом, чтобы при работе под нагрузкой обеспечивалось совместное их перемещение в боковом направлении и независимое в продольном направлении.

8.4.27 Прикрепление ребер жесткости или кронштейнов, поддерживающих затяжки, должно быть предусмотрено с учетом сил трения, возникающих при натяжении затяжек.

8.4.28 Концы затяжек должны закрепляться на специальных выносных жестких элементах – упорах. Элементы балок в местах прикрепления упоров следует усилить на воздействие сосредоточенных нагрузок.

8.4.29 Для обеспечения устойчивости обжимаемых элементов ферм затяжки соединяются со стержнями с помощью диафрагм. Расстояния между точками закрепления следует принимать из условия устойчивости стержня свободной длины, соответствующей длине этих участков.

Сварные, фрикционные и болтовые соединения

8.4.30 В тех случаях, когда прикрепление с эксцентриситетом неизбежно, в цельносварной конструкции при одностенчатых сечениях элементов прикрепление их следует осуществлять по всему контуру соединения.

8.4.31 На чертежах КМ сварных конструкций следует указывать:

- типы, размеры всех швов и обозначения монтажных и заводских швов;
- способ выполнения всех сварных швов (автоматическая, полуавтоматическая сварка под флюсом, ручная сварка и др.) и тип подкладки для стыковых швов, а при необходимости - также последовательность наложения швов;
- участки сварных швов с полным проплавлением толщины детали;
- все места конструкции, подлежащие обработке в соответствии с СТО-ГК «Трансстрой»-012-2007 и СТО-ГК «Трансстрой»-005-2007 с указанием соответствующего пункта.

Для узлов и конструкций, применяемых впервые, на чертежах КМ следует указывать формы деталей с размерами, относящимися к механической обработке сварных швов и зон концентрации напряжений, и рекомендации по способам ее выполнения.

8.4.32 При применении сложных прокатных профилей (швеллеров, тавров и двутавров, в том числе с параллельными гранями полок) устройство с помощью сварки поперечных стыков и прикреплений к узлам не допускается.

В конструкциях указанных мостов допускается применение приварки узловых фасонок и фасонок связей к стенке профилей с осуществлением мероприятий по снижению концентрации напряжений у концов фасонок в соответствии с п. 8.4.53 и п. 8.4.54, а также приварки ребер жесткости – только к стенке двутавров и тавров.

8.4.33 Применение электрозаклепок в мостах не допускается.

8.4.34 Угловые швы необходимо применять, как правило, с вогнутым очертанием их поверхности и плавным переходом к основному металлу.

Лобовые швы, как правило, следует предусматривать неравнобокими с большим катетом, направленным вдоль усилия, при этом рекомендуется отношение большего катета к меньшему принимать равным 2.

8.4.35 Размеры угловых сварных швов следует назначать возможно меньшими из расчета по прочности и выносливости с учетом при этом указанных ниже технологических требований.

Продольные соединительные угловые швы коробчатых, тавровых и Н-образных элементов для сталей и толщин проката, указанных в таблице 8.2, должны иметь расчетную высоту сечения не менее 4 мм, а швы, прикрепляющие ребра жесткости к стенке балки, а также продольные ребра ортотропной плиты к покрывающему листу, – не менее 3 мм.

Длина углового лобового или флангового шва должна быть не менее 60 мм и не менее шестикратного размера катета шва.

8.4.36 Конструкция стыковых швов должна обеспечивать возможность полного проплавления расчетной толщины стыкуемых деталей и плавных переходов к основному металлу.

8.4.37 При расположении стыка поперек усилия в элементе толщина стыкового шва не должна быть меньше толщины свариваемых листов.

8.4.38 В сварных балках и составных элементах, сечения которых образуются с помощью соединительных швов, полное проплавление тавровых и угловых соединений не требуется, если свариваемые детали обрываются в одном сечении. При наличии обрыва не в одном сечении на длине 100 мм от обрыва необходимо предусматривать полное проплавление таврового или углового соединения свариваемых деталей.

В соединениях, работающих на отрыв, обеспечение полного проплавления обязательно.

Применение узлов с работой на отрыв деталей пакета, образованного с помощью нахлесточных угловых сварных швов, не допускается.

В угловых соединениях составных замкнутых герметичных элементов, образованных односторонними угловыми швами, глубина провара должна быть не менее 4 мм при толщине более тонкого листа до 16 мм и не менее 5 мм при толщине более тонкого листа свыше 16 мм.

Для соединения отдельных деталей и прикрепления элементов конструкций прерывистые швы не применяются.

8.4.39 В конструкциях с фрикционными соединениями должна быть обеспечена возможность свободной постановки высокопрочных болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей и гайковертов.

8.4.40 В соединениях прокатных профилей с непараллельными поверхностями полок должны применяться клиновидные шайбы.

8.4.41 Номинальные диаметры отверстий под высокопрочные болты во фрикционных соединениях приведены в таблице 8.43.

8.4.42 Соединения следует предусматривать с возможно более компактным расположением высокопрочных и обычных болтов по нормам таблицы 8.44.

8.4.43 Число высокопрочных болтов должно быть не менее двух:

- в прикреплениях связей главных ферм и проезжей части;
- в каждом продольном ряду прикрепления или стыковой накладки (считая от оси стыка).

В прикреплении стержня на обычных болтах число болтов в продольном ряду должно быть не менее: при одном ряде – 3; при двух рядах и более – 2; в выступающей полке уголкового коротыша – 5.

В стыках и прикреплениях растянутых и сжато-растянутых элементов число болтов в двух первых поперечных рядах (считая от сечения элемента или накладки с полным усилием) следует принимать одинаковым. Число болтов в последующих рядах должно увеличиваться постепенно. В стыках и прикреплениях уголков с двухрядным расположением болтов первый болт должен быть расположен у обушка.

Число рядов болтов вдоль усилия (при выполнении требований п. 8.3.87) должно быть минимальным.

В продольных и поперечных стыках стенок балок допускается располагать болты с каждой стороны стыка в один ряд.

Таблица 8.43

Группа соединений	Номинальный диаметр отверстий, мм, во фрикционных соединениях при диаметре болтов, мм			
	18	22	24	*27*
Стыки и прикрепления основных несущих элементов и связей, определяющие проектное положение конструкций	21	25	28	30
Прикрепления: связей, не определяющих проектного положения конструкций; стыковых накладок (рыбок) поясов продольных балок; тормозных связей и горизонтальных диафрагм проезжей части	23	28	30	33

Таблица 8.44

Характеристика расстояний	Норма
1) Расстояния между центрами болтов:	
а) минимальное в любом направлении	$2{,}5d$[1)]
б) максимальное в любом направлении в крайних рядах при растяжении и сжатии:	
- в листах	$7d$ или $16t$
- в уголках[2)]	160 мм
в) максимальное в средних рядах:	
- поперек усилия при растяжении и сжатии	$24t$
- вдоль усилия при растяжении	$24t$
- то же, при сжатии	$16t$
2) Расстояние от центра болта до края элемента:	
а) минимальное вдоль усилия и по диагонали	$1{,}5d$
б) то же, поперек усилия:	
- при кромках после механической обработки	$1{,}5d$
- при кромках прокатных или после газовой резки методом «смыв-процесс» и с кислородной завесой	$1{,}3d$
в) максимальное	$8t$ или 120 мм
[1)] Для обычных болтов назначают $3{,}0d$.	
[2)] При двухрядном расположении норма относится к ряду у пера.	
В таблице обозначено:	
d – номинальный диаметр болта;	
t – толщина наиболее тонкой детали, расположенной снаружи пакета.	

8.4.44 Диаметр болтов, поставленных в уголках основных элементов, не должен, как правило, быть более 1/4 ширины полки уголка.

Допускается в элементах связей, ребрах жесткости, диафрагмах и т.п. ставить болты диаметром 22 мм в полке уголка шириной 80 мм и диаметром 24 мм в полке шириной 90 мм.

Во фрикционных соединениях с большим числом высокопрочных болтов их диаметр следует назначать возможно большим.

8.4.45 Полную длину высокопрочных болтов следует назначать из условия, чтобы верх гайки после затяжки находился ниже границы фаски болта не менее, чем на один виток резьбы и не более, чем на 6 витков.

8.4.46 Стыки вертикальной стенки балки при болтовых соединениях должны быть перекрыты накладками по всей высоте.

Стыковые накладки поясных уголков допускается применять в виде плоских листов.

8.4.47 Непосредственно прикрепленная площадь элементов сквозных главных ферм в узлах и стыках должна составлять не менее 50% всей рабочей площади элемента. При непрямом перекрытии площади сечения следует уменьшать эксцентриситет в прикреплении накладок и увеличивать их длину.

Детали конструкции

8.4.48 В конструкции не должно быть соприкасающихся несоединенных частей (кроме мест примыкания ребер жесткости к поясам балок), а также щелей, зазоров, пазух и корыт. В местах возможного скопления влаги следует устраивать дренажные отверстия диаметром не менее 50 мм.

Стальные канаты и пучки высокопрочной проволоки, их анкеры, места соединения и примыкания должны быть надежно защищены от коррозии.

8.4.49 У растянутых элементов симметричного сечения, снабженных отверстиями для соединения их узловыми болтами-шарнирами, площадь нетто разреза, проходящего через болтовое отверстие, должна быть не менее 140%, а разреза от торца элемента до болтового отверстия – не менее 100% расчетного сечения элемента.

8.4.50 Ветви сжатых составных стержней с болтовыми соединениями, а также сжато-изогнутые сварные элементы в местах воздействия сосредоточенных сил должны быть подкреплены поперечными диафрагмами.

В сварных коробчатых и Н-образных элементах ферм диафрагмы рекомендуется приваривать или прикреплять на болтах только к вертикальным листам с зазором между диафрагмами и горизонтальными листами не менее 50 мм.

8.4.51 Непосредственная приварка вспомогательных деталей (кронштейнов, элементов перил и тротуаров, навигационных знаков и сигналов и т.п.) к элементам главных балок и балок проезжей части, а также к элементам решетчатых главных ферм не допускается. Приваривать эти детали допускается только к поперечным ребрам жесткости.

Распорки и диагонали продольных связей, распорки поперечных связей не допускается приваривать непосредственно к поясам балок пролетных строений всех назначений.

В пролетных строениях не допускается также приварка элементов продольных и поперечных связей к ребрам жесткости и фасонкам связей, прокладок – к основным элементам, а в конструкциях северного исполнения – и противоугонных уголков к поясам балок.

8.4.52 Для обеспечения плавных (радиусом не менее 15 мм) переходов от металла шва к основному металлу в растянутых и сжато-растянутых на стадии эксплуатации поперечных стыках деталей и элементов пролетных строений должна предусматриваться механическая обработка; это требование распространяется на концевые участки поперечных стыковых швов стенки балок на протяжении 40% высоты растянутой зоны, но не менее 200 мм, считая от растянутого пояса.

8.4.53 В случае приварки вертикальных диафрагм, ребер жесткости и фасонок к растянутому поясу в пролете поперечные швы, прикрепляющие указанные элементы, следует предусматривать с отношением катетов 1:2 (больший катет - на поясе) и плавным переходом к основному металлу.

8.4.54 Противоугонные уголки допускается приваривать к верхнему поясу сварных балок продольными и поперечными угловыми швами. При этом для поперечных швов необходимо предусматривать мероприятия по снижению концентрации напряжений,

указанные в п. 8.4.53, а также механическую обработку для получения плавных переходов (радиусом не менее 5 мм) к основному металлу.

8.4.55 В конструкциях деталей, изменяющих направление стального каната (отклоняющих устройств, оголовков пилонов и др.) или проволоки в канате (анкерных устройств), а также обжимающих канат (сжимов, хомутов подвесок и т.п.), следует применять желоба криволинейного поперечного сечения со скруглениями у торцов (в месте выхода каната) и укороченными (по сравнению с основанием) прижимными накладками, прокладки из алюминия (в соответствии с п. 8.2.2 з) или другого мягкого материала. При этом для исключения электрохимической коррозии контактирующие с алюминием стальные канаты и стальные детали указанных выше устройств должны быть защищены покрытиями из кадмия или цинка толщиной не менее 20 мкм.

Конструкция планок и перфорированных листов

8.4.56 В сварных коробчатых и Н-образных элементах главных ферм допускается применение только сплошных или перфорированных горизонтальных листов. Соединительные планки допускаются только в элементах связей.

8.4.57 Длина промежуточных планок l_s должна быть не менее $0{,}75a$, где a – расстояние между рядами болтов (или сварными швами) прикрепления планки.

Концевые планки в сжатых и сжато-растянутых элементах следует делать в 1,7 раза длиннее промежуточных, а в растянутых – в 1,3 раза. Концевые планки должны ставиться возможно ближе к узлу.

В сварных коробчатых и Н-образных элементах допускается выход перфорации на торец элемента.

8.4.58 Число болтов для прикрепления одной стороны планки должно быть не менее:

- для элементов, работающих на временную нагрузку, – 4;
- для элементов, работающих только на постоянную нагрузку, – 3;
- для нерабочих элементов – 2.

Особенности конструкции болтосварных пролетных строений

8.4.59 В болтосварных пролетных строениях допускается применение стыковых и накладных компенсаторов ослабления сечения элементов болтовыми отверстиями.

На концах стыковых компенсаторов ослабления (у стыка) необходимо предусматривать скосы и механическую обработку соединений в соответствии с указаниями п. 8.4.16 и п. 8.4.52.

В накладных компенсаторах ослабления следует предусматривать скосы по ширине с уклоном 1:1. Для косых швов следует принимать отношение катетов 1:2. Для обеспечения плавных (радиусом не менее 5 мм) переходов от шва к основному металлу необходимо предусматривать обработку косых швов на конце компенсатора. Косые швы и участки продольных швов до первого ряда отверстий должны обеспечивать полное прикрепление площади компенсатора. Ширина компенсатора из стали марок 15ХСНД, 15ХСНДА, 14ХГНДЦ, 09Г2СД и 10ХСНД, 10ХСНДА должна быть соответственно не более 38 и 36 его толщин. При большей требуемой ширине необходимо применять два раздельных компенсатора, расстояние между их швами должно быть не менее 60 мм. Расстояние от

центра болта до края компенсатора должно быть не менее удвоенного диаметра отверстия под болт.

8.4.60 Поясные листы продольных и поперечных балок могут иметь длину, меньшую, чем длина стенки, при условии устройства на углах стенки прямоугольных скругленных (радиусом 15 мм) вырезов, вертикальная грань которых совпадает с торцом обрываемого поясного листа.

Подобные вырезы должны иметь также фасонки, привариваемые к верхнему поясу поперечной балки для увеличения высоты ее стенки в зоне прикрепления к главным фермам. Конструкция сопряжения конца фасонки с поясом поперечной балки должна отвечать требованиям п. 8.4.53 и п. 8.4.54.

При необходимости устройства обрыва пояса двутавровой балки без образования вышеуказанного выреза в стенке необходимо предусматривать следующее: пояс к месту обрыва должен быть скошен по толщине до 6 мм с уклоном 1:8 и по ширине до 32 мм с уклоном 1:4; прикрепление к стенке балки на протяжении скошенной части пояса должно иметь полное проплавление. Следует предусматривать также механическую обработку конца пояса для получения плавных переходов (радиусом не менее 60 мм) к стенке (в обеих плоскостях).

Конструкция ортотропной плиты

8.4.61 Конструкцию ортотропной плиты следует, как правило, предусматривать одноярусной, состоящей из листа настила, подкрепленного продольными и поперечными ребрами, вертикальные стенки которых приварены к листу настила двусторонними угловыми швами.

8.4.62 Толщину листа настила t_{min} следует принимать не менее, указанной в таблице 8.40, и не менее значения, полученного по формуле

$$t_{\min} = a\sqrt[3]{\frac{\xi P}{E}}, \qquad (8.115)$$

где a – расстояние между продольными ребрами;

P – максимальное давление на лист от сосредоточенной нагрузки, определяемое с учетом его распределения конструкцией верхнего строения пути;

ξ = 7,8 или 15,6 – значения коэффициента, принимаемые для конструкций ортотропных плит с продольными ребрами соответственно полосового и фасонного профилей.

8.4.63 Монтажные стыки листа настила верхней ортотропной плиты следует, как правило, предусматривать сварными.

В нижних ортотропных плитах при обосновании расчетом допускается применение монтажных продольных сварных стыков горизонтального листа с неполным заполнением разделки.

Присоединение листов настила ортотропных плит к поясам главных балок или ферм сварными швами внахлестку не допускается.

8.4.64 В ортотропных плитах следует применять продольные ребра открытого сечения, преимущественно из полос. Применение трапециевидных продольных ребер допускается в случаях, обоснованных расчетом и экпериментально-опытной проверкой.

8.4.65 Монтажные стыки продольных ребер верхних ортотропных плит следует размещать в трети пролета между поперечными ребрами и предусматривать, как правило, фрикционными с выполнением отверстий в заводских условиях.

Монтажные стыки продольных ребер нижних ортотропных плит следует предусматривать, как правило, фрикционными на высокопрочных болтах.

Применение сварных монтажных стыков ортотропной плиты с не приваренными к листу настила вставками продольных ребер и обрывом ребер в зоне монтажного стыка блоков пролетного строения не допускается.

8.4.66 Монтажные стыки стенки и пояса поперечных ребер таврового сечения следует, как правило, предусматривать фрикционными на высокопрочных болтах с выполнением отверстий на полный диаметр в заводских условиях.

8.4.67 Продольные ребра в местах пересечений со стенками поперечных балок не должны прерываться. Полосовые продольные ребра следует приваривать к обеим граням вертикальной части выреза в стенке поперечной балки.

Приварка торцов продольных ребер к стенкам поперечных ребер в зоне пересечения не допускается.

8.4.68 Прикрепление поперечных ребер верхней ортотропной плиты к ребрам жесткости или специальным фасонкам главных балок следует осуществлять фрикционным на высокопрочных болтах.

8.4.69 В проекте следует указывать вид антикоррозионного покрытия листа настила и тип одежды ездового полотна по стальной ортотропной плите.

8.4.70 В пролетных строениях допускается применять верхние двухъярусные ортотропные плиты с прикреплением продольных тавровых ребер к верхней полке поперечных балок на фрикционных высокопрочных болтах. В случае, если лист настила непосредственно соединяется со стенками балок, допускается прикрепление продольных ребер к полкам поперечных балок стяжными приспособлениями клеммного типа.

Конструкция опорных частей

8.4.71 Балочные пролетные строения пролетом свыше 25 м должны иметь подвижные опорные части.

Допускается (в сейсмических районах – рекомендуется) применение опорных частей с использованием полимерных материалов, как в целом, так и в качестве конструктивного элемента.

8.4.72 При расстоянии между центрами опорных частей, расположенных на одной опоре, свыше 15 м следует обеспечивать поперечную подвижность одной из опорных частей путем устройства всесторонне подвижных опорных частей или другим способом.

Нижние балансиры неподвижных опорных частей и плиты подвижных опорных частей должны быть закреплены на опорах анкерными болтами.

В случае невыполнения требований 6.5.2.7 концы пролетных строений должны быть прикреплены к опорам анкерными болтами по расчету.

8.4.73 Конструкция опорных частей должна обеспечивать распределение нагрузки по всей площади опирания узла пролетного строения и опирания на опору.

8.4.74 Опорные части следует применять с шарнирами свободного касания, сегментные, с шаровым сегментом, с работающими на все виды воздействий и (или) исключительно на отрывающие и горизонтальные воздействия. Допускается применять подвижные однокатковые опорные части из высокопрочной стали, а также с наплавкой на поверхность катка и плиты из материалов высокой твердости и других типов при соответствующем обосновании.

В подвижных опорных частях не должно быть более четырех катков.

Катки должны быть соединены между собой боковыми стяжками, гарантирующими совместность перемещения и не препятствующими перекатке и очистке, и оснащены устройствами от боковых сдвигов и продольного угона, а также защищены футлярами. При применении цилиндрических катков, имеющих две плоские грани, должна быть исключена возможность их опрокидывания и заклинивания.

8.4.75 Конструкции деформационных устройств (опорных частей, шарниров, деформационных швов, уравнительных приборов, сезонных уравнительных рельсов) и их расположение должны обеспечивать необходимую свободу предусматриваемых взаимных перемещений (линейных, угловых) отдельных частей (элементов) сооружения.

Проектная документация должна содержать указания по установке деформационных устройств с учетом степени готовности сооружения и температуры воздуха (конструкции) во время замыкания конструкции согласно требованиям пп. 6.6.3.1-6.6.3.6.

В случае применения шаровых опорных частей, как правило, не следует на одной опоре устанавливать более одной опорной части (устройства), ограничивающей продольные перемещения во избежание эффекта «защемления» по углу поворота при поперечных деформациях. В случае необходимости установки двух и более продольно-неподвижных опорных частей (устройств) на одной опоре определение горизонтальных опорных реакций следует производить с учетом требований п. 8.3.91.

Для разрезных пролетных строений рекомендуются следующие варианты расположения шаровых опорных частей:

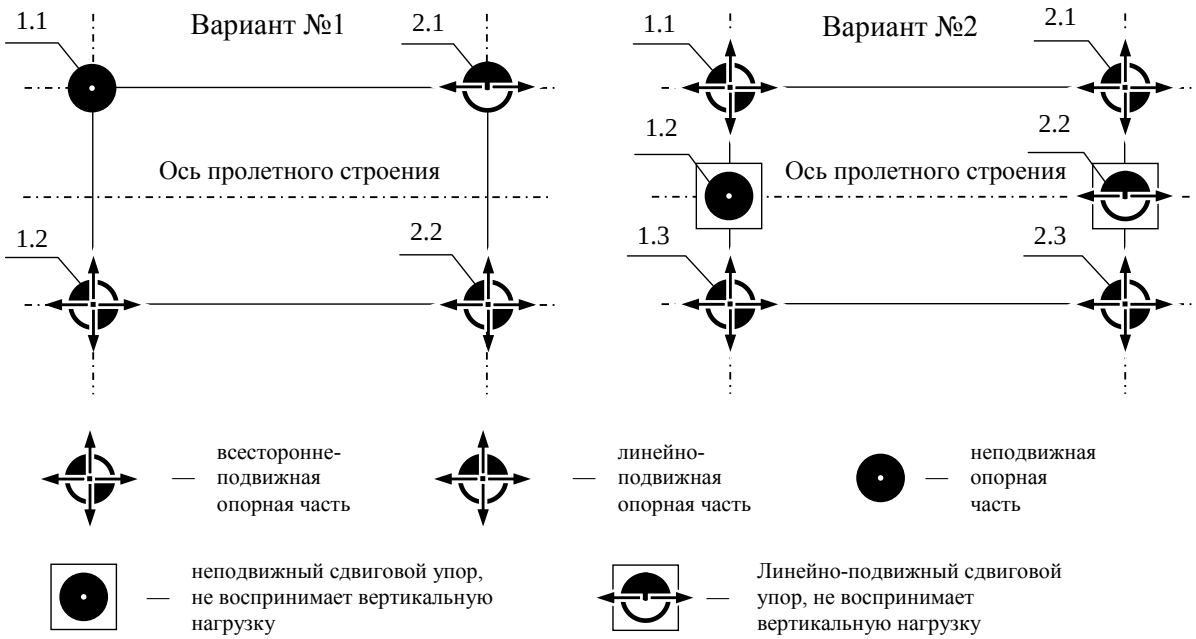


Рисунок 8.5

Вариант №2 рекомендуется применять в случае конструктивной возможности восприятия и передачи продольного усилия на главные балки (фермы), например, в конструкциях со сплошной ортотропной плитой проезжей части. При этом опорные части № 1.2 и № 2.2 рекомендуется предусматривать в виде устройств, воспринимающих только горизонтальные воздействия.

Для неразрезных пролетных строений рекомендуется на каждой опоре устанавливать опорную часть или иное устройство, ограничивающее поперечные деформации.

Определение перемещений в деформационных устройствах следует производить с учетом требований п. 6.4.5.

9 Сталежелезобетонные конструкции

9.1 Общие положения

9.1.1 Нормы настоящего раздела необходимо соблюдать для пролетных строений, в которых железобетонная плита объединена со стальными главными балками, фермами или балками проезжей части для совместной работы.

9.1.2 Сталежелезобетонные пролетные строения железнодорожных мостов, кроме балочно-разрезных со сплошной стенкой с ездой поверху, допускается применять при условии научно-технического сопровождения в процессе строительства.

9.1.3 Требования к качеству и расчетные характеристики материалов сталежелезобетонных конструкций, а также не предусмотренные в настоящем разделе указания по расчету и конструированию следует принимать согласно разделам 5 - 8.

9.2 Расчеты

Основные положения

9.2.1 Расчеты следует выполнять, как правило, исходя из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной частей. Податливость швов объединения необходимо учитывать для балок пролетом менее 8 м и решетчатых ферм с панелями менее 8 м.

9.2.2 В расчетах сталежелезобетонных конструкций следует применять коэффициент приведения $n_b = E_{st}/E_b$, здесь $E_{st} = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа - модуль упругости конструкционного металла стальной части, E_b - модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, по 7.2.15.

9.2.3 Состав расчетов и виды учитываемых в них неупругих деформаций следует принимать по таблице 9.1. Как правило, неупругие деформации надлежит также учитывать при определении усилий в элементах статически неопределимых систем. Допускается приближенный учет неупругих деформаций бетона с использованием при этом условных модулей упругости по обязательным приложениям Пр4 и Пр5.

Таблица 9.1

Нагрузки и воздействия	Неупругие деформации, учитываемые в расчетах					
	по прочности и устойчивости	на выносливость	по трещиностойкости		Вертикальной и горизонтальной жесткости	ординат строительного подъема (для конструкций со сборной плитой)
		статически определимых пролетных строений	по образованию трещин	по раскрытию трещин		
Постоянные	*kr, us*	*vkr, us*	*kr, us*	*kr, us*	-	*kr, us*
Временные вертикальные	*cr, pl*	*vkr, us*	*wud*	*cr*	*wud*	*wud*
Температурные и усадочные	*cr, pl*	–	*wud*	*cr*	–	–
Временные поперечные горизонтальные	*pl*	–	–	–	*wud*	–
При транспортировании, монтаже, предварительном напряжении и регулировании	*wud*	–	*wud*	*cr*	–	*wud*

Обозначения, принятые в таблице 9.1:
kr - ползучесть бетона;
us - обжатие поперечных швов сборной железобетонной плиты;
vkr - виброползучесть бетона;
cr - поперечные трещины в железобетоне (от всей совокупности действующих нагрузок);
pl - ограниченные пластические деформации стали и бетона (от всей совокупности действующих нагрузок и только при проверке сечения);
wud - без учета неупругих деформаций:
тире (–) обозначает, что расчет не производится.

9.2.4 Ползучесть бетона необходимо учитывать при определении усилий и моментов от постоянных нагрузок и воздействий, если наибольшие напряжения в бетоне от них превосходят 0,2 R_b, где R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию по 7.2.7.

При определении влияния ползучести бетона на сталежелезобетонную конструкцию следует, как правило, учитывать изгибную жесткость железобетонной части конструкции E_bI_b.

Ползучесть бетона допускается учитывать приближенно по обязательному приложению Пр4, если $E_bI_b \leq 0{,}2E_{st}I_s$; здесь $E_{st}I_s$ - изгибная жесткость стальной части конструкции.

Потери натяжения напрягаемой арматуры от ползучести бетона, а также дополнительные деформации от обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты следует определять по обязательному приложению Пр4.

9.2.5 Расчет на выносливость зон плиты, в которых временная нагрузка увеличивает сжимающие напряжения в бетоне, следует выполнять с учетом виброползучести бетона по обязательному приложению Пр4.

9.2.6 При расчетах на усадку бетона разгружающее влияние усадки не учитывается.

Предельную относительную деформацию усадки бетона ε_{shr} следует принимать равной $2\cdot10^{-4}$ для монолитной плиты и $1\cdot10^{-4}$ для сборной плиты.

Допускается уравновешенные в пределах поперечного сечения напряжения от усадки бетона определять по обязательному приложению Пр5.

Ползучесть бетона от усадочных напряжений допускается учитывать путем применения в расчетах условного модуля упругости бетона $E_{ef,shr} = 0{,}5E_b$.

9.2.7 В расчетах на температурные воздействия следует учитывать разность температуры железобетонной и стальной частей сечения. Разность температуры следует определять, как правило, на основании теплофизических расчетов.

Расчеты на температурные воздействия допускается выполнять, принимая распределение температуры в сечении неизменным по длине сталежелезобетонного пролетного строения и исходя из следующих нормативных наибольших значений разности температуры $t_{n,max}$ железобетонной плиты и стальной конструкции:

а) для пролетных строений со стальными балками со сплошной стенкой при езде поверху (рисунок 9.1, *а*):

- в случае когда температура стали выше, чем железобетона, и балка подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей при наклоне их к горизонту 30° и более, - 30°С;
- в случае когда температура стали выше, чем железобетона, но балка не подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей, - 15°С;
- в случае когда температура стали ниже, чем железобетона, - минус 15°С;

б) для пролетных строений с решетчатыми главными фермами при езде поверху:

- в случае когда температура стальных элементов фермы выше, чем железобетона, независимо от условий освещения солнцем, - 15°С;
- в случае когда температура стальных элементов фермы ниже, чем железобетона, - минус 10°С;

в) для пролетных строений с главными балками со сплошной стенкой или с решетчатыми главными фермами и расположенной между ними железобетонной плитой с ездой понизу или посредине:

- в случае когда температура стали выше, чем железобетона, - 20°С;
- в случае когда температура стали ниже, чем железобетона, - минус 15°С;

г) для пролетных строений с безбалластной плитой в проезжей части в случае когда температура железобетона выше, чем стали, - 20°С.

Определение усилий и напряжений от температурных воздействий следует выполнять:

- по «а» - с принятием по высоте стальной части сечения криволинейной эпюры разности температуры (рисунок 9.1 б) с ординатой в *i*-й точке:

$$t_{ni} = t_{n,max} v_{ti} = t_{n,max} \sqrt{3{,}91 \frac{Z_{b1,i}}{h_w} - 3{,}82 \left(\frac{Z_{b1,i}}{h_w} \right)^2}, \qquad (9.1)$$

где $Z_{b1,i}$, h_w - по рисунку 9.1 а, см;

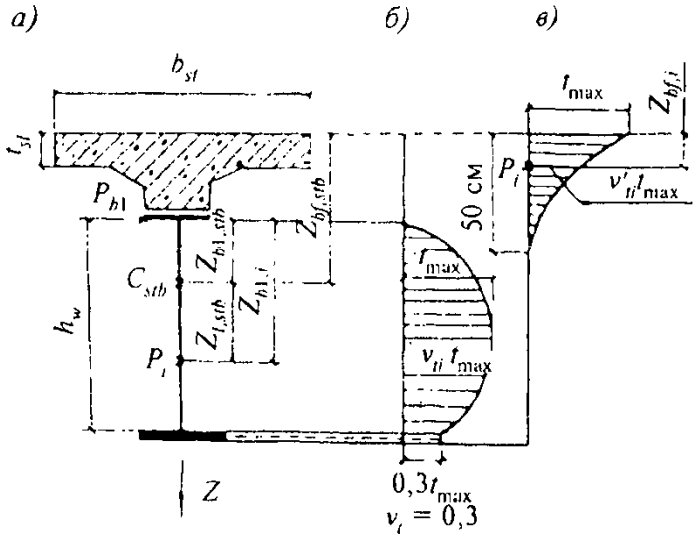
- по «б» и «в» - с принятием прямоугольной эпюры разности температуры по всей высоте стальной части сечения;

– по «г» - с принятием криволинейной эпюры разности температуры по рисунку 9.1 в, *с* ординатой в *i*-й точке

$$t_{ni} = t_{n,max} v'_{ti} = t_{n,max} \left(\frac{Z_{bf,i}}{50} - 1 \right)^2 , \qquad (9.2)$$

где $Z_{bf,i}$ - по рисунку 9.1, в см.

В пролетных строениях с ездой поверху стальную часть коробчатого сечения допускается условно разделять на балки двутаврового сечения и при этом учитывать разность температуры по рисунку 9.1 б. Допускается уравновешенные в пределах поперечных сечений напряжения от изменений температуры определять по приложению Пр5.



а - схема поперечного сечения: *б* - криволинейная эпюра разности температуры по высоте стальной части сечения; *в* - криволинейная эпюра разности температуры для верхней части сечения балки

Рисунок 9.1 – Поперечное сечение сталежелезобетонной конструкции и расчетные эпюры разности температуры

9.2.8 Сжатую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности, трещиностойкости и на выносливость.

Влияние развития ограниченных пластических деформаций бетона и стали на распределение усилий в статически неопределимых конструкциях допускается не учитывать.

9.2.9 Растянутую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности и трещиностойкости. Категории требований по трещиностойкости следует принимать согласно 7.4.1.

Жесткость при растяжении железобетонной плиты с учетом образовавшихся трещин определяется выражением $E_r A_r / \psi_{cr}$, здесь E_r, A_r - модуль упругости и площадь сечения продольной арматуры плиты, ψ_{cr} - коэффициент, учитывающий частичное вовлечение бетона между трещинами в работу на растяжение и принимаемый по таблице 9.2.

В статически неопределимых системах усилия следует определять с учетом влияния наличия поперечных трещин в железобетонной плите.

Для сборной необжатой железобетонной плиты, у которой продольная арматура не стыкуется, жесткость при растяжении следует принимать равной нулю.

Таблица 9.2

Арматура	Значения коэффициента ψ_{cr} при расчете	
	по прочности	по трещиностойкости
Гладкая, пучки высокопрочной проволоки, стальные канаты	1,00	1,00
Периодического профиля	1,00	0,75

9.2.10 Расчеты плиты проезжей части на местный изгиб и совместную работу с главными балками допускается выполнять независимо один от другого, при этом суммировать усилия и деформации следует только в случае работы плиты на местный изгиб в продольном направлении.

9.2.11 Расчет поперечного сечения следует выполнять по стадиям, число которых определяется количеством частей сечения, последовательно включаемых в работу.

Для каждой части сечения действующие напряжения следует определять суммированием их по стадиям работы.

9.2.12 Учитываемую в составе сечения расчетную ширину железобетонной плиты b_{sl} следует определять как сумму расчетных величин свесов плиты в обе стороны от оси стальной конструкции (рисунок 9.2). Расчетное значение свеса плиты следует, как правило, определять пространственным расчетом; допускается принимать ее значение в соответствии с таблицей 9.3.

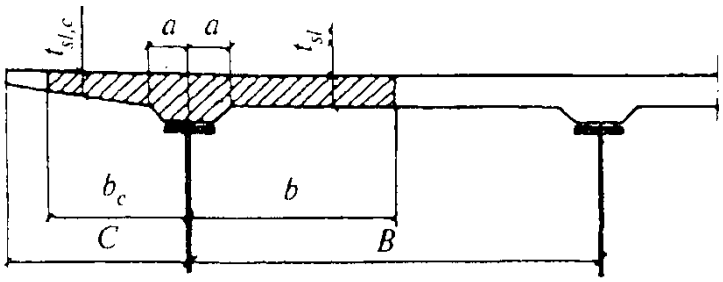


Рисунок 9.2 – Схема для определения расчетной ширины железобетонной плиты, учитываемой в составе сечения

Таблица 9.3

Положение свеса плиты относительно стальной части, его обозначение	Параметр плиты l	Расчетная величина свеса плиты
Свес в сторону соседнего стального элемента b	Св. 45 Менее 45	$B/2$ $a + 6t_{sl}$, но не более $B/2$ и не менее $l/8$
Свес в сторону консоли b_c	Св. 12С Менее 12С	C $a + 6t_{sl,c}$, но не более C и не менее $l/12$

Обозначения, принятые в таблице 9.3:

a - половина ширины железобетонного ребра или вута, а при их отсутствии - половина ширины контакта железобетонной плиты и стального пояса;

t_{sl}, $t_{sl,c}$ - средняя толщина железобетонной плиты соответственно в пролете и на консоли (за вычетом ребра или вута);

l - параметр плиты, равный:

длине пролета - для главных балок или ферм;

длине панели - для продольных балок проезжей части;

расстоянию между главными фермами или ширине железобетонной плиты поперек моста, если она меньше этого расстояния, - для поперечных балок проезжей части;

B - расстояние между осями стальных конструкций, равноценных по жесткости (см. рисунок 9.2);

C - конструктивный консольный свес плиты от оси стальной конструкции (см. рисунок 9.2).

9.2.13 Площадь железобетонной плиты A_b, а в расчетах на кручение - также ее толщину t_{sl} и ширину ребра или вута следует принимать поделенными на коэффициент приведения n_b согласно 9.2.2. При учете неупругих деформаций допускается использовать коэффициенты приведения, найденные по условным модулям упругости бетона, определяемым по обязательным приложениям Пр4 и Пр5.

Площадь продольной арматуры, имеющей сцепление с бетоном, следует принимать поделенной на коэффициент приведения $n_r = E_{st}/E_r$, где E_r - модуль упругости ненапрягаемой E_{rs} или напрягаемой E_{rp} арматуры, принимаемый по таблице 7.18.

Подливку, одежду ездового полотна и верхнее строение железнодорожного пути в составе расчетного поперечного сечения учитывать не следует.

9.2.14 Центры тяжести стального и приведенного сечений следует определять по сечению брутто.

Ослабление сечений болтовыми отверстиями учитывается согласно 8.3.5.

9.2.15 Прочность и устойчивость стальных балок при монтаже проверяют согласно пп. 8.3.22, 8.3.23 и 8.3.32.

Прочность и трещиностойкость конструкций и их элементов при предварительном напряжении, транспортировании и монтаже следует проверять в предположении упругой работы стали и бетона. Проверку следует осуществлять без учета ползучести, усадки бетона и обжатия поперечных швов, но с учетом влияния потерь предварительного напряжения согласно разделу 7.

Расчет конструкций

Расчет по прочности

9.2.16 Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие положительного изгибающего момента (вызывающего в верхнем поясе сжатие) следует выполнять по формулам таблицы 9.4 по одному из расчетных случаев А, Б или В (рисунок 9.3) в зависимости от величины напряжения в бетоне σ_b на уровне центра тяжести железобетонной плиты и напряжения в продольной арматуре σ_r, отвечающего деформации бетона при напряжении σ_b.

Таблица 9.4

<table>
<tr><td rowspan="2">Критерии и проверки</td><td colspan="3">Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях</td></tr>
<tr><td>А</td><td>Б</td><td>В</td></tr>
<tr><td>Критерии: соотношения жесткостей</td><td>$E_b I_b \le 0{,}2 E_{st} I_s$</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>- напряжения в бетоне (сжатие +, растяжение -)</td><td>$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,stb}} - \sigma_{bi} < m_b R_b$</td><td colspan="2">$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,stb}} - \sigma_{bi} \ge m_b R_b$</td></tr>
<tr><td>- напряжения в расчетной продольной арматуре (сжатие +. растяжение -)</td><td colspan="2">$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b,stb}} + \sigma_{ri} < m_r R_r$</td><td>$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b,stb}} + \sigma_{ri} \ge m_r R_r$</td></tr>
<tr><td>Проверки: железо-бетона (сжатие +, растяжение -)</td><td>-</td><td>-</td><td>$\frac{k}{E_{st}}\left(\frac{M_2 - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{bs}} - \frac{N_{br,R}}{A_s}\right) \le \varepsilon_{b,lim}$</td></tr>
<tr><td>- стального верхнего пояса (сжатие +, растяжение -)</td><td>$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{æ_4 W_{s2,s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \le m_1 m R_y$</td><td colspan="2">$\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{æ_3 W_{s2,s}} - \frac{N_{br,R}}{A_s} \le m R_y$</td></tr>
<tr><td>- стального нижнего пояса (сжатие +, растяжение -)</td><td>$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{æ_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \le m R_y$</td><td>$\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{æ_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br,R}}{A_s} \le m R_y$</td><td>$\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{æ_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br,R}}{A_s} \le m R_y$</td></tr>
<tr><td colspan="4">Обозначения, принятые в таблице 9.4:
$M = M_1 + M_2$ - полный изгибающий момент (принимают так же, как и M_1 и M_2 с соответствующим знаком);
M_1 - изгибающий момент первой стадии работы (нагрузку воспринимает стальная часть конструкции);
M_2 - изгибающий момент второй стадии работы (нагрузку воспринимает сталежелезобетонная конструкция), определяемый для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона, обжатия поперечных швов, образования поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменений температуры;
σ_{bi}, σ_{ri} - уравновешенные в поперечном сталежелезобетонном сечении напряжения, возникающие на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, обжатия поперечных швов сборной плиты, усадки бетона и изменении температуры (за исключением случая, когда температура железобетонной плиты согласно 9.2.7, г выше, чем стали, и расчеты</td></tr>
</table>

проводятся по формулам таблиц 9.4 – 9.6) соответственно в бетоне и в продольной арматуре;

$A_s = A_{s1} + A_w + A_{s2}$ - площадь нетто поперечного сечения стальной балки;

A_{s1}, A_{s2}, A_w, A_b, $A_r = A_{rs}$ - площади элементов поперечного сечения соответственно стальных нижнего и верхнего поясов, стальной вертикальной стенки, бетона плиты, продольной ненапрягаемой арматуры плиты;

$W_{b,stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{b,stb}}; W_{s1,s} = \frac{I_s}{Z_{s1,s}}; W_{s2,s} = \frac{I_s}{Z_{s2,s}}$ - моменты сопротивления;

$W_{bs} = \frac{I_s}{Z_{bs}}$ - условный момент сопротивления на уровне центра тяжести сечения бетона;

I_{stb}, I_s - моменты инерции нетто соответственно сталежелезобетонного поперечного сечения балки, приведенного к стали, и поперечного сечения стальной балки;

$Z_{b,stb}$, Z_{bs}, $Z_{s1,s}$, $Z_{s2,s}$ - расстояние согласно рисунку 9.3:

$n = \frac{E_{st}}{E_{rs}}$ - коэффициент приведения, принимаемый по 9.2.13;

n_b - коэффициент приведения, принимаемый по 9.2.2;

$\varepsilon_{b,lim}$ = 0,0016 - предельная (для сталежелезобетонных конструкций) относительная деформация бетона в уровне центра тяжести его поперечного сечения;

R_y, R_b, $R_r = R_{rs}$ - расчетное сопротивления соответственно материала стальной конструкции согласно 8.2.3 и 8.2.4 бетона сжатию согласно 7.2.7 ненапрягаемой продольной арматуры согласно 7.2.20;

$æ_3 = 1 + \eta$ (æ - 1) - поправочный коэффициент к моменту сопротивления при расчете прочности стальной балки на совместное действие изгибающего момента и осевой силы;

$æ_4 = æ_3/m_1$ - поправочным коэффициент к моменту сопротивления при проверке стального верхнего пояса. принимаемый не менее 1.0;

æ - коэффициент, принимаемый по 8.3.7;

η - коэффициент, принимаемый по таблице 9.5;

m - коэффициент условий работы стальной конструкции, принимаемый по 8.2.16;

m_b - коэффициент условий работы бетона, принимаемый по 7.2.8;

m_r - коэффициент условий работы арматуры, принимаемый по 7.2.22 – 7.2.28;

$m_1 = 1 + \frac{m_b R_b - \sigma_b}{mR_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$ - коэффициент условий работы верхнего стального пояса, учитывающий его разгрузку прилегающим недонапряженным бетоном и принимаемый не более 1,2:

k - коэффициент, учитывающий увеличение относительных деформаций бетона при развитии пластических деформаций; при этом k = 1. если $\frac{M - Z_{bs}N_{br,R}}{W_{s2,s}} \le mR_y + \frac{N_{br,R}}{A_s}$, в случае если $\left(mR_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} < \frac{M - Z_{bs}N_{br,R}}{W_{s2,s}}\right) \le \left[1 + \eta(æ - 1)\right]\left(mR_y + \frac{N_{br,R}}{A_s}\right)$, k определяют интерполяцией между предельными значениями k = 1,0 и $k = 1{,}0 + \frac{0{,}0009E_{st}}{mR_y}$

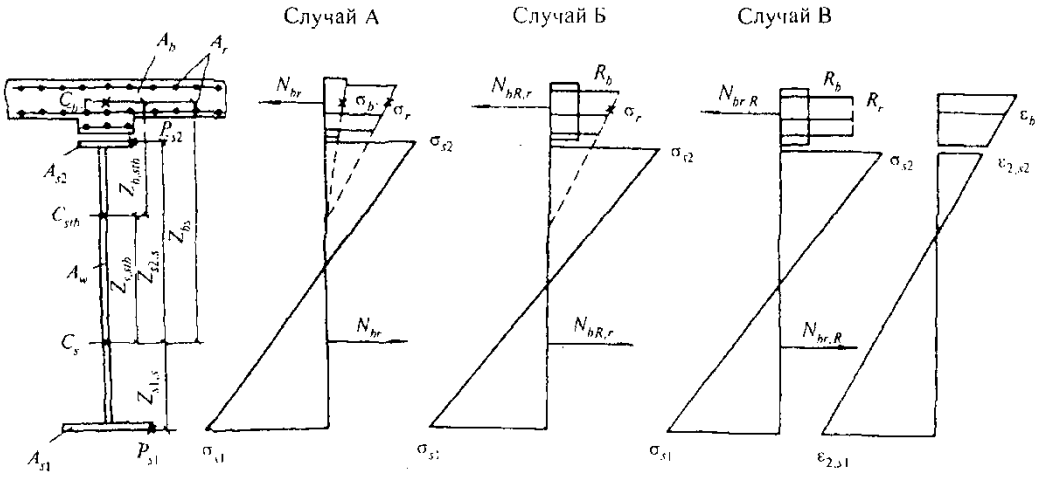


Рисунок 9.3 – Усилия, напряжения и деформации в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем положительный изгибающий момент

Таблица 9.5

A_{s2}/A_{s1}	Значения коэффициента η при $N / A_s m R_y$, равном							
	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
0	1,0 1,0	1,0 0,98	1,0 0,94	1,0 0,90	1,0 0,87	1,0 0,81	0,99 0,75	0,98 0,67
0,2	1,0 1,0	1,0 0,97	1,0 0,92	1,02 0,87	1,03 0,80	1,04 0,70	1,05 0,57	1,06 0,38
0,4	1,0 1,0	1,04 0,90	1,08 0,8	1,12 0,67	1,14 0,52	1,16 0,34	1,19 0,53	1,20 0,68
0,6	1,0 1,0	1,10 0,84	1,19 0,64	1,28 0,40	1,35 0,56	1,40 0,75	1,44 0,95	1,46 1,13
0,8	1,0 1,0	1,20 0,61	1,39 0,51	1,55 0,84	1,70 1,12	1,83 1,36	1,93 1,60	1,98 1,86
1,0	1,0 1,0	1,29 1,29	1,63 1,63	2,04 2,04	2,47 2,47	2,86 2,86	3,20 3,20	3,38 3,38

Продолжение таблицы 9.5

A_{s2}/A_{s1}	Значения коэффициента η при $N / A_s m R_y$, равном						
	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
0	0,96 0,58	0,95 0,45	0,92 0,28	0,88 0,52	0,83 0,68	0,75 0,76	0,63 0,82
0,2	1,07 0,49	1,06 0,61	1,05 0,72.	1,02 0,82	0,99 0,91	0,90 0,99	0,75 1,05
0,4	1,21 0,84	1,20 0,98	1,18 1,12	1,16 1,22	1,13 1,30	1,09 1,38	1,04 1,42
0,6	1,47 1,30	1,46 1,45	1,45 1,58	1,42 1,69	1,39 1,76	1,35 1,84	1,30 1,90
0,8	2,00 2,08	2,02 2,29	2,01 2,47	1,99 2,52	1,97 2,50	1,91 2,46	1,84 2,38
1,0	3,49 3,49	3,56 3,56	3,57 3,57	3,53 3,53	3,43 3,43	3,29 3,29	3,05 3,05

Таблица 9.6

Критерии и прочерки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях	
	Г	Д
Критерии: соотношения жесткостей	$E_b I_b \le 0{,}2 E_{st} I_s$	-
напряжений в бетоне (сжатие +, растяжение -)	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,stb}} - \sigma_{bi} > 0{,}1 m_b R_b$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,stb}} - \sigma_{bi} \le 0{,}1 m_b R_b$
Проверки: напряжения в продольной арматуре железобетона (растяжение +, сжатие -)	-	$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b,s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri} \le m_r R_r$
стального верхнего пояса (растяжение +, сжатие -)	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{æ_5 W_{s2,s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \le m_2 m R_y$	$\frac{-M - Z_{rs} N_{rR}}{æ_3 W_{s2,s}} - \frac{N_{rR}}{A_s} \le m R_y$
стального нижнего пояса (растяжение +, сжатие -)	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{æ_3 W_{s1,s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \le m R_y$	$\frac{-M - Z_{rs} N_r}{æ_3 W_{s1,s}} + \frac{N_r}{A_s} \le m R_y$

Обозначения, принятые в таблице 9.6:

M; M_1; M_2; σ_{bi}; σ_{ri}; A_{s2}; A_w; A_b; A_r; A_s; $W_{b,stb}$;$W_{s2,s}$;$W_{s1,s}$; n_b; n_r;R_y; R_b; R_r; æ$_3$; η; m; m_r; m_b; - см. обозначения к таблице 9.4;

$A_{s\psi} = A_s + \frac{A_r}{n_r \psi_{cr}}$; $W_{r,s\psi} = \frac{I_{s\psi}}{Z_{r,s\psi}}$; $I_{s\psi}$ - соответственно площадь, момент сопротивления и момент инерции поперечного сечения нетто стальной конструкции балки, работающей совместно с продольной арматурой площадью A_r/ψ_{cr} (приведенной к материалу стальной конструкции;

Z_{bs}; $Z_{b,s\psi}$; Z_{rs}; $Z_{r,s\psi}$ - расстояния по рисунку 9.4;

æ$_5$ = æ$_3$/m_2 - поправочный коэффициент, принимаемый не менее 1.0;

$m_2 = 1 + \frac{\sigma_b}{m R_y} \frac{A_b}{A_{s2}}$ - коэффициент условий работы верхнего стального пояса, принимаемый не более 1,2.

Обозначения, принятые в таблицах 9.4 - 9.6:

$N = N_{br} = A_b \sigma_b + A_r \sigma_r$ - в случаях А и Г;

$N = N_{br,R} = A_b R_b + A_r \sigma_r$ - в случае Б при проверке нижнего пояса;

$N = N_{br,R} = A_b R_b + A_r R_r$ - в случае Б при проверке верхнего пояса, а также в случае В;

$N = N_{rR} = A_r R_r$ - в случае Д при проверке верхнего пояса;

$N = N_r = A_r \sigma_r$, но не более $A_r R_r$ - в случае Д при проверке нижнего пояса.

Примечания

1 Случаи А, Б и В следует принимать по 9.2.16 (рисунок 9.3), Г и Д - по 9.2.18 (рисунок 9.4).

2 Здесь A_{s2} - меньший по площади пояс стальной балки.

3 Над чертой даны значения η для случая, когда напряжения от момента и осевой силы суммируются в меньшем по площади поясе стальной балки; под чертой - для случая, когда напряжения от момента и осевой силы суммируются в большем по площади поясе стальной балки.

4 Нормальную силу N следует принимать растягивающей стальную балку при сжимающих напряжениях в железобетонной плите и сжимающей стальную балку при растягивающих напряжениях в железобетонной плите и арматуре (в формулы силу N в обоих случаях необходимо подставлять со знаком «плюс»).

9.2.17 При расположении нейтральной оси сечения в пределах высоты железобетонной плиты и напряжениях в растянутой части плиты, превосходящих $m_b R_{bt}$ по 7.2.7 и 7.2.8, в состав сечения следует включать только сжатую часть бетона. Проверку прочности сечения следует выполнять с учетом неравномерного распределения напряжений по высоте железобетонной плиты.

9.2.18 Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие отрицательного изгибающего момента (вызывающего в верхнем поясе растяжение) следует выполнять по формулам таблицы 9.6 по одному из расчетных случаев Г или Д (рисунок 9.4) в зависимости от величины напряжения в бетоне σ_b на уровне центра тяжести железобетонной плиты.

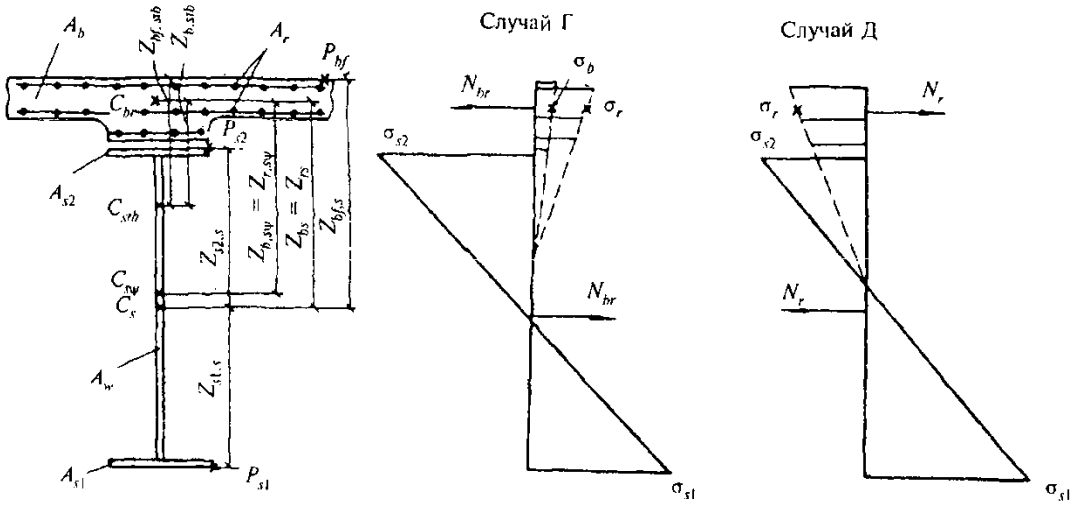


Рисунок 9.4 – Усилия и напряжения в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем отрицательный изгибающий момент

9.2.19 Расчет по прочности более сложных сечений (например, напрягаемых высокопрочной арматурой, двухплитных, при совместном действии изгибающего момента и внешней осевой силы) следует выполнять с учетом их напряженного состояния и конструктивных особенностей в соответствии с 9.2.16 – 9.2.18.

Для сечения с высокопрочной арматурой усилия предварительного напряжения следует учитывать на стадии натяжения арматуры как внешнюю нагрузку. На последующих стадиях работы при определении разгружающих усилий N высокопрочную арматуру следует учитывать с бетоном и ненапрягаемой продольной арматурой, при этом необходимо дополнительно выполнить проверку прочности высокопрочной арматуры. В случае Д высокопрочную арматуру следует проверять с учетом увеличения усилия в ней при ограниченном развитии пластических деформаций в стальной конструкции.

При действии на сечение наряду с изгибающими моментами M также внешних осевых усилий N_e следует учитывать дополнительные изгибающие моменты, возникающие от изменения положения центра тяжести рассматриваемой части сечения.

9.2.20 Расчет по прочности сечений с железобетонной плитой, работающей на местный изгиб в продольном направлении, следует выполнять по расчетным случаям А, Б, В, Г и Д, при этом плиту в случаях Б, В и Д необходимо рассчитывать по предельному равновесию как внецентренно сжатый или внецентренно растянутый железобетонный стержень в соответствии с 7.3.21, 7.3.22, 7.3.24, 7.3.25, 7.3.27 и 9.2.10, а в расчете всего

сечения следует учитывать разгрузку стальной его части равнодействующей сжимающих или растягивающих продольных сил, воспринимаемых плитой.

Расчет на выносливость

9.2.21 Расчет на выносливость следует выполнять: для стальной и железобетонной частей конструкции, а также для конструкций объединения железобетона со сталью. При этом высокопрочную арматуру, имеющую сцепление с бетоном, следует относить к железобетонной части, а не имеющую сцепления - к стальной.

В расчетах на выносливость следует учитывать неупругие деформации бетона согласно 9.2.3 – 9.2.5 и обязательному приложению Пр4.

Температурные воздействия, усадку бетона и горизонтальные нагрузки в расчетах на выносливость допускается не учитывать.

В состав сечения при определении $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ следует включать ту часть бетона, в которой при рассматриваемом загружении отсутствует растяжение.

Проверку выносливости следует выполнять с учетом требований, изложенных в 7.3.43 - 7.3.46 и 8.3.38.

9.2.22 Расчет на выносливость сталежелезобетонной балки с ненапрягаемой арматурой в железобетонной части сечения следует выполнять по формулам:

$$\sigma_{bf} = \frac{M_{2w}}{n_{vkr} W'_{bf,stb}} \le m_{b1} R_b ; \qquad (9.3)$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{1w}}{W_{s1,s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s1,stb}} \le m æ_2 \gamma_{w,s1} R_y ; \qquad (9.4)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{1w}}{W_{s2,s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s2,stb}} \le m æ_2 \gamma_{w,s2} R_y , \qquad (9.5)$$

где M_{1w} - изгибающий момент первой стадии работы от нагрузок, учитываемых в расчетах на выносливость;

M_{2w} - изгибающий момент второй стадии работы от нагрузок, учитываемых в расчетах на выносливость, включая изгибающие моменты от виброползучести бетона в статически неопределимых системах;

$W'_{i,stb}$ - момент сопротивления нетто сталежелезобетонного сечения для фибры i (bf, $s1$, $s2$), определенный при коэффициенте приведения бетона к стали $n_{vkr} = E_{st}/E_{vkr}$;

E_{vkr} - условный модуль упругости бетона с учетом его виброползучести по обязательному приложению Пр4 ;

m_{b1} - коэффициент условий работы бетона под многократно повторяющейся нагрузкой согласно 7.2.9;

остальные обозначения соответствуют принятым в 7.3.46, 8.3.38, 9.2.16 и на рисунке 9.3.

При наличии концентраторов напряжений на стенке балки следует проверить выносливость и этих точек сечения с подстановкой в формулы (9.4) и (9.5) соответствующих значений моментов сопротивления и коэффициента γ_w.

Расчет по трещиностойкости

9.2.23 Расчет железобетонных плит по трещиностойкости при совместной работе со стальными конструкциями следует выполнять в соответствии с требованиями 7.4.1 - 7.4.16 и 9.2.9. При этом в расчетах по образованию трещин предельные значения растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне следует сопоставлять с напряжениями в крайней фибре бетона σ_{bf} упруго работающего сталежелезобетонного сечения, вычисленными от эксплуатационных нагрузок с учетом на стадии эксплуатации неупругих деформаций согласно 9.2.3.

В расчетах по раскрытию трещин напряжения в крайнем ряду продольной арматуры следует вычислять с учетом увеличения ее площади согласно 9.2.9 и потерь напряжения от неупругих деформаций. При ненапрягаемой продольной арматуре и работе сечения по двум стадиям растягивающее напряжение следует вычислять по формуле

$$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b,s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri}, \qquad (9.6)$$

где M_2 - изгибающий момент второй стадии работы от эксплуатационных нагрузок, определяемый для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона, обжатия поперечных швов, образования поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменения температуры;

остальные обозначения пояснены в соответствии с 9.2.9, 9.2.16, 9.2.18 и на рисунке 9.4.

9.2.24 Раскрытие трещин (при двух стадиях работы) в растянутой сборной железобетонной плите, у которой ненапрягаемая арматура в поперечных швах не состыкована, следует определять по формуле

$$a_{cr,d} = \frac{Z_{bf,s}}{Z_{s2,s}} \cdot \frac{\sigma_{2,s2}}{E_{st}} l_a \le \Delta_{cr,d}, \qquad (9.7)$$

где $\sigma_{2,s2}$ - растягивающее напряжение в стальном верхнем поясе от нагрузок и воздействий второй стадии работы в предположении, что железобетонная плита в растянутой зоне отсутствует;

l_a - расстояние между конструкциями объединения у поперечных швов, при отсутствии конструкций объединения - длина блока плиты;

$Z_{bf,s}$, $Z_{s2,s}$ - расстояния согласно рисунку 9.4;

$\Delta_{cr,d}$ = 0,03 см - предельная ширина раскрытия трещин в поперечном шве, имеющем арматуру для передачи поперечной силы; при отсутствии в шве арматуры $\Delta_{cr,d}$ следует вычислять в предположении, что поперечная сила через шов не передается.

При устройстве клеевых швов трещиностойкость железобетонной плиты следует проверять по категории требований по трещиностойкости 2а.

При использовании клееных стыков в предварительно напряженной железобетонной плите ее трещиностойкость следует принимать по 7.4.1.

Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

9.2.25 Конструкции объединения следует рассчитывать на сдвигающие усилия S_Q. В объединительном шве от поперечных сил и продольное сдвигающее усилие S_N, возникающее от температурных воздействий и усадки бетона, анкеровки высокопрочной арматуры, воздействия примыкающей ванты или раскоса и т.д.

Конструкции объединения, расположенные на концевых участках железобетонной плиты, следует рассчитывать, кроме того, на отрывающие усилия, в том числе возникающие от температурных воздействий и усадки бетона.

9.2.26 Сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции следует определять по формуле

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{r1}A_r) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{r2}A_r), \quad (9.8)$$

где σ_{b1}, σ_{b2} - напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона соответственно в правом и левом сечениях расчетного участка плиты длиной a_i;

σ_{r1}, σ_{r2} - напряжения в продольной арматуре соответственно в тех же сечениях;

A_b, A_r - согласно 9.2.16 и 9.2.9.

Если растягивающие напряжения в железобетонной плите превышают 0,4 $R_{bt,ser}$, сдвигающие усилия следует определять в предположении наличия в плите трещин и вычислять напряжения в арматуре σ_r с учетом продольной жесткости плиты согласно 9.2.9.

Полное концевое сдвигающее усилие S_e следует определять, принимая на конце $\sigma = 0$ и назначая длину концевого расчетного участка равной

$$a_e = 0{,}36(H + b_{sl}), \quad (9.9)$$

где H - расчетная высота поперечного сечения сталежелезобетонного элемента;

b_{sl} -согласно 9.2.12.

Распределение сдвигающих усилий между железобетонной плитой и стальной конструкцией в сложных случаях воздействий допускается принимать согласно приложению Пр6.

9.2.27 Концевые, отрывающие железобетонную плиту от стальной конструкции усилия S_{ab} следует определять по формуле

$$S_{ab} = 5{,}6\frac{Z_{b,s2}}{H + b_{sl}}S_e, \quad (9.10)$$

где $Z_{b,s2}$ - расстояние от центра тяжести поперечного сечения бетона до верхней фибры стальной конструкции;

S_e, H, b_{sl} - согласно 9.2.26.

Отрывающее усилие S_{ab} следует принимать приложенным на расстоянии 0,024($H + b_{sl}$) от конца плиты (рисунок Пр6.1 приложения Пр6).

9.2.28 Расчеты конструкции объединения стальной части с железобетонной плитой следует выполнять:

а) при жестких упорах - полагая прямоугольной эпюру сжимающих напряжений, передаваемых расчетной сминающей поверхностью упора;

б) при вертикальных гибких упорах - исходя из условий работы упора на изгиб со смятием бетона согласно приложению Пр7;

в) при наклонных анкерах - исходя из условий работы анкера на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона согласно приложению Пр7;

г) при закладных деталях плиты, объединенных со стальными поясами высокопрочными болтами, - исходя из расчета фрикционных соединений на высокопрочных болтах согласно 8.3.81 и 8.3.82;

д) при объединительных швах на высокопрочных болтах, обжимающих железобетон, - исходя из условий работы объединения на трение по контактным поверхностям шва согласно приложению Пр8;

е) при болтоклеевых объединительных швах - в соответствии с «г» или «д», но с учетом сил сцепления от склеивания.

9.2.29 Расчет конструкции объединения на жестких упорах надлежит выполнять по следующим формулам:

– по прочности

$$S_h \le 2R_bA_{b,dr}; \qquad (9.11)$$

– на выносливость

$$S_w \le 1{,}5m_{b1}R_bA_{b,dr}; \qquad (9.12)$$

где S_h, S_w - сдвигающие усилия, приходящиеся на один упор, соответственно при расчете по прочности или выносливости;

$A_{b,dr}$ - площадь поверхности смятия бетона упором; при цилиндрических и дугообразных упорах - площадь их диаметрального сечения;

m_{b1} - согласно 9.2.22.

При сборной железобетонной плите и расположении упоров в окнах расчетное сопротивление R_b следует принимать по классу бетона блоков, а толщину подливки не включать в площадь смятия. При расположении упоров в продольных швах плиты площадь смятия следует учитывать полностью, а расчетные сопротивления принимать по классу бетона замоноличивания швов.

Если жесткие упоры расположены в железобетонном ребре или вуте, предельные значения величин S_h и S_w следует уменьшать, умножая правые части приведенных формул на 0,9 при $1{,}5\ b_{dr} > b_{rib} > 1{,}3\ b_{dr}$ и на 0,7 при $b_{rib} \le 1{,}3\ b_{dr}$, где b_{dr} - ширина площади смятия бетона упором, b_{rib} - ширина ребра или вута на уровне центра тяжести расчетной площади смятия бетона упором.

9.2.30 Прикрепления конструкций объединения к стальной части следует рассчитывать согласно 8.3.63 – 8.3.83.

Расчеты прикрепления жесткого упора к стальной части конструкции следует выполнять с учетом момента от сдвигающей силы.

9.2.31 При одновременном использовании в конструкции объединения жестких упоров и наклонных анкеров допускается учитывать их совместную работу, полагая полное сопротивление объединительного шва равным сумме сопротивлений упоров и анкеров.

Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам

9.2.32 Вертикальные прогибы от действующих нагрузок, а также перемещения при определении периодов колебаний следует вычислять в предположении упругой работы бетона независимо от знака возникающих в нем напряжений.

При определении периодов свободных горизонтальных колебаний прогиб железобетонной плиты в горизонтальной плоскости допускается определять с введением в состав сечения защитного слоя, подготовки под гидроизоляцию, бортов балластного корыта и железобетонных тротуаров.

При расчете строительного подъема пролетных строений с монолитной плитой проезжей части следует учитывать последовательность бетонирования плиты, усадку и ползучесть бетона, возможные перепады температуры между стальной и железобетонной частями сооружения, а также саморазогрев бетона в процессе твердения.

9.2.33 В однопутных пролетных строениях железобетонная плита должна быть проверена по прочности в горизонтальной плоскости как сжато-изогнутый (или растянуто-изогнутый) железобетонный элемент, находящийся под действием осевого усилия от совместной работы со стальной конструкцией и изгибающего момента от горизонтальных нагрузок. Температурные воздействия и усадку бетона при этом допускается не учитывать.

Если бетон плиты от действия вертикальных нагрузок и усилий предварительного напряжения оказывается в пластическом состоянии и не воспринимает горизонтальный изгибающий момент, последний должен быть воспринят стальной частью конструкции. При этом полные относительные деформации в бетоне $\varepsilon_{b,lim}$ с учетом горизонтального изгибающего момента не должны превышать 0,0016.

9.3 Конструирование

9.3.1 Железобетонную плиту следует объединять со стальными главными балками и фермами по всей их длине. Требуемая степень трещиностойкости должна быть обеспечена продольным армированием или предварительным напряжением.

Минимальный процент армирования железобетонных плит в зонах действия растягивающего плиту момента следует определять по формуле

$$\mu_{\min} = [\, R_{bt,ser} \;/\; 0{,}8\, R_{sn} \,] \times 100, \qquad (9.13)$$

где $R_{bt,ser}$ – расчетные сопротивления соответственно бетона и арматуры по разделу 7.
R_{sn}

9.3.2 Толщину железобетонной плиты между опорными стальными балками следует принимать не менее 150 мм, в консольной части – не менее 120 мм.

9.3.3 Объединение сборной железобетонной плиты со стальной конструкцией упорами и анкерами, замоноличиваемыми в окнах, не допускается.

Объединение упорами и анкерами, замоноличиваемыми в швах сборной железобетонной плиты, допускается при ширине шва не менее 30 см. Зазор между упором или анкером и гранью плиты должен быть не менее 5 см. Шов следует армировать на всю ширину; при этом по граням плит следует предусматривать арматурные выпуски.

При устройстве прерывистых объединительных швов должна быть обеспечена прочность железобетонной плиты при работе на местный изгиб между участками опирания, при этом высота зазора между плитой и поясом должна быть достаточной для окраски пояса.

9.3.4 Размещение конструкций объединения должно удовлетворять следующим требованиям:

- расстояние в свету между жесткими упорами и анкерами не должно превышать восьмикратной средней толщины плиты, определяемой делением площади плиты, включенной в работу, на ее расчетную ширину, при этом площадь плиты следует принимать с учетом площади ребра или вута;
- расстояние в свету между жесткими упорами должно быть не менее 3,5-кратной высоты расчетной площади смятия бетона упором;
- расстояние в свету между анкерами должно быть не менее $3d_{an}$, где d_{an} - диаметр стержня анкера.

Минимальные расстояния для размещения высокопрочных болтов, обжимающих железобетонную плиту, следует принимать по таблице 9.7.

9.3.5 Конструкция жестких упоров должна обеспечивать равномерные деформации бетона по площади смятия и не приводить к раскалыванию бетона, например, из-за наличия углов.

При выпуклой форме поверхности, передающей давление с упора на бетон (цилиндрических упорах и др.), зону местного сжатия бетона упором необходимо армировать.

Гибкие упоры в виде круглых стержней с головкой следует применять диаметром не менее 19 мм и высотой, включая головку, – не менее 100 мм; диаметр головки должен быть не менее 1,5 диаметра стержня.

9.3.6 Анкеры следует устраивать, как правило, в виде петель, расположенных под углом 45° к направлению сдвигающих усилий.

Допускается применение одиночных арматурных анкеров.

В закладных деталях петлевые арматурные анкеры следует, как правило, применять в сочетании с жесткими упорами.

Таблица 9.7

Нормируемый размер	Минимально допустимое расстояние, мм, при диаметре болтов, мм	
	22	24
От центра отверстия до края железобетонного элемента	100	120
Между центрами отверстий по всем направлениям	140	160

9.3.7 При применении высокопрочных болтов для объединения сборной железобетонной плиты со стальными поясами необходимо:

- отверстия под высокопрочные болты назначать увеличенных диаметров, обеспечивающих постановку болтов с учетом допусков, установленных нормами изготовления и монтажа;
- обеспечить возможность устранения неплотностей за счет деформирования стальных листов при стягивании, применения податливых прокладок или других мер.

9.3.8 Железобетонная плита должна быть заанкерена против отрыва ее от стальной части. При жестких упорах, не обеспечивающих заанкеривания железобетонной плиты, следует применять дополнительные меры против ее отрыва.

Если в объединении с наклонными анкерами сдвигающая сила может менять направление действия, необходимы постановка наклонных анкеров встречных направлений или сочетание наклонных анкеров с вертикальными.

9.3.9 Толщина защитного слоя бетона для упоров и анкеров в теле плиты должна быть не менее 50 мм. При соединении на сварке расстояние между краем сварного шва упора (анкера) и краем стального элемента, к которому приварен упор (анкер), должно быть не менее 25 мм.

9.3.10 Поперечные стыки блоков сборной железобетонной плиты рекомендуется устраивать с применением:

- склеивания торцевых поверхностей с обжатием стыков усилием, создающим давление на торец не менее 0,5 МПа;
- сварки арматурных выпусков и последующего замоноличивания шва бетоном.

9.3.11 При сборной железобетонной плите, объединенной на всей длине блока, между стальным верхним поясом и железобетонным блоком должен быть предусмотрен слой бетона или раствора, предохраняющий верхний пояс от коррозии. При толщине слоя раствора или бетона 5 см и более его следует армировать.

9.3.12 Монолитную плиту следует устраивать при наличии технологического регламента по ее бетонированию.

Несъемную опалубку монолитной плиты следует выполнять из материалов, долговечность которых не ниже прогнозируемого срока службы плиты (или пролетного строения в целом), и обеспечивать ее сцепление с бетоном специальными конструктивными мерами для предотвращения отлипания опалубки в процессе эксплуатации.

10 Основания и фундаменты

Общие положения

10.1 Основания и фундаменты мостов, труб следует проектировать в соответствии с требованиями СП 22.13330.2011, СП 24.13330.2011, СП 32-101-95, СП 14.13330.2014 и настоящим СТУ.

10.2 Классификацию грунтов оснований необходимо производить в соответствии с ГОСТ 25100-2011.

10.3 Значения физико-механических характеристик грунтов, необходимые для вычисления расчетных сопротивлений оснований, следует определять согласно требованиям СП 22.13330.2011, СП 24.13330.2011.

10.4 Нормативные и расчетные значения характеристик физико-механических свойств материалов, используемых для фундаментов, должны удовлетворять требованиям раздела 7.

Расчеты

10.5 Основания и фундаменты мостов и труб следует рассчитывать по двум группам предельных состояний:

- по первой группе - по несущей способности оснований, устойчивости фундаментов против опрокидывания и сдвига, прочности и устойчивости конструкций фундаментов;
- по второй группе - по деформациям оснований и фундаментов (осадкам, кренам, горизонтальным перемещениям), положению равнодействующей для фундаментов мелкого заложения и трещиностойкости железобетонных конструкций фундаментов.

10.6 Взвешивающее действие воды на грунты и части сооружения, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод, необходимо учитывать в расчетах по несущей способности оснований и по устойчивости положения фундаментов, если фундаменты заложены в песках, супесях, илах. При заложении фундаментов в суглинках, глинах и скальных грунтах взвешивающее действие воды требуется учитывать в случаях, когда оно создает более неблагоприятные расчетные условия. Уровень воды принимается самый невыгодный: наинизший или наивысший.

10.7 Для оснований из нескальных грунтов под фундаментами мелкого заложения, рассчитываемыми без учета заделки в грунт, положение равнодействующей расчетных нагрузок (по отношению к центру тяжести площади подошвы фундаментов), характеризуемое относительным эксцентриситетом, должно быть ограничено значениями, указанными в таблице 10.1.

Проверку положения равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундаментов устоев при высоте подходной насыпи свыше 12 м следует производить с учетом вертикального давления от веса примыкающей части насыпи. В этом случае

относительный эксцентриситет в сторону пролета должен составлять не более чем 20 % значений, указанных в таблице 10.1.

Таблица 10.1 Наибольший относительный эксцентриситет (e_0/r)

Тип опоры моста	Сочетания нагрузок (II предельное состояние)	
	только постоянные нагрузки	постоянные и временные (таблица 6.17В)
Промежуточная	0,1	1,0
Устой	0,5	0,6

Эксцентриситет нагрузки e_0 и радиус ядра сечения фундамента r (у его подошвы) определяют по формулам:

- эксцентриситет нагрузки;

$$e_O = \frac{M}{N} \qquad (10.1)$$

- радиус ядра сечения;

$$r = \frac{W}{A} \qquad (10.2)$$

где M - момент сил, относительно главной центральной оси подошвы фундамента;
N - равнодействующая вертикальных сил;
W - момент сопротивления подошвы фундамента для менее напряженного ребра;
A - площадь подошвы фундамента.

10.8 Несущая способность основания под подошвой фундаментов мелкого заложения при расчетах опор на основные, дополнительные, особые и строительные сочетания нагрузок (раздельно вдоль и поперек моста), должна удовлетворять условиям:

$$p \le \frac{1}{\gamma_n} R \quad \text{и} \quad p_{max} \le \frac{m}{\gamma_n} R \qquad (10.3)$$

где p - среднее давление подошвы фундамента на основание, кПа;
p_{max} - максимальное давление подошвы фундамента на основание, кПа;
R - расчетное сопротивление основания из нескальных или скальных грунтов осевому сжатию, кПа, по приложению Пр9 настоящего СТУ;
γ_n - коэффициент надежности по ответственности (назначению), принимаемый равным 1,4;
m - коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 10.2.

Таблица 10.2 - Значение коэффициента условий работы m при расчете несущей способности грунта под подошвой фундамента мелкого заложения

Сочетания нагрузок	Тип основания	
	Нескальное	Скальное
Основные	1,0	1,2
Дополнительные	1,2	1,2
Особые и аварийные	1,3	1,3
Строительные	1,2	1,2

В расчетах по несущей способности оснований фундаментов мелкого заложения напряжения в грунте под подошвой p_{max} от постоянных и временных нагрузок следует определять отдельно вдоль и поперек оси моста.

10.9 При расчетах свайных фундаментов усилия, которые возникают в сваях от постоянных и временных нагрузок, следует определять как суммарные экстремальные по сочетаниям вдоль и поперек оси моста.

10.10 В расчетах (по грунту и материалу) конструкций свайных фундаментов за расчетную поверхность грунта следует принимать: для фундаментов устоев - естественную поверхность грунта; для фундаментов промежуточных опор - поверхность грунта у опор на уровне срезки (планировки) или местного размыва, определяемого согласно указаниям 5.5.1-5.5.14 при расчетном и наибольшем расходах для расчетов на действие соответственно расчетных (крайних) и эксплуатационных нагрузок.

Для устоев и береговых промежуточных опор со свайными фундаментами, ростверки которых расположены над грунтом, а сваи погружены сквозь отсыпанную или намытую часть насыпи, расчетную поверхность грунта допускается принимать с учетом заделки свай в этой части насыпи.

10.11 Несущую способность одиночной сваи в грунтах при действии осевого сжимающего или выдергивающего усилия следует определять согласно СП 24.13330.2011.

10.12 Несущую способность основания в уровне низа свай требуется проверять как для условного фундамента.

Указанная проверка не требуется для:

- однорядных фундаментов в любых грунтовых условиях;
- многорядных свайных фундаментов, сваи которых работают как стойки (при опирании их на скальные грунты, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем или глинистые грунты твердой консистенции.

10.13 Если под несущим слоем грунта, воспринимающим давление подошвы фундамента или нижних концов свай, залегает слой менее прочного грунта, необходимо проверить несущую способность этого слоя согласно приложению Пр11 настоящего СТУ.

10.14 Расчет по устойчивости фундаментов мелкого заложения против опрокидывания или плоского сдвига (скольжения) необходимо производить согласно 6.5.2.7 и 6.5.2.8, приняв в расчете на сдвиг следующие значения коэффициентов трения кладки о поверхность:

- скальных грунтов с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т.п.) и глин:
  а) во влажном состоянии - 0,25;
  б) в сухом состоянии - 0,30;
- суглинков и супесей - 0,30;
- песков - 0,40;
- гравийных и галечниковых грунтов - 0,50;
- скальных грунтов с неомыливающейся поверхностью - 0,60.

10.15 Расчет по устойчивости фундаментов против глубинного сдвига (смещения совместно с грунтом по наиболее неблагоприятной поверхности скольжения) следует выполнять:

- для промежуточных опор, расположенных па косогорах
- для устоев при насыпях высотой свыше 12 м - во всех случаях,
- для устоев при насыпях высотой от 6 до 12 м - в случаях расположения в основании фундаментов слоя глинистого грунта или прослойки водонасыщенного песка, подстилаемого глинистым грунтом.

10.16 Осадку и крен фундаментов мелкого заложения следует рассчитывать согласно СП 24.13330.2011.

В расчете осадки устоев при высоте насыпи свыше 12 м необходимо учитывать дополнительное вертикальное давление на основание от веса примыкающей части подходной насыпи, определяемое согласно приложению Пр12 настоящего СТУ.

10.17 Осадку фундамента из свай следует определять в соответствии с указаниями 10.16, рассматривая такой фундамент как условный в форме прямоугольного параллелепипеда размерами, принимаемыми согласно приложению Пр10 настоящего СТУ.

Осадку свайного фундамента допускается принимать равной осадке одиночной сваи по данным статических испытаний ее в тех же грунтах при соблюдении одного из следующих условий:

а) сваи работают как стойки;

б) число продольных рядов свай не более трех.

10.18 При определении осадок фундаментов в соответствии с 10.16 и 10.17 за расчетную поверхность грунта допускается принимать его естественную поверхность (без учета срезки или возможности размыва).

Осадки фундаментов допускается не определять:

- при опирании фундаментов на скальные, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и твердые глины (при коэффициенте пористости $e < 0,8$) - для всех мостов;
- при опирании фундаментов на прочие грунты - для мостов внешне статически определимых систем пролетом до 55 м.

10.19 Напряжение в бетоне ростверка от давления торца свай, как правило, не должно превышать расчетное сопротивление бетона ростверка по нормам для осевого сжатия в расчетах по прочности.

Если напряжение превышает расчетное сопротивление бетона ростверка, следует применить бетон более высокого класса или предусмотреть укладку арматурных сеток из стержней диаметром 12 мм над каждой сваей (одной сетки, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона ростверка до 20 %, или двух сеток, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона на 20-30 %).

Конструирование

10.20 Фундаменты мостов и труб следует закладывать в грунт на глубине, определяемой расчетами несущей способности оснований и фундаментов согласно 10.5 - 10.18 и принимаемой не менее значений, требуемых СП 22.13330.2011 и СП 32-101-95 для фундаментов мелкого заложения, СП 24.13330.2011 и СП 32-101-95 для свай и ростверков. Минимальные расстояния между сваями в плане следует назначать согласно СП 24.13330.2011.

В пределах водотоков фундаменты мостов должны быть заложены в грунт ниже уровня местного размыва, определяемого согласно указаниям 5.5.1-5.5.14 при расчетном и наибольшем расходах воды, на глубине, требуемой по расчету на действие соответственно расчетной (крайней) и эксплуатационной нагрузок.

10.21 Размеры в плане ростверка свайных фундаментов следует принимать исходя из расстояний между осями свай по СП 24.13330.2011 с учетом установленных допусков на точность заглубления свай в грунт, а также из необходимости обеспечения между сваями и вертикальными гранями ростверка расстояния в свету не менее 25 см, при сваях-оболочках диаметром свыше 2 м - не менее 10 см.

Тампонажный слой бетона, уложенного подводным способом, запрещается использовать в качестве рабочей (несущей) части ростверка.

10.22 Сваи должны быть заделаны в ростверк (выше слоя бетона, уложенного подводным способом) на длину, определяемую расчетом и принимаемую не менее половины периметра призматических свай, и 1,2 м - для свай диаметром 0,6 м и более.

Допускается заделка свай в ростверке с помощью выпусков стержней продольной арматуры длиной, определяемой расчетом, но не менее 30 диаметров стержней при арматуре периодического профиля и 40 диаметров стержней при гладкой арматуре. При этом сваи должны быть заведены в ростверк не менее чем на 10 см.

10.23 Железобетонный ростверк необходимо армировать по расчету согласно указаниям раздела 7.

Бетонный ростверк следует армировать конструктивно в его нижней части (в промежутках между сваями). Площадь поперечного сечения стержней арматуры вдоль и поперек оси моста необходимо принимать не менее 10 $см^2$ на 1 м ростверка.

10.24 Прочность раствора, применяемого для заделки свай или свай-столбов в скважинах, пробуренных в скальных грунтах, должна быть не ниже 9,8 МПа, в остальных грунтах - не ниже 4,9 МПа.

10.25 На обрезе фундамента при его расположении в пределах колебаний уровней воды и льда следует предусматривать устройство фаски размером не менее 0,3 × 0,3 м, а фундаменту придавать обтекаемую форму.

10.26 При необходимости устройства уступов фундамента размеры их должны быть обоснованы расчетом, а поверхности, соединяющие внутренние ребра уступов бетонного фундамента, не должны отклоняться от вертикали на угол свыше 30°.

Наклон к вертикали боковых граней опускного колодца (или отношение суммарной ширины уступов колодца к глубине заложения), как правило, не должен превышать 1:20. Наклон более указанного допускается при условии принятия мер, обеспечивающих погружение колодцев с заданной точностью.

11 Строительство мостов и труб

Общие положения

11.1 Строительство мостов и труб должно выполняться в соответствии с требованиями СП 48.13330.2011 «Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004», устанавливающими общие правила организации и управления строительством и СП 46.13330.2012 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 3.06.04-91», устанавливающими правила производства и приемки работ по сооружению новых и реконструкции постоянных мостовых сооружений на железных дорогах колеи 1520мм при движении пассажирских поездов со скоростями до 200 км/ч. Кроме того, следует руководствоваться дополнительными требованиями, приводимыми в настоящем СТУ.

11.2 Работы, не охваченные СП 46.13330.2012 и настоящим СТУ, или изложенные в недостаточном объеме, следует выполнять в соответствии с указаниями проекта производства работ и технологических регламентов, разрабатываемых в составе организационно-технологической документации согласно требованиям СП 48.13330.2011.

11.3 При строительстве мостов и труб, кроме требований указанных сводов правил, следует соблюдать требования, содержащиеся в государственных стандартах, сводах правил, а также в других нормативных документах, в том числе по технике безопасности, производственной санитарии и пожарной безопасности, мероприятия по обеспечению которых необходимо разрабатывать в составе ППР с учетом требований постановления Правительства РФ №390 от 25.04.2012 г. «О противопожарном режиме».

11.4 Все работы при строительстве мостов и труб высокоскоростной магистрали в пределах существующих железнодорожных станций, а также в полосе отвода железных дорог и в охранной зоне производственных объектов сооружений и устройств железных дорог, необходимо выполнять в соответствии с требованиями «Технического регламента Таможенного союза о безопасности инфраструктуры железнодорожного транспорта ТР ТС 003/2011» и иных нормативных документов владельцев инфраструктуры, регламентирующих безопасное ведение работ.

11.5 Все работы при строительстве мостов и труб высокоскоростной магистрали в пределах существующих железнодорожных станций, а также в полосе отвода и в охранной зоне производственных объектов сооружений и устройств железных дорог необходимо вести в «окна» (технологический перерыв в движении поездов) в следующих случаях:

- при проведении работ в габарите приближения строений и подвижного состава железных дорог;
- когда опасные зоны по условиям производства работ, отраженным в ПОС и ППР, затрагивают габарит приближения строений и подвижного состава железных дорог;
- на электрифицированных участках железной дороги при необходимости снятия напряжения с устройств контактной сети и воздушных линий по условиям

производства работ.

11.6 Соответствующий раздел ППР, график и продолжительность «окон» должны быть согласованы с эксплуатирующей железную дорогу организацией.

11.7 Все работы при строительстве мостов и труб высокоскоростной магистрали в пределах существующих железнодорожных станций, а также в полосе отвода и в охранной зоне производственных объектов сооружений и устройств проводимые не в «окна», но в охранной зоне воздушных линий электропередачи, необходимо выполнять руководствуясь требованиями «Правил устройства электроустановок» и по согласованию с владельцами инфраструктуры.

11.8 Конструкции мостовых сооружений должны быть проверены расчётом на возможный пропуск по ним монтажных агрегатов.

12 Проектирование и строительство транспортных тоннелей

12.1 Общие требования к конструкциям тоннелей

12.1.1 Данные СТУ регламентируют требования по проектированию, строительству и эксплуатации тоннелей на высокоскоростной железнодорожной магистрали со скоростями движения до 400км/ч.

12.1.2 Требования безопасности при проектировании тоннелей ВСМ определяются требованиями СП 122.13330.2012, СП 119.13330.2012, СП 120.13330.2012, СП 32-106-2004, а также требованиями, изложенными в настоящем параграфе.

12.1.3 Для тоннелей и притоннельных сооружений принимается класс КС-3. Согласно таблице 2 Изменения №1 к ГОСТ Р 54257-2010 от 01.07.2014 г. уровень ответственности принимается повышенный.

12.1.4 Обделка тоннелей должна иметь улучшенные аэродинамические свойства, не иметь выступающих углов, в связи с чем:

- ниши и камеры в тоннеле не устраиваются;
- светильники и датчики должны быть утоплены в тело обделки;
- трубы с подводящим кабелем питания освещения либо слаботочных устройств утапливаются в обделку и не должны выступать за внутренний контур обделки.

12.1.5 Подрельсовое основание в тоннелях устраивается безбалластным.

12.1.6 Портальные участки тоннеля необходимо проектировать раструбного типа. Геометрические параметры раструбов (длина раструбной части, соотношение между сечением собственно тоннеля и входным сечением раструбной части) должны обеспечивать безопасный уровень максимального колебания давления (разность между экстремальными пиковыми значениями верхнего и нижнего давления).

За безопасный уровень максимального колебания давления принимается показатель не более 10 кПа.

В случае расположения вблизи входа в тоннель зданий и сооружений, а также при расположении тоннелей в особых экологических зонах при специальном обосновании допускается выполнять по длине раструбных участков проемы, связывающие внутритоннельное пространство с атмосферой, а вертикальные поверхности этих участков покрывать шумопоглощающими материалами.

12.2 Объемно-планировочные решения

12.2.1 Тоннели проектируются как два однопутных тоннеля, соединяемых эвакуационными сбойками, короткие тоннели длиной менее 600 м, при соответствующем технико-экономическом обосновании, могут проектироваться двухпутными.

12.2.2 Тоннели протяженностью 600 м и более должны иметь дополнительные эвакуационные выходы в рядом расположенные тоннели или сервисные штольни, имеющие выход на поверхность. Эвакуационные сбойки устраиваются с шагом не более чем 300 м. Эвакуационные сбойки должны быть оборудованы тамбур-шлюзами.

12.2.3 Сервисная штольня, параллельная тоннелю, может предусматриваться:

- по требованиям проекта организации строительства;
- для дренажа грунтового массива;
- для прокладки коммуникаций, в том числе транзитных кабелей напряжением до 110 кВ.

12.2.4 Кабели электроснабжения и электроосвещения, а также кабели систем автоматики и телемеханики, железнодорожной электросвязи должны располагаться в кабельных каналах, расположенных в банкетках тоннеля или в многофункциональной штольне. Противопожарные трубопроводы следует размещать в каналах в банкетках тоннеля, или в конструкции жесткого основания пути, или в многофункциональной штольне.

12.3 Поперечное сечение, продольный профиль и план

12.3.1 Поперечное сечение тоннеля должно приниматься с учетом размещения габарита приближения строений с учетом необходимости уменьшения аэродинамического воздействия проходящих через тоннель поездов на конструктивные элементы тоннеля до допустимых значений, обеспечения комфортности пассажиров, принятых конструкций контактной сети, конструкции пути, водоотвода, всех необходимых технологических обустройств, строительных допусков, а также с учетом соотношения между сечением поезда и сечением тоннеля, обеспечивающим безопасный уровень избыточного давления.

На криволинейных участках пути поперечное сечение тоннеля следует проектировать исходя из параметров габарита приближения строений $С_{400}Т$ с учетом его уширения. При кривых R>4000м уширение габарита допускается не предусматривать.

В зависимости от типа тоннеля (однопутный или двухпутный) и проектной скорости движения поездов внутренне поперечное сечение не должно быть менее:

- 75 м^2 при скорости движения поезда 350–400 км/ч и 58 м^2 при скорости 250 км/ч для однопутных тоннелей;
- 110 м^2 при скорости движения поезда 350–400 км/ч и 70 м^2 при скорости 250 км/ч для двухпутных тоннелей.

12.3.2 Габарит приближения строений в тоннелях на путях, предназначенных для пропуска высокоскоростных поездов, должен соответствовать габариту $С_{400}Т$ (см. рисунок 12.1).

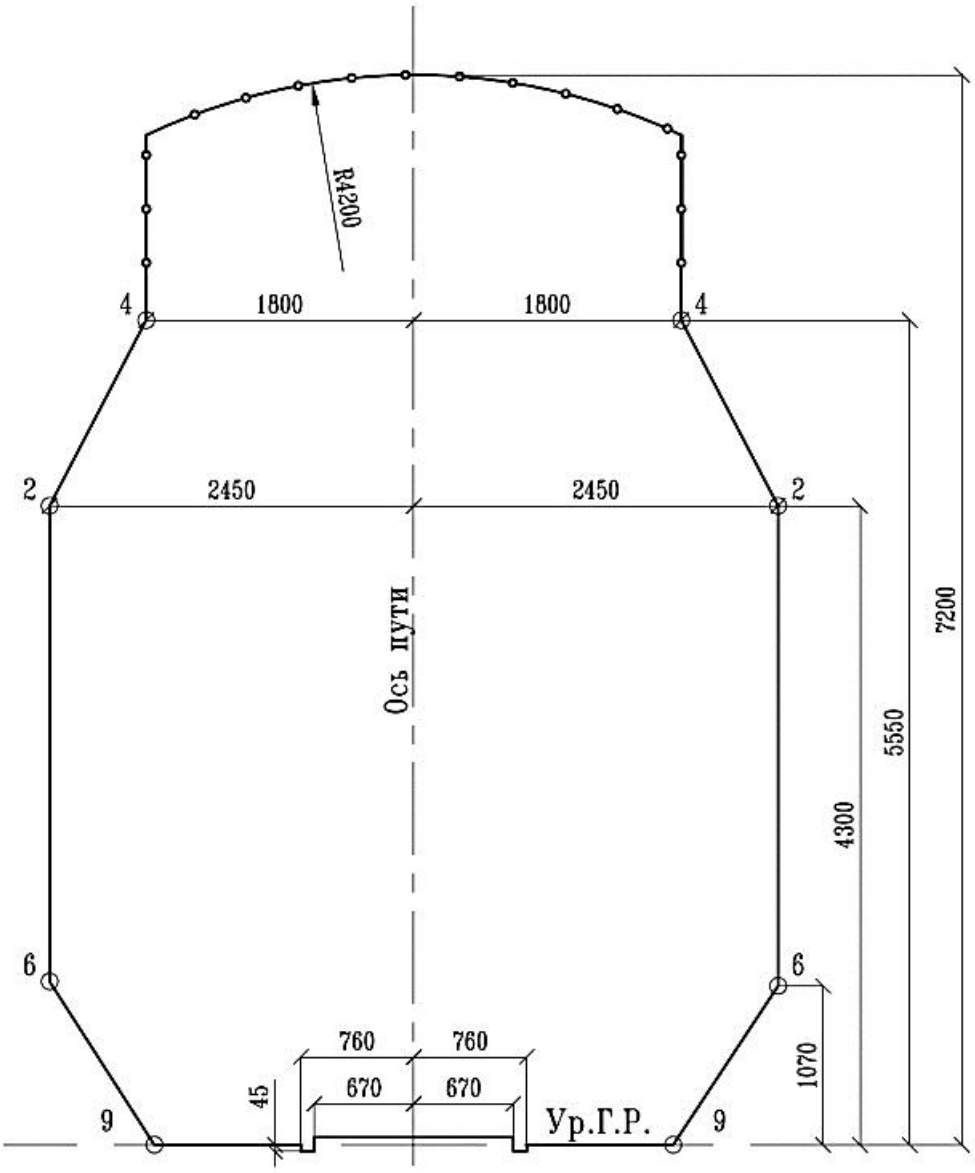
12.3.3 Ширина междупутья в двухпутных тоннелях при реализации скоростей более 200 км/ч должна быть такой же, как и на прилегающих к тоннелю участках пути.

Расстояние между осями путей в двухпутных тоннелях на прямых участках при максимальной скорости 400 км/ч должно составлять не менее 5000 мм.

12.3.4 Продольный профиль пути в тоннеле должен соответствовать настоящему СТУ. При длине тоннеля до 400 м продольный уклон должен быть одного знака.

Минимальный уклон пути в тоннеле 3 ‰. Допускаются горизонтальные площадки пути в тоннеле при обеспечении надежного продольного водоотведения.

Максимальный уклон определяется с учетом смягчения руководящего уклона. Коэффициент смягчения руководящего уклона должен приниматься по расчету, в зависимости от величины дополнительного сопротивления подвижного состава при прохождении тоннеля.



Линия, ограничивающая пространство для размещения устройств контактной сети и токоприемника

Рисунок 12.1 - Габарит приближения строений $С_{400}Т$

12.4 Материалы

12.4.1 Требования, предъявляемые к материалам, должны соответствовать требованиям, изложенным в п. 5.4.2 СП 122.13330.2012.

12.5 Конструктивные строительные требования

12.5.1 Требования, предъявляемые к конструкциям обделок, должны соответствовать требованиям, изложенным в 5.4 СП 122.13330.2012.

12.5.2 Конструкции обделок тоннелей, порталов, сооружаемых в районах (зонах) сейсмичностью 7 баллов и более, должны удовлетворять требованиям, изложенным в СП 14.13330.2014.

12.5.2 Конструкция несущей обделки может выполняться сборной или монолитной.

12.5.3 Крепление оборудования в тоннеле должно обеспечивать устойчивость при кратковременном воздействии ударной волны с учетом расчетного избыточного давления во фронте движения скоростного поезда.

12.6 Нагрузки и воздействия

12.6.1 Нагрузки и воздействия должны соответствовать требованиям, изложенным в 5.5 СП 122.13330.2012.

12.6.2 При расчете конструкций необходимо учитывать аэродинамические нагрузки. Аэродинамическое воздействие - это максимальное изменение давления на конструктивных элементах тоннеля во время проезда через него поезда с предусмотренной максимально допустимой проектной скоростью. Аэродинамическое воздействие не должно превышать 10 кПа. В расчетных схемах эта нагрузка учитывается как временная.

12.7 Расчет конструкций подземных сооружений

12.7.1 Расчет конструкций производится в соответствии с требованиями согласно 5.6 СП 122.13330.2012.

12.8 Гидроизоляция обделок и защита от коррозии. Деформационные швы

12.8.1 Требования, предъявляемые к гидроизоляции и защите от коррозии, должны соответствовать требованиям, изложенным в СП 122.13330.2012.

12.8.2 В зависимости от инженерно-геологических условий строительства и принятой технологии работ могут быть применены следующие виды гидроизоляции подземных сооружений: оклеечная, обмазочная, наплавляемая, напыляемая, пленочная и стальная гидроизоляция обделок.

12.8.3 Требования, предъявляемые к деформационным швам, должны соответствовать требованиям, изложенным в СП 122.13330.2012.

12.9 Притоннельные сооружения

12.9.1 Требования, предъявляемые к конструкциям притоннельных сооружений, должны соответствовать требованиям, изложенным в п. 5.4.7 СП 122.13330.2012.

12.10 Эксплуатационные устройства

12.10.1 Требования, предъявляемые к эксплуатационным устройствам, должны соответствовать требованиям, изложенным в 7.2 СП 122.13330.2012.

12.11 Энергоснабжение, энергоустановки и электроосвещение

12.11.1 Проектирование электроснабжения железнодорожного тоннеля должно осуществляться согласно СП 122.13330.2012 и настоящим СТУ.

12.11.2 Тип светильников и их крепления должны обеспечивать устойчивость к кратковременному воздействию ударной волны во фронте движения скоростного поезда.

12.11.3 Не следует предусматривать сеть путейских ящиков тоннеля, при эксплуатации необходимо предусмотреть подключение ремонтного оборудования и инструмента от автодрезины.

12.12 Тоннельная вентиляция

12.12.1 Требования, предъявляемые к тоннельной вентиляция должны соответствовать требованиям, изложенным в СП 122.13330.2012 и в настоящих СТУ.

12.12.2 При проектировании систем вентиляции и пожарной безопасности необходимо учитывать динамику воздушных потоков в тоннелях и на участках входа-выхода поездов в тоннель.

12.13 Водоснабжение и водоотведение

12.13.1 Требования, предъявляемые к водоснабжению и водоотведению должны соответствовать требованиям, изложенным в СП 122.13330.2012 и в настоящих СТУ.

12.13.2 При устройстве тоннельных обделок с помощью дренажных устройств (дренажные штольни, заобделочный продольный дренаж и т. д.) должно быть обеспечено снижение гидростатического давления на обделку до расчетного уровня.

12.14 Автоматика, телемеханика и связь

12.14.1 Требования, предъявляемые к автоматике, телемеханике и связи должны соответствовать требованиям, изложенным в СП 122.13330.2012 и в настоящих СТУ.

12.14.1 Все тоннели должны быть оборудованы устройствами заградительной и оповестительной сигнализации. Тоннели должны быть оборудованы системами контроля состояния пути и конструкции обделки тоннеля, параметров микроклимата в тоннелях, системами геомеханического контроля состояния горного массива, а также системой управления технологическими процессами.

12.14.1 Прокладку кабельных линий к устройствам систем автоматики, сигнализации и связи (АСС) между кабельным каналом в банкетке и устройством,

расположенным в транспортной зоне тоннеля, следует организовать в трубах в обделке отдельно от силовых кабелей.

12.15 Требования к сооружениям инженерной защиты

12.15.1 Требования, предъявляемые к сооружениям инженерной защиты должны соответствовать требованиям, изложенным в СП 116.13330.2012.

12.16 Охрана окружающей среды при сооружении тоннелей

12.16.1 Обеспечение экологической безопасности при проектировании, строительстве и эксплуатации тоннелей ВСМ следует осуществлять при условии, что охрана окружающей среды является одним из приоритетных направлений деятельности, наряду с обеспечением эффективности и безопасности транспорта.

12.16.2 Мероприятия по охране окружающей среды при проектировании, строительстве и эксплуатации тоннелей ВСМ следует проводить в соответствии с требованиями федерального закона от 10 января 2002 г. № 7-ФЗ «Об охране окружающей среды»; федерального закона от 24 апреля 1995 г. № 52-ФЗ «О животном мире», других нормативно-правовых и нормативно-технических документов.

12.16.3 Комплекс мероприятий по охране окружающей среды при проектировании, строительстве и эксплуатации тоннелей ВСМ должен содержать:

- результаты оценки воздействия на окружающую среду (ОВОС);
- перечень мероприятий по предотвращению и (или) снижению возможного негативного воздействия намечаемой хозяйственной деятельности на окружающую среду и рациональному использованию природных ресурсов на период строительства и эксплуатации тоннелей ВСМ;
- карту-схему с указанием размещения трассы тоннелей ВСМ и границ зон с особыми условиями использования территории, мест обитаний животных и растений, занесенных в Красную книгу Российской Федерации и красные книги субъектов Российской Федерации;
- карту-схему границ зон экологического риска и возможного загрязнения окружающей природной среды вследствие аварии на тоннелях ВСМ.

12.16.4 Производство работ и эксплуатация тоннелей ВСМ без выполнения природоохранных мероприятий, предусмотренных проектом, не допускается.

12.16.5 Требования СТН Ц-01–95, ОСТ 27.66–97, СП 119.13330.2012 и СП 51.13330.2011 применяются при проектировании природоохранных мероприятий в случаях, не оговоренных в данном параграфе.

12.17 Мероприятия по предотвращению чрезвычайных ситуаций

12.17.1 Не допускается движение поездов в тоннеле до полного окончания ремонтных работ верхнего строения пути, способного обеспечить проектную скорость движения поездов.

12.17.2 Не допускается оснащение высокоскоростных пассажирских поездов устройствами экстренного торможения из пассажирского салона поезда.

12.17.3 Перечень мероприятий по гражданской обороне, мероприятий по предупреждению чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера для тоннелей необходимо предусматривать в соответствии с действующими нормативными документами по ГО и ЧС и законодательством в этой области.

12.17.4 Тоннели должны быть оснащены структурированной системой мониторинга инженерных систем зданий и сооружений (СМИС) с учетом требований ГОСТ Р 22.1.12-2005.

12.17.5 Должны быть предусмотрены мероприятия по предотвращению проникновения посторонних лиц в тоннель.

12.18 Общие положения

12.18.1 Решения по генеральному плану:

- Расстояние между тоннелями на портальных участках не нормируется, но как правило не должно быть менее 15 м в осях.
- Расположение тоннелей в плане должно удовлетворять требованиям, предъявляемым к открытым участкам трассы ВСМ. При расположении порталов в плане на расстоянии менее 25 м в осях необходимо предусматривать на порталах разделительную перегородку на длине 15 м, высотой не менее высоты тоннеля на портале.

12.18.2 Привязка между осями однопутных тоннелей (сервисной штольни) в плане как правило должна выполняться таким образом, чтобы исключить взаимное влияние тоннельных обделок.

12.18.3 Инженерно-геологические изыскания для разработки проекта и рабочей документации тоннелей должны выполняться в соответствии с требованиями СП 47.13330.2012, СП 22.13330.2011, СП 122.13330.2012 и настоящих СТУ.

12.18.4 Коэффициент общей устойчивости выемок при расчетах по методу предельного равновесия грунтового массива при проектировании по данным изучения массива и анализу деформаций должен быть не менее 1,3 при проектировании по данным бурения скважин и методом аналогий – не менее 1,5.

12.18.5 Пребывание в тоннелях разрешается только лицам, занятым осмотром, производством обследовательских и ремонтных работ.

12.18.6 Нахождение людей в тоннелях во время движения скоростных поездов запрещается.

12.18.7 Работы по текущему содержанию тоннелей, требующие нахождения обслуживающего персонала внутри тоннеля, производятся только после закрытия перегона для движения скоростных поездов.

12.18.8 Вход и выход из тоннеля осуществляется только через посты охраны. Выходы из притоннельных сооружений в тоннель должны быть оборудованы системой контроля доступа.

12.19 Горно-экологический мониторинг

12.19.1 Проектная документация должна включать в себя горно-экологический мониторинг при строительстве и эксплуатации.

12.19.2 Горно-экологический мониторинг при строительстве должен решать следующие задачи:

- выполнять инженерно-геологический и гидрогеологический прогноз впереди;
- забоя тоннелей;
- определять напряженно-деформированное состояние системы «обделка-массив» геомеханическими и геофизическими методами;
- определять устойчивость склонов;
- определять фактические деформационно-прочностные свойства массива;
- экологический мониторинг;
- гидрогеологический мониторинг;
- определять влияние на существующие инженерные коммуникации, здания и сооружения в зоне влияния строительства;
- определять деформации дневной поверхности.

12.19.3 Горно-экологический мониторинг при эксплуатации должен решать следующие задачи:

- определять напряженно-деформированное состояние системы «обделка-массив» геомеханическими и геофизическими методами (контрольно-измерительная аппаратура, установленная в обделку при ее возведении должна подключаться к автоматизированной системе измерений);
- мониторинг опасных природных явлений, влияющих на безопасную эксплуатацию тоннелей.

12.19.3 Автоматизированная система горно-экологического мониторинга при эксплуатации должна иметь возможность передачи контролируемых параметров в систему СМИС.

Приложение А (обязательное)

Нормативные ссылки

ГОСТ 9.401–91*. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов.

ГОСТ 380–2005. Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки.

ГОСТ 535–2005. Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия.

ГОСТ 977-88. Отливки стальные. Общие технические условия.

ГОСТ 1050-88*. Прокат сортовой, калиброванный, со специальной отделкой поверхности из углеродистой качественной конструкционной стали. Общие технические условия.

ГОСТ 2246–70*. Проволока стальная сварочная. Технические условия.

ГОСТ 3064-80. Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1х37(1+6+12+18). Сортамент.

ГОСТ 3067-88*. Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции 6х19(1+6+12)+1х19(1+6+12). Сортамент.

ГОСТ 3090-73*. Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем конструкции проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент.

ГОСТ 4543-71*. Прокат из легированной конструкционной стали. Технические условия.

ГОСТ 4784-97*. Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки.

ГОСТ 5632-72*. Стали высоколегированные и сплавы коррозионно-стойкие, жаростойкие и жаропрочные. Марки.

ГОСТ 5781–82*. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 6713–91. Прокат низколегированный конструкционный для мостостроения. Технические условия.

ГОСТ 7348–81*. Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций.

ГОСТ 7675-73*. Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем клиновидной и одним слоем зетообразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент.

ГОСТ 7676-73*. Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями клиновидной и одним слоем зетообразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент.

ГОСТ 8479-70*. Поковки из конструкционной углеродистой и легированной стали. Общие технические требования.

ГОСТ 8509–93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.

ГОСТ 8510–86. Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сортамент.

ГОСТ 9238–2013. Габариты железнодорожного подвижного состава и приближения строений.

ГОСТ 9467-75*. Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы.

ГОСТ 10060-2012. Бетоны. Методы определения морозостойкости.

ГОСТ 10605-94. Гайки шестигранные с диаметром резьбы свыше 48 мм класса точности В. Технические условия.

ГОСТ 10884–94. Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 10885–85*. Сталь листовая горячекатаная двухслойная коррозионно-стойкая. Технические условия.

ГОСТ 10922–2012. Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязаные и механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия

ГОСТ 13726-97*. Ленты из алюминия и алюминиевых сплавов. Технические условия.

ГОСТ 13840-68*. Канаты стальные арматурные 1х7. Технические условия.

ГОСТ 14098–91. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры.

ГОСТ 14637-89*. Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия.

ГОСТ 19281–89*. Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия.

ГОСТ 21437-95. Сплавы цинкованные антифрикционные. Марки, технические требования и методы испытаний.

ГОСТ 21631-76*. Листы из алюминия и алюминиевых сплавов. Технические условия.

ГОСТ 23279–2012. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия.

ГОСТ 25100–2011. Грунты. Классификация.

ГОСТ 26607–85. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Функциональные допуски.

ГОСТ 26633–2012. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.

ГОСТ 26775–97. Габариты подмостовые судоходных пролетов мостов на внутренних водных путях. Нормы и технические требования.

ГОСТ 27751–88*. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету (с 1 сентября 2011 г. действует ГОСТ Р 54257–2010).

ГОСТ 30244-94. Материалы строительные. Методы испытаний на горючесть.

ГОСТ 30247.0-94. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования.

ГОСТ 30247.1-94. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.

ГОСТ 10060-2012. Бетоны. Методы определения морозостойкости.

ГОСТ Р 12.3.047-2012. Пожарная безопасность технологических процессов. Общие требования. Методы контроля.

ГОСТ Р 22.1.12–2005. Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Структурированная система мониторинга и управления инженерными системами зданий и сооружений. Общие требования.

ГОСТ Р 52643-2006. Болты и гайки высокопрочные и шайбы для металлических конструкций. Общие технические условия.

ГОСТ Р 52644-2006. Болты высокопрочные с шестигранной головкой с увеличенным размером под ключ для металлических конструкций. Технические условия.

ГОСТ Р 52645-2006. Гайки высокопрочные шестигранные с увеличенным размером под ключ для металлических конструкций. Технические условия.

ГОСТ Р 52646-2006. Шайбы к высокопрочным болтам для металлических конструкций. Технические условия.

ГОСТ Р 53664–2009. Болты высокопрочные цилиндрические и конические для мостостроения. Гайки и шайбы к ним.

ГОСТ Р 54257–2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.

ГОСТ Р 55374-2012. Прокат из стали конструкционной легированной для мостостроения. Общие технические условия.

Градостроительный кодекс Российской Федерации 190-ФЗ от 29.12.2004 (по состоянию на 2014 г.).

Пособие к СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки (ПМП-91)

Постановление Правительства Российской Федерации «О составе проектной документации и требованиях к их содержанию» №87 от 16.02.2008 г.

СП 2.13130.2012. Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты.

СП 4.13130.2013. Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям.

СП 14.13330.2014. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах.

СП 16.13330.2011. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции.

СП 20.13330.2011. СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия.

СП 22.13330.2011. СНиП 2.02.01–83*. Основания зданий и сооружений.

СП 24.13330.2011. СНиП 2.02.03–85. Свайные фундаменты.

СП 28.13330.2012. СНиП 2.03.11–85. Защита строительных конструкций от коррозии.

СП 31.13330.2012. СНиП 2.04.02–84* Водоснабжение. Наружные сети и сооружения.

СП 32-101-95. Проектирование и устройство фундаментов опор мостов в районах распространения вечномерзлых грунтов.

СП 32-102-95. Сооружения мостовых переходов и подтопляемых насыпей. Методы расчета местных размывов.

СП 32-106-2004. Метрополитены. Дополнительные сооружения и устройства.

СП 33-101-2003. Определение основных расчетных гидрологических характеристик.

СП 35.13330.2011. СНиП 2.05.03–84*. Мосты и трубы.

СП 38.13330.2012. СНиП 2.06.04–82*. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).

СП 46.13330.2012. СНиП 3.06.04–91. Мосты и трубы.

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

СП 48.13330.2011 СНиП 12-01-2004 Организация строительства.

СП 51.13330.2011. СНиП 23-03–2003. Защита от шума.

СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.

СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции.

СП 63.13330.2012. СНиП 52-01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

СП 70.13330.2012. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции.

СП 116.13330.2012. СНиП 22-02–2003. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения.

СП 119.13330.2012. СНиП 32-01–95. Железные дороги колеи 1520 мм.

СП 120.13330.2012. СНиП 32-02-2003. Метрополитены.

СП 122.13330.2012. СНиП 32-04–97. Тоннели железнодорожные и автодорожные.

СП 131.13330.2012. СНиП 23-01–99*. Строительная климатология.

СТН Ц-01–95. Железные дороги колеи 1520 мм. (за исключением раздела 25)

Технический регламент «О требованиях пожарной безопасности» № 123-ФЗ с изменениями, внесенными федеральным законом от 10.07.2012 г. № 117-ФЗ.

Технический регламент «О безопасности зданий и сооружений» № 384-ФЗ.

ТР ТС 002/2011. Технический регламент ТС «О безопасности высокоскоростного железнодорожного транспорта».

Федеральный закон «Об охране окружающей среды» №7-ФЗ от 10.01.2002 г.

Федеральный закон «О животном мире» №52-ФЗ от 24.04.1995 г.

Приложение Б (обязательное)

Термины и определения

Аварийная ситуация: состояние сооружения, при котором нарушается его нормальное функционирование вследствие отказов технических средств, ошибок персонала, стихийных воздействий природной среды и возникает угроза транспортного происшествия.

Аэродинамическое воздействие: силовое воздействие воздушного потока, изменяющееся во времени.

Балка жесткости: несущий балочный элемент пролетного строения.

Безбалластная проезжая часть: верхнее строение пути на мостовых сооружениях (мостовое полотно) на железобетонных плитах.

Безопасность движения по мосту: возможность безаварийного движения по мосту транспортных средств и пешеходов, обеспеченная надежностью его конструкции.

Большой мост: мост полной длиной свыше 100 м.

Вентиляция тоннеля: регулируемый воздухообмен в тоннеле с целью удаления вредных газов и влажного воздуха, разрушающих обделку тоннеля и обустройства пути.

Выносливость: способность материала, конструкции, соединения сопротивляться в заданных пределах усталостному разрушению под воздействием циклического изменения временной нагрузки.

Высокоскоростная железнодорожная магистраль (ВСМ): линия, предназначенная для движения высокоскоростных поездов; в данных СТУ – магистраль Москва-Казань-Екатеринбург.

Высокоскоростной поезд: пассажирский поезд, эксплуатационная скорость которого превышает 200 км/ч.

ВСП: набор схем высокоскоростных поездов, принимаемых в расчетах искусственных сооружений как эталонные, для описания многообразия возможных воздействий (в СТУ используется как "нагрузки от ВСП").

ВТ: временная нагрузка от подвижного состава по схеме ВТ (26,45 тс/ось).

Габарит подвижного состава: предельное поперечное (перпендикулярное к оси пути) очертание, в которое, не выходя наружу, должен вписываться подвижной состав, как в порожнем, так и в груженом состоянии на прямом горизонтальном пути.

Габарит приближения строений: предельное поперечное (перпендикулярное оси пути) очертание, внутрь которого, помимо подвижного состава, не должны заходить никакие части сооружений и устройств.

Горный способ работ: способ возведения подземных сооружений, при котором работы ведутся под землей, без вскрытия ее поверхности.

Железнодорожный тоннель: подземное сооружение для преодоления железной дорогой высотного или контурного препятствия: горного хребта, оползневого участка, водотока, городской улицы и др.

Искусственное сооружение: в данных СТУ общее название моста (в т. ч. виадука, путепровода) или водопропускной трубы.

Капитальное сооружение: объект капитального строительства, согласно определению Градостроительного кодекса Российской Федерации.

Коррозия материала: разрушение материала вследствие химического или электрохимического взаимодействия с агрессивной коррозионной средой.

Котлован: выемка в грунте для устройства в ней фундамента опоры моста.

Кровля: поверхностная часть горной выработки.

Линия влияния: график, ординаты которого выражают значения того или иного фактора напряженно-деформированного состояния в точке системы в зависимости от положения перемещаемой единичной силы вдоль пути проезда.

Лоток: водовод незамкнутого поперечного сечения с безнапорным течением воды; транспортное приспособление в виде наклонной плоскости с бортами, в котором груз перемещается под действием силы тяжести.

Малый мост: мост полной длиной до 25 м.

Монтаж: сборка сооружений.

Морозостойкость бетона: способность сохранять физико-механические свойства при многократном переменном замораживании и оттаивании.

Мост: наиболее распространенное и обобщенное понятие мостового сооружения.

Мостовое полотно: часть конструкции пролетного строения, предназначенная для укладки и обслуживания рельсового пути на мостах. К мостовому полотну относятся: шпалы, контруголки (контррельсы), настил внутри колеи, охранные приспособления, боковые тротуары, площадки убежищ, безбалластные железобетонные плиты, а при езде на балласте – балластный слой и элементы балластного корыта, не входящие в состав пролетного строения.

Мостовое сооружение: искусственное сооружение над различными препятствиями для пропуска транспорта, пешеходов, а также водотоков, селей, скота, коммуникаций различного назначения.

Мостовой переход: комплекс сооружений, включающий мостовое сооружение, участки подходов, регуляционные и другие укрепления.

Надежность: гарантированная невозможность превышения предельных состояний при действии наиболее неблагоприятных сочетаний расчетных нагрузок в течение расчетного срока службы.

Напорный режим работы водопропускной трубы: режим, при котором на всем протяжении труба работает полным сечением.

Несущая способность: степень сопротивляемости конструкции, а также грунтов основания, действию постоянных и временных нагрузок.

Обделка тоннеля: конструкция, которой покрывается тоннельная выработка для защиты от подземных вод; включает свод, стены, лоток, обратный свод.

Оголовок опоры: верхняя часть опоры, служащая для установки на нее опорных

частей.

Опалубка: специальная съемная объемная конструкция, точно определяющая форму сооружения или конструктивного элемента.

Опора моста: несущий элемент мостового сооружения, поддерживающий пролетные строения и передающий нагрузки от них на фундамент. Различают промежуточные опоры и устои (береговые опоры). В случае пересечения мостом реки - пойменные и русловые.

Основание сооружения: массив грунта, взаимодействующий с сооружением.

Отверстие моста: пространство под мостом, свободное для пропуска максимального расхода воды в водотоке (при уровне высоких вод).

Отверстие трубы: расстояние «в свету» между боковыми стенками прямоугольных труб или внутренний горизонтальный диаметр круглой или овоидальной трубы.

Охрана труда: система законодательных актов, норм и соответствующих им экономических, организационных, технических, санитарно-гигиенических мероприятий по созданию условий, обеспечивающих безопасность, сохранение здоровья и работоспособности человека в процессе труда.

Перегон: часть железнодорожной линии, ограниченная смежными железнодорожными станциями, разъездами, обгонными пунктами или путевыми постами.

Перила моста: ограждающее устройство на тротуарах с внешней стороны моста.

Периодический водоток: водоток, время существования которого ограничено временем прохождения паводков.

План линии: ортогональная проекция оси трассы железной дороги на горизонтальную плоскость.

Поезд обслуживания: смотри - поезд технологического назначения.

Поезд технологического назначения: специализированный поезд для обслуживания и ремонта пути и сооружений высокоскоростной магистрали (рабочий поезд, пожарный поезд, снегоочистительный поезд, консольно-шлюзовой кран и т.д.).

Подмости: несущая вспомогательная конструкция для возведения сооружения, выполнения обследований и других целей.

Подмыв: уменьшение плотности и удаление грунта под воздействием водотока.

Полная длина моста: расстояние между задними гранями устоев.

Портал тоннеля: конструкция, ограждающая входное и выходное отверстия тоннеля и предупреждающая возможное обрушение горных пород со стороны лобового и боковых откосов выемки.

Предварительно напряженные железобетонные конструкции: конструкции, в бетоне которых, с целью исключения или уменьшения величин растягивающих напряжений, искусственно созданы сжимающие внутренние усилия.

Проект организации строительства (ПОС): составная часть проектной документации, определяющая продолжительность строительства, распределение капитальных вложений и объемов работ, материально-технические и трудовые ресурсы и

источники их покрытия, основные методы выполнения строительно-монтажных работ и структуру управления строительством.

Проектирование: процесс разработки технической документации, устанавливающей характеристики объекта строительства в соответствии с техническим заданием, нормативами, местными условиями и намечаемым режимом эксплуатации, а также основные положения организации работ и размер затрат.

Проектная максимальная скорость: устанавливаемая в задании на проектирование наибольшая скорость движения поезда, которая допускается на проектируемом участке (но не выше 350 км/ч - пункт 1.8.1).

Проходка тоннеля: прокладка тоннельных выработок.

Прочность: свойство материала воспринимать без разрушения различные виды нагрузок и воздействий.

Путь на подходах: участки пути до 500 м, примыкающие к сооружению с каждой его стороны.

Расход водотока: количество воды, протекающей через отверстие сооружения за единицу времени ($м^3/с$).

Расчетная максимальная скорость: принимается в динамических расчетах на 20% выше проектной максимальной скорости как верхний предел диапазона исследуемых скоростей.

Расчетная схема: условная упрощенная конструктивная схема со всеми исходными параметрами, необходимыми для расчета с целью исследования поведения сооружения под действием статических или динамических нагрузок (определения напряженно-деформированного состояния) или динамических характеристик конструкции (форм колебаний и соответствующих частот).

Расчетный пролет: расстояние между центрами опорных частей пролетного строения (для балочных пролетных строений).

Рельсовый путь: рельсы со скреплениями, уравнительные приборы, рельсовые замки разводных пролетов, контррельсы или контруголки.

Ростверк: элемент верхней части свайного фундамента в виде плиты или насадки, объединяющий сваи в общую (единую) систему и служащий для передачи и распределения нагрузки на сваи.

Свая: элемент фундамента, заглубляемый в грунт основания сооружения для передачи нагрузки на нижележащие слои грунта и для уплотнения грунта.

Сейсмостойкость: способность зданий и сооружений противостоять сейсмическим воздействиям без потери эксплуатационных качеств.

Сооружение: объемная, плоская или линейная наземная, надземная или подземная строительная система, состоящая из несущих и/или ограждающих конструкций и предназначенная для выполнения производственных процессов различного вида, хранения материалов, изделий, оборудования, для временного пребывания людей, перемещения людей и грузов и т. д.

Сопряжение с подходами: конструктивное выполнение узла примыкания мостового

сооружения к насыпи подхода за устоем.

Основные сочетания нагрузок: сочетание постоянных нагрузок и нагрузок от транспортных средств.

Дополнительные сочетания нагрузок: все сочетания нагрузок, кроме основных сочетаний и особых (аварийных).

Особые (аварийные) сочетания нагрузок: сочетания с сейсмическими и строительными нагрузками, а также с нагрузками от схода поезда с рельс и ударов транспортных средств.

Сплошность бетона: показатель качества укладки, характеризующий непрерывность материала и отсутствие аномальных зон (шлам, пустоты);

Строительные сочетания нагрузок: сочетания на стадии строительства, учитывающие нагрузки, возникающие в этот период.

Средний мост: мост полной длиной свыше 25 и не более 100 м при величине пролетов не свыше 60 м.

Срок службы: календарная продолжительность от начала эксплуатации мостового сооружения до перехода в предельное состояние.

Сталежелезобетонные конструкции: конструкции, в которых железобетонная плита проезжей части (балластного корыта) объединена со стальными главными балками, фермами или балками проезжей части для совместной работы.

Строительные конструкции: изделия, выполняющие несущие и ограждающие функции, монолитные и сборные, плоскостные и пространственные, самонапряженные, пневматические и др.

Строительные материалы: природные (древесные, каменные) и искусственные (бетоны, растворы, пластмассы, стекло, керамика, лаки, краски и др.) вещества, применяемые для изготовления строительных изделий и конструкций, возведения и ремонта зданий и сооружений.

Строительный подъем: выгиб пролетного строения или его конструктивных элементов (главных и продольных балок) по форме, противоположный прогибу от постоянной и определенной части временной нагрузки с целью обеспечения плавности езды транспортных средств.

Тоннель (туннель – уст.): горизонтальное или наклонное подземное искусственное сооружение значительной протяженности, предназначенное для проезда транспорта, пропуска воды, прокладки различных коммуникаций, размещения производственных предприятий.

Труба водопропускная: гидротехническое сооружение, обеспечивающее пропуск водотока через тело земляного полотна дороги.

Уклон: параметр, характеризующий крутизну элементов продольного профиля; равен отношению разности отметок по концам элемента к его длине.

Укрепление (закрепление) грунтов: процесс изменения свойств и состояния грунтов, придание грунту новых физико-механических свойств (повышение прочности, связности, водонепроницаемости) путем специальной обработки (цементации,

силикатизации, смолизации, глинизации, битумизации, методами электрохимического, термического воздействия и др.) с целью повышения несущей способности, закрепления выработок и др. (техническая мелиорация).

Уравнительный прибор: устройство для компенсации длины рельсовой нити.

Усталость: процесс постепенного накопления повреждений материала или соединения под действием переменных напряжений, приводящих к изменению свойств, образованию и развитию трещин и разрушению.

Устой: крайняя опора моста в сопряжении его с насыпью подхода, воспринимающая нагрузку с пролетного строения и давление грунта насыпи.

Фундамент сооружения: часть сооружения, служащая для передачи нагрузки от сооружения на основание.

Эксплуатационные обустройства: элементы и устройства, предназначенные для обслуживания искусственных сооружений (включая мероприятия по технике безопасности) и прокладки коммуникаций, а также устройства, связанные с обеспечением безопасности движения поездов, судоходства. К эксплуатационным обустройствам относятся: служебные проходы, убежища, освещение, оповестительная сигнализация, телефонная связь, заземление металлических конструкций мостов на электрифицированных линиях и при наличии линий электропередачи, ограждение контактной сети на путепроводах и пешеходных мостах, устройства для прокладки коммуникаций, помещения для обслуживающего персонала и размещения оборудования на подходах к большим мостам, контрольно-габаритные устройства (КГУ), заградительные светофоры, светофоры прикрытия, габаритные ворота и дорожные знаки перед путепроводами через автомобильные дороги, ограждения опор этих путепроводов, судоходная сигнализация, а также другие устройства, необходимые по местным условиям для нормальной эксплуатации сооружений и безопасности движения поездов, автотранспорта, пешеходов, судоходства.

Приложение В (справочное)

Обозначения

В.1 Обозначения в разделе 6 «Расчет несущих конструкций и оснований»

L, l – расчетный пролет;

η – коэффициент сочетания нагрузок;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности;

m – коэффициент условий работы;

δ – упругие прогибы пролетных строений;

$fi\ (i=1,2,\ldots)$ – i-ая частота изгибных колебаний пролетного строения;

$fi,t\ (i=1,2,\ldots)$ – i-ая частота крутильных колебаний пролетного строения;

v – эквивалентная расчетная временная нагрузка;

v_h – горизонтальная поперечная нагрузка при движении поезда по кривой;

v_g – горизонтальная поперечная нагрузка от ударов подвижного состава;

V – скорость движения;

r – радиус кривой;

A_h – непогашенное поперечное ускорение при движении поезда по кривой;

d_h – возвышение наружного рельса;

λ – длина линии влияния;

e, e_q – эксцентриситеты;

ε – понижающий коэффициент к нагрузке СК, учитывающий отсутствие перспективных вагонов и тяжелых транспортеров;

s – расстояние между головками рельс;

s_1 – коэффициент полосности;

h – высота (толщина) или расстояние по вертикали;

d – диаметр (ширина);

S – действующий фактор (усилие, напряжение или деформация) в условии предельного состояния;

R – предельный фактор в условии предельного состояния;

$1+\mu1+\mu2,\ 1+1/2\mu1+\mu2$ – динамические коэффициенты, учитываемые для высокоскоростной нагрузки;

$\mu1$ – отражает динамическое взаимодействие поезд/пролет;

$\mu2$ – учитывает влияние дефектов пути и колес;

$1+\mu$ – динамический коэффициент, учитываемый для нагрузок со скоростями движения до 200 км/ч;

ζ – коэффициент демпфирования;

$\Delta\zeta$ – дополнительное демпфирование для коротких пролетов (менее 30 метров);

M_u – момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции;

M_z – момент удерживающих сил относительно той же оси;

Q_r – сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига;

Q_z – удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига;

C_γ – коэффициент вертикального давления;

τ_n , τ_I – коэффициенты бокового давления грунта, нормативный и расчетный;

ρ_n , ρ_I – удельные веса грунта (плотности), нормативный и расчетный;

ρ_i – удельный вес грунта (плотность) *i*-го слоя грунта, нормативный или расчетный;

φ_n , φ_I – углы внутреннего трения грунта, нормативный и расчетный;

c_n , c_I –коэффициенты сцепления грунта, нормативный и расчетный;

X_n, , X_I– нормативное и расчетное значение характеристики грунтов;

γ_g – коэффициент надежности по грунту;

ε_n – предельная относительная деформация усадки бетона;

n – число осей в поезде;

M – масса элементов конструкции;

Pi – i-ая осевая нагрузка;

ai – i-ый интервал между осями;

$f1_{min}$, , $f1_{max}$ – нижний и верхний разрешенные пределы частоты соответственно;

Q – распределенная или сосредоточенная нагрузка;

$Q1$, $Q2$ – давление на нитку рельс соответственно максимальное и минимальное;

h_b – толщина балласта под шпалой;

$p_{\gamma n}$ – вертикальное давление для опор мостов;

p_v – вертикальное давление для звеньев труб;

ρ_h – горизонтальное давление;

u – возвышение наружного рельса;

ho – высота центра тяжести состава;

Fr – центробежная сила;

er – эксцентриситет вертикальной нагрузки, вызванный центробежной силой;

eu – эксцентриситет вертикальной силы, вызванный наклоном поезда;

$q1$, $q2$ – давления на плиту балластного корыта, максимальное и минимальное;

$t_{n,T}$ – нормативная температура воздуха в теплое время года;

t_{VII} – средняя температура самого жаркого месяца;

T – средняя суточная амплитуда температуры воздуха наиболее теплого месяца;

S_f , $S_{f,max}$, $S_{f,min}$ – усилия сопротивления трению в подвижных опорных частях

соответственно нормативное, максимальное и минимальное;

μ_n , $\mu_{\max}$, $\mu_{\min}$ – коэффициенты трения в опорных частях соответственно нормативный, максимальный и минимальный;

F_v – вертикальная составляющая нагрузки;

Vi – i-ая резонансная скорость;

V_{max} – максимальная расчетная скорость;

λi – длина волны, соответствующая основной частоте возбуждения;

p – интенсивность постоянной нагрузки;

B – жесткость сечения пролетного строения при изгибе;

N – число рассматриваемых поездов (19);

δ_{din},i – максимальный динамический отклик при прохождении i-го поезда во всем диапазоне скоростей (до 350×1,20=420 км/ч);

δ_{stat},i – значение статического прогиба от i-го поезда;

q_{1k}, q_{2k}, q_{3k}, q_{4k} – воздействие от аэродинамической нагрузки на различные поверхности;

k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 – коэффициент условий работы аэродинамической нагрузки;

Q_n – нормативное давление на ось;

h_g – расстояние от верхнего уровня рельса до низа конструкции;

a_g – расстояние от ближайшего рельсового пути.

В.2 Обозначения в разделе 7 «Бетонные и железобетонные конструкции»

Нормативные сопротивления бетона

R_{bn} – осевому сжатию;

R_{btn} – осевому растяжению.

Расчетные сопротивления бетона

При расчете по предельным состояниям первой группы:

R_b – осевому сжатию;

R_{bt} – осевому растяжению;

$R_{b,cut}$ – непосредственному срезу.

При расчете по предельным состояниям второй группы:

$R_{b,ser}$ – осевому сжатию;

$R_{bt,ser}$ – осевому растяжению при расчете предварительно напряженных элементов по образованию трещин;

$R_{b,mc1}$ – осевому сжатию при расчете на стойкость против образования продольных микротрещин при предварительном напряжении, транспортировании и монтаже;

$R_{b,mc2}$ – осевому сжатию при расчете под эксплуатационной нагрузкой по формулам сопротивления упругих материалов (расчет на совместное воздействие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды);

$R_{b,sh}$ – скалыванию при изгибе.

Нормативные сопротивления арматуры растяжению

R_{sn} – ненапрягаемой;

R_{pn} – напрягаемой.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению

R_s – ненапрягаемой;

R_p – напрягаемой;

R_{sc} – ненапрягаемой - сжатию;

R_{pc} – напрягаемой, расположенной в сжатой зоне.

Отношение модулей упругости

n_1 – принимаемое при расчете по прочности, а при напрягаемой арматуре также и при расчете на выносливость;

n' – принимаемое при расчете на выносливость и трещиностойкость для элементов с ненапрягаемой арматурой.

Геометрические характеристики

A'_b – площадь сечения сжатой зоны бетона;

A_b – площадь сечения всего бетона;

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

W_{red} – момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна;

A_s, A'_s – площадь сечения ненапрягаемой растянутой и сжатой продольной арматуры;

A_p, A'_p – то же, напрягаемой арматуры;

μ – коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения растянутой продольной арматуры к площади поперечного сечения без учета сжатых и растянутых свесов поясов;

b – ширина прямоугольного сечения, ширина стенки (ребра) таврового, двутаврового и коробчатого сечений;

b'_f – ширина пояса таврового, двутаврового и коробчатого сечений в сжатой зоне;

h – высота сечения;

h'_f – приведенная (включая вуты) высота сжатого пояса таврового, двутаврового и коробчатого сечений;

h_0 – рабочая высота сечения;

x – высота сжатой зоны бетона;

a_s, a_p – расстояние от центра тяжести растянутой соответственно ненапрягаемой и напрягаемой продольной арматуры до ближайшей грани сечения;

a'_s, a'_p – то же, для сжатой арматуры;

e_c – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;

η – коэффициент, учитывающий влияние поперечного изгиба при внецентренном сжатии (вводится к значению e_c), принимаемый согласно 7.3.6;

e_0 – расчетное (с учетом коэффициента η, вводимого к значению e_c) расстояние от продольной силы N до центра тяжести растянутой арматуры внецентренно сжатого сечения;

e, e' – расстояние от оси приложения продольной силы N до центра тяжести соответственно растянутой и сжатой арматуры внецентренно растянутого сечения;

i – радиус инерции поперечного сечения;

r – ядровое расстояние;

d – диаметр круглого элемента, номинальный диаметр арматурных стержней.

Напряжения в бетоне

σ_{bt} – растягивающее (с учетом потерь) напряжение в бетоне растянутой зоны предварительно напряженного элемента под временной нагрузкой;

σ_{mt}, σ_{mc} – главные растягивающие и главные сжимающие напряжения;

σ_{bx}, σ_{by} – нормальные напряжения в бетоне соответственно вдоль продольной оси и в направлении, нормальном к ней;

τ_b – касательные напряжения в бетоне.

Напряжения в арматуре

σ_s – напряжение в ненапрягаемой растянутой арматуре под нагрузкой;

σ_p – суммарное напряжение в напрягаемой арматуре растянутой зоны под нагрузкой;

σ_{pc} – вводимое в расчет остаточное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне ($\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}$).

σ_{pc1} – расчетное напряжение (за вычетом всех потерь) в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне.

В.3 Обозначения в разделе 8 «Стальные конструкции»

A – площадь сечения брутто;

A_{bn} – площадь сечения болта нетто;

A_n – площадь сечения нетто;

A_f – площадь сечения полки (пояса);

A_w – площадь сечения стенки;

A_{wf} – площадь сечения по металлу углового шва;

A_{wz} – площадь сечения по металлу границы сплавления;

E – модуль упругости;

F – сила;

G – модуль сдвига;

I_s – момент инерции сечения ребра;

I_{sl} – момент инерции сечения продольного ребра;

I_t – момент инерции кручения балки;

I_x, I_y – моменты инерции сечения брутто относительно осей соответственно *x-x* и *y-y*, здесь и далее ось *x-x* - горизонтальная, ось *y-y* - вертикальная;

I_{xn}, I_{yn} – то же, сечения нетто;

M – момент, изгибающий момент;

M_{cr} – критический изгибающий момент в пределах расчетной длины сжатого пояса балки, определяемый по теории тонкостенных упругих стержней для заданных условий закрепления и нагружения балки;

M_x, M_y – моменты относительно осей соответственно *x-x* и *y-y*;

N – продольная сила;

N_{cr} – критическая нормальная сила, определяемая по теории тонкостенных упругих стержней для заданных условий закрепления и нагружения элементов;

Q – поперечная сила, сила сдвига;

Q_{fic} – условная поперечная сила для соединительных элементов;

Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;

R_{ba} – расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов;

R_{bh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов;

R_{bp} – расчетное сопротивление смятию болтовых соединений;

R_{bs} – расчетное сопротивление болтов срезу;

R_{bt} – расчетное сопротивление болтов растяжению;

R_{bun} – нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению σ_b по государственным стандартам и техническим условиям на болты;

R_{cd} – расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью);

R_{dh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочной проволоки или каната;

R_{ip} – расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;

R_{lp} – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);

R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу;

R_{th} – расчетное сопротивление стали растяжению в направлении толщины

проката;

R_u – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

R_{un} – временное сопротивление стали разрыву, принимаемое равным минимальному значению σ_b по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;

R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;

R_{wu} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу по временному сопротивлению;

R_{wun} – нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;

R_{ws} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу;

R_{wy} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;

R_{wz} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{yn} – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести σ_T по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;

S – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

W_x, W_y – минимальные моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно *x*-*x* и *y*-*y*;

W_{xn}, W_{yn} – минимальные моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно *x*-*x* и *y*-*y*;

b – ширина;

b_{ef} – расчетная ширина;

b_f – ширина полки (пояса);

b_h – ширина выступающей части ребра, свеса;

e – эксцентриситет силы;

e_{rel} – относительный эксцентриситет ($e_{rel} = eA/W_c$);

e_{ef} – приведенный относительный эксцентриситет ($e_{ef} = e_{rel}\eta$);

h – высота;

h_w – расчетная высота стенки (расстояние между осями поясов);

i – радиус инерции сечения;

i_{min} – наименьший радиус инерции сечения;

i_x, i_y – радиусы инерции сечения относительно осей соответственно *x*-*x* и *y*-*y*;

k_f – катет углового шва;

l – длина, пролет;

l_c – длина распорки;

l_d – длина раскоса;

l_{ef} – расчетная, условная длина;

l_m – длина панели (расстояние между узлами решетчатой конструкции);

l_s – длина планки;

l_w – длина сварного шва;

l_x, l_y – расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно *x*-*x* и *y*-*y*;

m – коэффициент условий работы;

m_b – коэффициент условий работы соединения;

r – радиус;

t – толщина;

t_f – толщина полки (пояса);

t_w – толщина стенки;

β_f, β_z – коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;

γ_n – коэффициент надежности по назначению;

γ_m – коэффициент надежности по материалу;

γ_u – коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;

η – коэффициент влияния формы сечения;

λ – гибкость ($\lambda = l_{ef}/i$);

λ_x, λ_y – расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно *x*-*x* и *y*-*y*;

ν – коэффициент поперечной деформации стали (коэффициент Пуассона);

σ_x, σ_y – нормальные напряжения, параллельные осям соответственно *x*-*x* и *y*-*y*;

τ_{xy} – касательное напряжение;

φ – коэффициент продольного изгиба.

В.4 Обозначения в разделе 9 «Сталежелезобетонные конструкции»

n_i – коэффициент приведения *i*-го материала сечения;

E_i, E_{ij} – модуль упругости *i*-го материала сечения с указанием *j*-го вида арматуры;

I_i, I_{ij} – момент инерции сечения или его частей с указанием принадлежности к *j*-му расчету;

W_{ij} – момент сопротивления *i*-й фибры *j*-й части сечения;

A_i, A_{ij} – площадь сечения или его элементов;

z_{ij} – расстояние *i*-го элемента сечения до *j*-го центра тяжести;

b, b_i – ширина элемента или его *i*-й части;

t_i, t_{ij} – толщина *i*-го элемента сечения с указанием местоположения *j*;

$t_{n,max}$, t_{max} – эксплуатационная и расчетная максимальная разность температуры;

M, M_i, M_{ij} – изгибающий момент i-й стадии работы для j-го расчетного случая;

N, N_i, N_{ij} – нормальная сила от внешнего воздействия или замены i-й части сечения с указанием j-го напряженного состояния материалов, составляющих заменяемую часть;

S_i, S_{ij} – сдвигающее усилие, возникающее от i-го вида усилия или воздействия, с указанием местоположения j (в отдельных случаях с указанием j-го вида расчета);

s_{ij} – интенсивность сдвигающих усилий на i-м участке пролетного строения от j-го усилия;

R_i – расчетное сопротивление i-го материала сечения;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

$R_{bt,ser}$ – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете предварительно напряженных элементов по образованию трещин;

σ_i, σ_{il}, σ_{ij} – напряжения в i-м материале сечения с указанием самоуравновешенных напряжений по сечению i или местоположения проверяемой фибры j;

ε_i, ε_{ij} – деформации i-го материала сечения или от i-го воздействия с указанием j-го положения по сечению;

ρ – характеристика цикла;

$æ_i$, η – поправочные коэффициенты к действующим усилиям;

k – поправочный коэффициент к величине деформации бетона;

ψ_{cr} – коэффициент, учитывающий работу бетона при наличии трещин;

m, m_i – коэффициент условий работы i-го материала или элемента сечения;

P_i – характерные точки сечения

В.5 Обозначения в разделе 10 «Основания и фундаменты»

Характеристики грунтов

e – коэффициент пористости;

I_L – показатель текучести;

I_p – число пластичности;

ρ – удельный вес;

φ – угол внутреннего трения;

R_c – предел прочности на одноосное сжатие образцов скальных грунтов;

R_{nc} – предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности.

Нагрузки, давления, сопротивления

F – сила, расчетное значение силы;

M – момент сил;

N – сила, нормальная к подошве фундамента;

p, p_{max} – среднее и максимальное давления подошвы фундамента на грунт;

R – расчетное сопротивление грунта;

R_0 – табличное значение условного сопротивления грунта.

Геометрические характеристики

B – ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента;

a – длина подошвы фундамента;

A – площадь подошвы фундамента;

d – глубина заложения фундамента;

d_w – глубина воды;

h – толщина слоя грунта или высота насыпи;

e_0 – эксцентриситет равнодействующей нагрузок относительно центральной оси подошвы фундамента;

r – радиус ядра сечения фундамента у его подошвы;

W – момент сопротивления подошвы фундамента для менее нагруженного ребра;

z – расстояние от подошвы фундамента.

Коэффициенты

γ_g – надежности по грунту;

γ_n – надежности по назначению сооружения;

m – условий работы.

Приложение Г (обязательное)

Иерархия моделей взаимодействия моста с подвижным составом

Таблица Г.1

Модель	Тип задачи	Модель моста	Модель поезда	Модель пути	Результаты расчета
I - Статическая модель Применяется в нормах всех стран для мостов на железных дорогах со скоростями движения менее 200 км/ч	Статическая задача	Мост - упругая балка (система), масса балки учитывается через нагрузку	Поезд - система сил или эквивалентная нагрузка на линии влияния	Не учитывается	Динамические эффекты приближенно учитываются динамическим коэффициентом
II - Подвижные силы на балке Применяется в зарубежных нормах для расчета мостов на воздействия высокоскоростных поездов (до 350 км/ч)	Динамическая постановка задачи	Мост - упругая колеблющаяся балка (система) конечной массы с вязким затуханием	Поезд - система движущихся сил		Позволяет учесть эффект резонанса и оценить ускорения балки
III – Подвижные массы на балке Применяется в аналитических исследованиях			Поезд - система движущихся масс с упругими и вязкими связями		Позволяет оценить уровень комфорта пассажиров
IV – Подвижные массы на балке с учетом жесткости пути Применяется в аналитических исследованиях				Путь - упругая балка, связанная с пролетным строением системой пружин и демпферов	Позволяет оценить влияние дефектов пути и колес, а также деформации напряжения в рельсах и других элементах пути

Приложение Д (справочное)

Определение частоты колебаний и резонансных скоростей для балочных разрезных пролетных строений

Д.1 Для балочных разрезных пролетных строений, которые могут моделироваться как свободно опертые балки постоянной жесткости, резонансные скорости могут быть определены следующим образом:

$$V_i = f_1 \cdot \lambda_i \quad \text{(м/с)}, \tag{Д.1}$$

где f_1 Гц - первая собственная частота колебаний ненагруженного пролета;

V_i м/с - i-ая резонансная скорость, лежащая в пределах 40-V_{max};

V_{max} м/с - максимальная расчетная скорость (по 6.3.5);

λ_i м - длина волны, соответствующая основной частоте возбуждения, которая может быть определена по формуле:

$$\lambda_i = d/i \quad \text{(м)}, \tag{Д.2}$$

где d м - регулярный интервал между группами осей поезда;

i = 1, 2, 3 или 4.

Примечание – Формула (Д.1) применима для скоростей $40 \le V_i \le V_{max}$ (м/с).

Д.2 Для балочных разрезных пролетных строений допускается определять первую вертикальную частоту колебаний по формуле:

$$f1 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_p}} \quad \text{(Гц)}, \tag{Д.3}$$

где δ_p мм - упругий прогиб в середине пролета при действии постоянных нагрузок:

$$\delta_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{p}{B} \cdot L^4 \quad \text{(м)}, \tag{Д.4}$$

где p кН/пм - интенсивность постоянной нагрузки;

B кН·м^2 - жесткость сечения пролетного строения при изгибе.

Приложение Е (обязательное)

Диапазоны первых частот вертикальных колебаний пролетных строений

Е.1 При проектировании пролетных строений следует вычислять частоту по первой форме вертикальных колебаний и предельные значения этой частоты:

– верхний предел *f1max* – ограничивает опасные частоты по признаку совпадения с частотами возбуждения, связанными с неровностями пути и несовершенствами колес подвижного состава:

$$f1_{max} = 94.76 \cdot L^{-0.748} \text{ (Гц);} \qquad \text{(Е.1)}$$

– нижний предел *f1min* – ограничивает частоты по признаку резонанса от периодического возбуждения, связанного с наездом тележек поезда на пролетное строение:

$$f1_{min} = \frac{80}{L} \quad \text{(Гц)} \quad \text{при} \quad 4 \le L \le 20 \text{ м;} \qquad \text{(Е.2)}$$

$$f1_{min} = 23.58 \cdot L^{-0.592} \quad \text{(Гц)} \quad \text{при } L > 20 \text{ м,}$$

где L м - расчетная длина пролетного строения.

Е.2 Значение динамического коэффициента $\mu 2$ может быть вычислено, только если первая частота находится ниже верхнего предела *f1max*.

Е.3 Основные параметры балочных разрезных пролетных строений следует назначать таким образом, чтобы значение частоты по первой форме вертикальных колебаний находилось в указанных пределах.

Допускается определять первую частоту по формулам Д.3 и Д.4 приложения Д.

Расчетная длина балочного разрезного пролетного строения L принимается равной длине расчетного пролета.

Е.4 При проектировании пролетных строений других схем работы (неразрезных, рамных, арочных и других) требование непревышения нижней границы частот может не выполняться.

Расчетная длина пролетного строения L в этих случаях принимается:

а) для неразрезных пролетных строений – как среднее арифметическое длин пролетов, умноженное на коэффициент, равный:

– 1,2 – для двухпролетных балок;
– 1,3 – для трехпролетных балок;
– 1,4 – для четырехпролетных балок;
– 1,5 – при числе пролетов 5 и более,

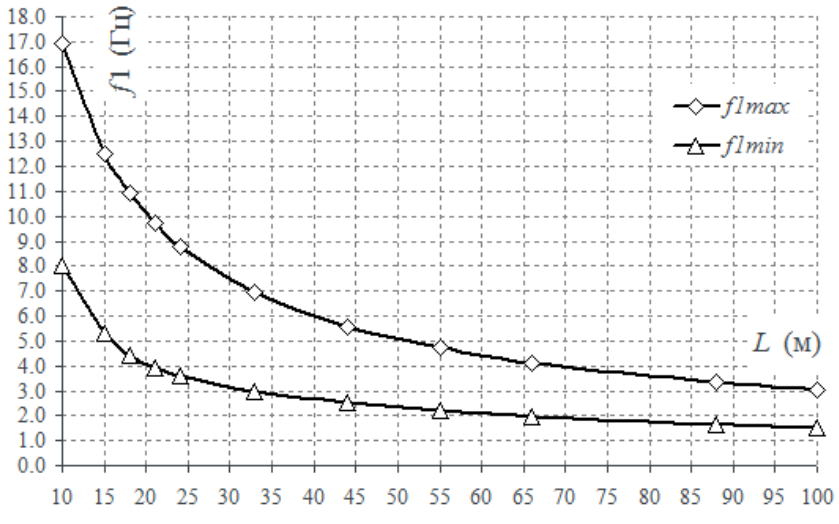
но не более длины максимального пролета.

б) для рамных пролетных строений – так же, как и для неразрезных балочных, при этом крайние стойки рамы условно рассматриваются в качестве крайних пролетов балки;

в) для арочных пролетных строений – равной половине пролета арки.

Таблица Е.1 - Ограничения частот колебаний по первой форме

Длина пролета	Верхний предел	Нижний предел
L	*f1max*	*f1min*
м	Гц	Гц
10	16.9	8.0
15	12.5	5.3
18	10.9	4.4
21	9.7	3.9
24	8.8	3.6
33	6.9	3.0
44	5.6	2.5
55	4.7	2.2
66	4.1	2.0
88	3.3	1.7
100	3.0	1.5



Приложение Ж (обязательное)

Схемы нагрузок высокоскоростных поездов

Поезда А1-А10 (аналог HSLM - Европейских норм)

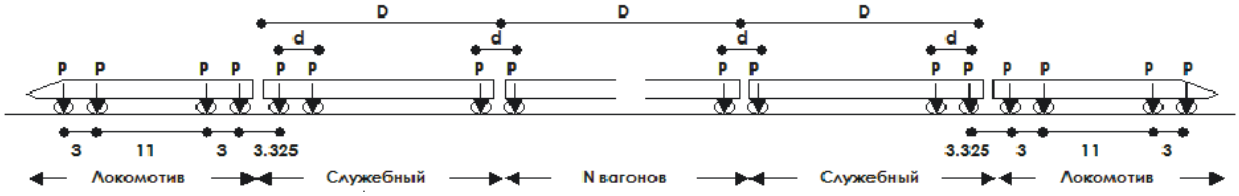


Таблица Ж.1

Варианты поезда	Промежуточные вагоны			Величина нагрузки на ось
	Число вагонов [1])	Длина вагона	База тележки	
	N	*D*	*d*	*P*
	шт	м	м	кН
А1	18	18	2	170
А2	17	19	3.5	200
А3	16	20	2	180
А4	15	21	3	190
А5	14	22	2	170
А6	13	23	2	180
А7	13	24	2	190
А8	12	25	2.5	190
А9	11	26	2	210
А10	11	27	2	210
[1]) общее число вагонов на 4 больше (2 локомотива + 2 служебных).				

Европейские реальные поезда (RT)

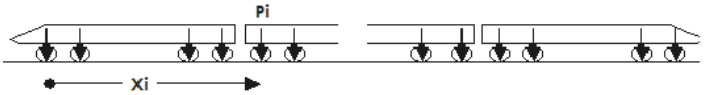


Таблица Ж.2

ICE2		ETR-Y		EUROSTAR 373-1		AVE		TALGO AV		VIRGIN		THALYS	
Xi	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*
м	кН	м	кН	м	кН	м	кН	м	кН	м	кН	м	кН
0	195	0	187	0	170	0	172.1	0	170	0	170	0	170
3	195	3	187	3	170	3	172.1	2.65	170	2.7	170	3	170
11.46	195	12	187	14	170	14	170.7	11	170	17	170	14	170
14.46	195	15	187	17	170	17	170.7	13.65	170	19.7	170	17	170
19.31	112	19.4	120	20.275	170	20.28	131.6	19.13	170	23.9	170	20.275	163
21.81	112	22.4	120	23.275	170	23.28	131.6	28.1	170	26.6	170	23.275	163
38.31	112	38.4	120	38.975	170	38.98	161.9	41.24	170	40.9	170	38.975	170
40.81	112	41.4	120	41.975	170	41.98	161.9	54.38	170	43.6	170	41.975	170
45.71	112	45.5	120	57.675	170	57.68	169.2	67.52	170	47.8	170	57.675	170
48.21	112	48.5	120	60.675	170	60.68	169.2	80.66	170	50.5	170	60.675	170
64.71	112	64.5	120	76.375	170	76.38	167.9	93.8	170	64.8	170	76.375	170
67.21	112	67.5	120	79.375	170	79.38	167.9	106.94	170	67.5	170	79.375	170
72.11	112	71.6	120	95.075	170	95.08	160.5	120.08	170	71.7	170	95.075	170
74.61	112	74.6	120	98.075	170	98.08	160.5	133.22	170	74.4	170	98.075	170
91.11	112	90.6	120	113.775	170	113.78	167.9	146.36	170	88.7	170	113.775	170
93.61	112	93.6	120	116.775	170	116.78	167.9	155.33	170	91.4	170	116.775	170
98.51	112	97.7	120	132.475	170	132.48	169.2	160.8	170	95.6	170	132.475	170
101.01	112	100.7	120	135.475	170	135.48	169.2	163.45	170	98.3	170	135.475	170
117.51	112	116.7	120	151.175	170	151.18	161.9	171.8	170	112.6	170	151.175	170
120.01	112	119.7	120	154.175	170	154.18	161.9	174.45	170	115.3	170	154.175	170
124.91	112	123.8	120	169.875	170	169.88	131.6	183.49	170	119.5	170	169.875	163
127.41	112	126.8	120	172.875	170	172.88	131.6	186.14	170	122.2	170	172.875	163
143.91	112	142.8	120	188.575	170	176.16	170.7	194.49	170	136.5	170	176.15	170
146.41	112	145.8	120	191.575	170	179.16	170.7	197.14	170	139.2	170	179.15	170
151.31	112	149.9	120	195.095	170	190.16	172.1	202.62	170	143.4	170	190.15	170
153.81	112	152.9	120	198.095	170	193.16	172.1	211.59	170	146.1	170	193.15	170
170.31	112	168.9	120	213.795	170	200.15	172.1	224.73	170	160.4	170	200.19	170
172.81	112	171.9	120	216.795	170	203.15	172.1	237.87	170	163.1	170	203.19	170
177.71	112	176	120	232.495	170	214.15	170.7	251.01	170	167.3	170	214.19	170
180.21	112	179	120	235.495	170	217.15	170.7	264.15	170	170	170	217.19	170
196.71	112	195	120	251.195	170	220.43	131.6	277.29	170	184.3	170	220.465	163
199.21	112	198	120	254.195	170	223.43	131.6	290.43	170	187	170	223.465	163
204.11	112	202.1	120	269.895	170	239.13	161.9	303.57	170	191.2	170	239.165	170
206.61	112	205.1	120	272.895	170	242.13	161.9	316.71	170	193.9	170	242.165	170
223.11	112	221.1	120	288.595	170	257.83	169.2	329.85	170	208.2	170	257.865	170
225.61	112	224.1	120	291.595	170	260.83	169.2	338.82	170	210.9	170	260.865	170
230.51	112	228.2	120	307.295	170	276.53	167.9	344.29	170	215.1	170	276.565	170
233.01	112	231.2	120	310.295	170	279.53	167.9	346.94	170	217.8	170	279.565	170
249.51	112	247.2	120	325.995	170	295.23	160.5	355.29	170	232.1	170	295.265	170
252.01	112	250.2	120	328.995	170	298.23	160.5	357.94	170	234.8	170	298.265	170
256.91	112	254.3	120	344.695	170	313.93	167.9			239	170	313.965	170
259.41	112	257.3	120	347.695	170	316.93	167.9			241.7	170	316.965	170
275.91	112	273.3	120	363.395	170	332.63	169.2			256	170	332.665	170
278.41	112	276.3	120	366.395	170	335.63	169.2			258.7	170	335.665	170

ICE2		ETR-Y		EUROSTAR 373-1		AVE		TALGO AV		VIRGIN		THALYS	
Xi	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*
м	кН	м	кН	м	кН	м	кН	м	кН	м	кН	м	кН
283.31	112	280.7	187	369.67	170	351.33	161.9					351.365	170
285.81	112	283.7	187	372.67	170	354.33	161.9					354.365	170
302.31	112	292.7	187	383.67	170	370.03	131.6					370.065	163
304.81	112	295.7	187	386.67	170	373.03	131.6					373.065	163
309.71	112					376.31	170.7					376.34	170
312.21	112					379.31	170.7					379.34	170
328.71	112					390.31	172.1					390.34	170
331.21	112					393.31	172.1					393.34	170
336.06	195												
339.06	195												
347.52	195												
350.52	195												

Параметры Европейских реальных поездов (RT)

Таблица Ж.3

Параметры		ICE2	ETR-Y	EURO-STAR373-1	AVE	TALGO AV	VIRGIN	THALYS
Вагонов	шт	12	10	18	16	22	11	16
Локомотивов	шт	2	2	2	4	4	0	4
Осей в вагоне	шт	4	4	2	2	1	4	2
Длина вагона	м	26.4	26.1	18.7	18.8	13	23.9	18.7
Длина поезда	м	350.52	295.7	386.67	373.03	357.94	258.7	393.34
Вес поезда	кН	6741	6296	8160	8429.2	6800	7480	8784
Осевая нагрузка:								
- максимальная	кН	195	187	170	172.1	170	170	170
- средняя	кН/м	19.23	21.29	21.10	22.60	19.00	28.91	22.33

Существующие Российские поезда (RU)

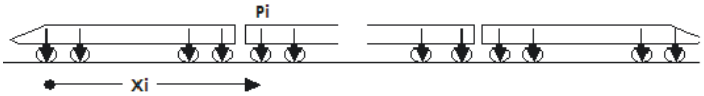


Таблица Ж.4

ЭР200		ЭВС1 "Сапсан"		ЭВС2 "Сапсан"		ЭВС1 х 2		ЭВС2 х 2	
Xi	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*
м	кН	м	кН	м	кН	м	кН	м	кН
2.65	126	3.73	159	3.73	159	3.73	159	3.73	159
5.15	126	6.33	159	6.33	159	6.33	159	6.33	159
21.45	126	21.10	159	21.10	159	21.10	159	21.10	159
23.95	126	23.70	159	23.70	159	23.70	159	23.70	159
29.25	155	28.46	164	28.46	164	28.46	164	28.46	164
31.75	155	31.06	164	31.06	164	31.06	164	31.06	164
48.05	155	45.83	164	45.83	164	45.83	164	45.83	164
50.55	155	48.43	164	48.43	164	48.43	164	48.43	164
55.85	158	53.19	142	53.19	166	53.19	142	53.19	166
58.35	158	55.79	142	55.79	166	55.79	142	55.79	166
74.65	158	70.56	142	70.56	166	70.56	142	70.56	166
77.15	158	73.16	142	73.16	166	73.16	142	73.16	166
82.45	155	77.92	165	77.92	165	77.92	165	77.92	165
84.95	155	80.52	165	80.52	165	80.52	165	80.52	165
101.25	155	95.29	165	95.29	165	95.29	165	95.29	165
103.75	155	97.89	165	97.89	165	97.89	165	97.89	165
109.05	158	102.65	147	102.65	147	102.65	147	102.65	147
111.55	158	105.25	147	105.25	147	105.25	147	105.25	147
127.85	158	120.02	147	120.02	147	120.02	147	120.02	147
130.35	158	122.62	147	122.62	147	122.62	147	122.62	147
135.65	155	127.38	147	127.38	147	127.38	147	127.38	147
138.15	155	129.98	147	129.98	147	129.98	147	129.98	147
154.45	155	144.75	147	144.75	147	144.75	147	144.75	147
156.95	155	147.35	147	147.35	147	147.35	147	147.35	147
162.25	158	152.11	165	152.11	165	152.11	165	152.11	165
164.75	158	154.71	165	154.71	165	154.71	165	154.71	165
181.05	158	169.48	165	169.48	165	169.48	165	169.48	165
183.55	158	172.08	165	172.08	165	172.08	165	172.08	165
188.85	155	176.84	142	176.84	166	176.84	142	176.84	166
191.35	155	179.44	142	179.44	166	179.44	142	179.44	166
207.65	155	194.21	142	194.21	166	194.21	142	194.21	166
210.15	155	196.81	142	196.81	166	196.81	142	196.81	166
215.45	158	201.57	164	201.57	164	201.57	164	201.57	164
217.95	158	204.17	164	204.17	164	204.17	164	204.17	164
234.25	158	218.94	164	218.94	164	218.94	164	218.94	164
236.75	158	221.54	164	221.54	164	221.54	164	221.54	164
242.05	155	226.30	159	226.30	159	226.30	159	226.30	159
244.55	155	228.90	159	228.90	159	228.90	159	228.90	159
260.85	155	243.67	159	243.67	159	243.67	159	243.67	159
263.35	155	246.27	159	246.27	159	246.27	159	246.27	159
268.65	158					253.73	159	253.73	159
271.15	158					256.33	159	256.33	159
287.45	158					271.10	159	271.10	159
289.95	158					273.70	159	273.70	159
295.25	155					278.46	164	278.46	164

ЭР200		ЭВС1 "Сапсан"		ЭВС2 "Сапсан"		ЭВС1 х 2		ЭВС2 х 2	
Xi	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*	*Xi*	*Pi*
м	кН	м	кН	м	кН	м	кН	м	кН
297.75	155					281.06	164	281.06	164
314.05	155					295.83	164	295.83	164
316.55	155					298.43	164	298.43	164
321.85	158					303.19	142	303.19	166
324.35	158					305.79	142	305.79	166
340.65	158					320.56	142	320.56	166
343.15	158					323.16	142	323.16	166
348.45	126					327.92	165	327.92	165
350.95	126					330.52	165	330.52	165
367.25	126					345.29	165	345.29	165
369.75	126					347.89	165	347.89	165
						352.65	147	352.65	147
						355.25	147	355.25	147
						370.02	147	370.02	147
						372.62	147	372.62	147
						377.38	147	377.38	147
						379.98	147	379.98	147
						394.75	147	394.75	147
						397.35	147	397.35	147
						402.11	165	402.11	165
						404.71	165	404.71	165
						419.48	165	419.48	165
						422.08	165	422.08	165
						426.84	142	426.84	166
						429.44	142	429.44	166
						444.21	142	444.21	166
						446.81	142	446.81	166
						451.57	164	451.57	164
						454.17	164	454.17	164
						468.94	164	468.94	164
						471.54	164	471.54	164
						476.30	159	476.30	159
						478.90	159	478.90	159
						493.67	159	493.67	159
						496.27	159	496.27	159

Параметры существующих Российских поездов (RU)

Таблица Ж.5

Параметры		**ЭР200**	**ЭВС1 "Сапсан"**	**ЭВС2 "Сапсан"**	**ЭВС1 х 2**	**ЭВС2 х 2**
Вагонов	шт	14	10	10	20	20
Локомотивов	шт	2	2	2	4	4
Осей в вагоне	шт	4	4	4	4	4
Длина вагона	м	26.6	24.73	24.73	24.73	24.73
Длина поезда	м	369.75	246.27	246.27	496.27	496.27
Вес поезда	кН	8520	6222	6412	12443	12824
Осевая нагрузка:						
- максимальная	кН	158	165	166	165	166
- средняя	кН/м	23.04	25.26	26.04	25.07	25.84

Приложение И (справочное)

Эквивалентные нагрузки высокоскоростных поездов

Европейская нагрузка А1-А10

Таблица И.1 - Поезда А1-А10, при положении вершины линии влияния **α=0,5**

Длина участка	**А1**	**А2**	**А3**	**А4**	**А5**	**А6**	**А7**	**А8**	**А9**	**А10**	Огибающая
λ	*va1*	*va2*	*va3*	*va4*	*va5*	*va6*	*va7*	*va8*	*va9*	*va10*	*va1-10*
м	кН/м										
1	340.00	400.00	360.00	380.00	340.00	360.00	380.00	380.00	420.00	420.00	420.00
2	170.00	200.00	180.00	190.00	170.00	180.00	190.00	190.00	210.00	210.00	210.00
5	68.00	80.00	72.00	76.00	68.00	72.00	76.00	76.00	84.00	84.00	84.00
10	47.60	56.00	50.40	53.20	47.60	50.40	53.20	53.20	58.80	58.80	58.80
20	47.52	52.90	50.31	51.21	47.52	50.31	53.11	52.16	58.70	58.70	58.70
30	36.98	42.18	39.16	40.49	36.98	39.16	41.34	40.91	45.69	45.69	45.69
40	33.23	38.22	34.63	36.08	32.70	34.63	36.55	36.31	40.40	40.40	40.40
50	31.94	36.46	32.67	33.57	29.76	31.16	32.59	32.36	35.94	35.94	36.46
60	29.74	34.21	30.69	31.76	28.22	29.49	30.70	30.17	33.00	32.53	34.21
70	27.64	31.74	28.42	29.54	26.29	27.54	28.76	28.37	31.10	30.76	31.74
80	26.45	30.18	26.66	27.51	24.38	25.59	26.77	26.47	29.06	28.80	30.18
90	25.10	28.79	25.51	26.27	23.08	23.93	24.90	24.67	27.11	26.90	28.79
100	23.78	27.32	24.26	25.08	22.10	22.96	23.78	23.29	25.38	25.15	27.32
110	23.01	26.31	23.03	23.86	21.07	21.95	22.80	22.39	24.36	23.95	26.31

Таблица И.2 - Поезда А1-А10, при положении вершины линии влияния **α=0,0**

Длина участка	**А1**	**А2**	**А3**	**А4**	**А5**	**А6**	**А7**	**А8**	**А9**	**А10**	Огибающая
λ	*va1*	*va2*	*va3*	*va4*	*va5*	*va6*	*va7*	*va8*	*va9*	*va10*	*va1-10*
м	кН/м										
1	340.00	400.00	360.00	380.00	340.00	360.00	380.00	380.00	420.00	420.00	420.00
2	170.00	200.00	180.00	190.00	170.00	180.00	190.00	190.00	210.00	210.00	210.00
5	95.20	112.00	100.80	106.40	95.20	100.80	106.40	106.40	117.60	117.60	117.60
10	57.80	68.00	61.20	64.60	57.80	61.20	64.60	64.60	71.40	71.40	71.40
20	54.76	60.45	57.98	57.90	54.76	57.98	61.20	57.43	67.65	67.65	67.65
30	44.97	49.58	47.62	49.36	44.97	47.62	50.27	49.15	55.56	55.56	55.56
40	38.65	42.85	40.93	41.34	38.65	40.93	43.20	41.22	47.75	47.75	47.75
50	34.41	38.96	35.07	36.24	32.58	34.42	36.34	35.50	40.16	40.16	40.16
60	32.10	36.41	32.79	34.11	30.36	31.94	33.51	32.84	36.57	36.33	36.57
70	30.52	35.30	31.44	32.64	28.86	30.12	31.32	30.49	33.74	33.55	35.30
80	29.30	33.44	29.67	30.65	27.28	28.55	29.78	29.24	32.13	31.73	33.44
90	28.19	32.05	28.51	29.49	25.92	26.77	28.22	27.56	30.57	30.26	32.05
100	27.52	31.38	27.70	28.44	25.28	26.01	27.34	26.52	29.21	28.75	31.38
110	26.74	30.56	26.85	27.90	23.95	25.33	26.37	25.69	28.31	27.89	30.56

Европейские реальные поезда (RT)

Таблица И.3 - Европейские реальные поезда (RT), при положении вершины линии влияния **α=0,5**

Длина участка	**ICE2**	**ETR-Y**	**EUROSTAR 373-1**	**AVE**	**TALGO AV**	**VIRGIN**	**THALYS**	Огибающая
λ	*vrt1*	*vrt2*	*vrt3*	*vrt4*	*vrt5*	*vrt6*	*vrt7*	*vrt1-7*
м	кН/м							
1	390.00	374.00	340.00	344.20	340.00	340.00	340.00	390.00
2	195.00	187.00	170.00	172.10	170.00	170.00	170.00	195.00
5	78.00	74.80	68.00	68.84	68.00	68.00	68.00	78.00
10	55.27	55.24	47.60	48.19	49.98	49.64	47.60	55.27
20	41.89	41.63	46.67	42.76	37.20	44.54	45.93	46.67
30	38.01	36.43	36.61	33.20	33.91	34.91	35.97	38.01
40	33.93	32.84	32.49	30.54	32.09	29.54	32.06	33.93
50	29.75	28.92	29.78	30.11	31.31	28.70	30.41	31.31
60	26.90	26.49	28.24	30.28	30.95	29.43	30.64	30.95
70	25.23	25.06	26.30	29.96	30.37	29.84	30.68	30.68
80	23.86	23.77	24.66	28.97	29.40	29.22	29.88	29.88
90	22.44	22.41	23.65	28.22	28.58	28.59	29.25	29.25
100	21.17	21.37	22.88	27.63	27.57	28.55	28.74	28.74
110	20.43	20.79	22.28	27.04	26.74	28.81	28.20	28.81

Таблица И.4 - Европейские реальные поезда (RT), при положении вершины линии влияния **α=0,0**

Длина участка	**ICE2**	**ETR-Y**	**EURO-STAR 373-1**	**AVE**	**TALGO AV**	**VIRGIN**	**THALYS**	Огибающая
λ	*vrt1*	*vrt2*	*vrt3*	*vrt4*	*vrt5*	*vrt6*	*vrt7*	*vrt1-7*
м	кН/м							
1	390.00	374.00	340.00	344.20	340.00	340.00	340.00	390.00
2	195.00	187.00	170.00	172.10	170.00	170.00	170.00	195.00
5	109.20	104.72	95.20	96.38	97.24	97.92	95.20	109.20
10	66.30	63.58	57.80	58.51	56.61	56.78	57.80	66.30
20	50.19	47.91	52.23	47.66	45.53	51.34	51.38	52.23
30	44.17	42.25	44.54	39.81	39.18	41.44	43.65	44.54
40	37.37	36.36	36.88	37.71	36.58	39.36	39.46	39.46
50	33.75	33.53	32.36	35.39	35.56	35.99	37.65	37.65
60	31.94	31.44	30.58	35.03	34.49	35.36	37.12	37.12
70	29.63	29.48	29.36	33.11	33.00	34.31	35.08	35.08
80	28.17	28.43	27.62	32.00	31.31	33.44	33.93	33.93
90	27.07	27.27	27.11	30.98	30.07	32.94	32.84	32.94
100	26.08	26.42	26.03	30.03	28.94	32.31	31.79	32.31
110	25.45	25.79	25.44	29.43	27.63	32.09	31.12	32.09

Существующие Российские поезда (RU)

Таблица И.5 - Существующие Российские поезда (RU), при положении вершины линии влияния **α=0,0**

Длина участка	**ЭР200**	**ЭВС1 "Сапсан"**	**ЭВС2 "Сапсан"**	**ЭВС1 х 2**	**ЭВС2 х 2**	Огибающая
λ	*vru1*	*vru2*	*vru3*	*vru4*	*vru5*	*vru1-5*
м	кН/м					
1	252.00	318.33	318.33	318.33	318.33	318,33
2	126.00	159.17	159.17	159.17	159.17	159,17
5	75.60	90.41	90.41	90.41	90.41	90,41
10	44.10	52.84	52.84	52.84	52.84	52,84
20	45.97	48.50	49.70	48.50	49.70	49,70
30	35.69	38.46	39.49	38.46	39.49	39,49
40	33.41	36.22	37.46	36.22	37.46	37,46
50	31.60	33.30	34.62	33.30	34.62	34,62
60	29.53	31.72	33.19	31.72	33.19	33,19
70	29.18	31.03	32.50	31.03	32.50	32,50
80	28.21	29.72	31.12	29.72	31.12	31,12
90	27.56	29.74	30.86	29.74	30.89	30,89
100	27.42	29.11	30.21	29.11	30.23	30,23
110	26.91	28.76	29.82	28.76	29.82	29,82

Таблица И.6 - Существующие Российские поезда (RU), при положении вершины линии влияния **α=0,5**

Длина участка	**ЭР200**	**ЭВС1 "Сапсан"**	**ЭВС2 "Сапсан"**	**ЭВС1 х 2**	**ЭВС2 х 2**	Огибающая
λ	*vru1*	*vru2*	*vru3*	*vru4*	*vru5*	*vru1-5*
м	кН/м					
1	252.00	318.33	318.33	318.33	318.33	318.33
2	126.00	159.17	159.17	159.17	159.17	159.17
5	50.40	63.67	63.67	63.67	63.67	63.67
10	37.80	47.11	47.11	47.11	47.11	47.11
20	38.35	41.02	41.97	41.02	41.97	41.97
30	30.95	32.58	33.39	32.58	33.39	33.39
40	25.71	27.53	28.19	27.53	28.19	28.19
50	23.91	26.23	26.90	26.23	26.90	26.90
60	24.02	26.60	27.53	26.60	27.53	27.53
70	24.49	26.33	27.92	26.43	27.92	27.92
80	24.62	25.95	27.53	26.16	27.53	27.53
90	24.09	25.46	26.90	25.53	26.90	26.90
100	23.68	25.19	26.63	25.22	26.63	26.63
110	23.60	25.30	26.72	25.30	26.72	26.72

Огибающая для высокоскоростных поездов (ВСП)

Таблица И.7 - Огибающая для высокоскоростных всех поездов (ВСП) при **α=0,5** и **α=0,0**

Длина участка	при **α=0,5**		при **α=0,0**	
	Площадь участка	Огибающая всех поездов ВСП	Площадь участка	Огибающая всех поездов ВСП
λ	ω	$v_{всп0,5}$	ω	$v_{всп0,0}$
м	$м^2$	кН/м	$м^2$	кН/м
1	0.06	420.00	0.06	420.00
2	0.25	210.00	0.25	210.00
5	1.56	84.00	1.56	117.60
10	6.25	58.80	6.25	71.40
20	25.00	58.70	25.00	67.65
30	56.25	45.69	56.25	55.56
40	100.00	40.40	100.00	47.75
50	156.25	36.46	156.25	40.16
60	225.00	34.21	225.00	37.12
70	306.25	31.74	306.25	35.30
80	400.00	30.18	400.00	33.93
90	506.25	29.25	506.25	32.94
100	625.00	28.74	625.00	32.31
110	756.25	28.81	756.25	32.09

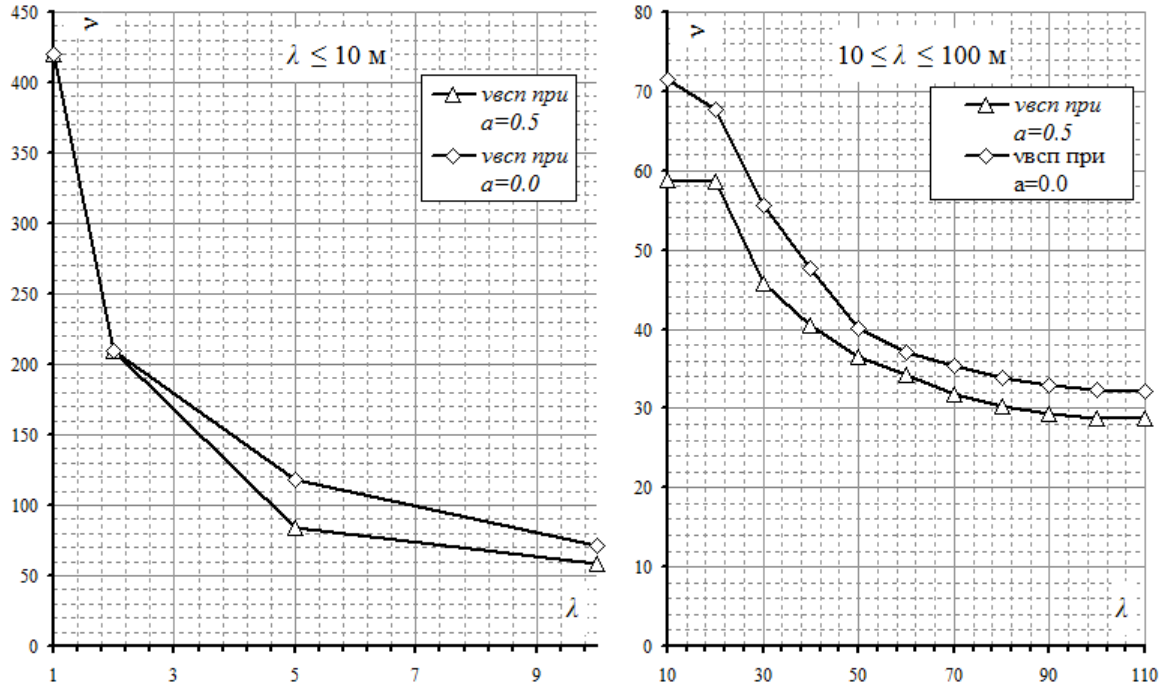


Рисунок И.1

Приложение К (справочное)

Эквивалентные нагрузки СК

Таблица К.1

Длина участка λ, м	Интенсивность эквивалентной нагрузки v, кН/м пути			
	СК (К = 1)		εСК (К = 1)	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0{,}5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0{,}5$
1	49,03	49,03	49,03	49,03
1,5	39,15	34,25	39,15	34,25
2	30,55	26,73	30,55	26,73
3	24,16	21,14	24,16	21,14
4	21,69	18,99	21,69	18,99
5	20,37	17,82	20,37	17,82
6	19,50	17,06	18,92	16,55
7	18,84	16,48	17,71	15,49
8	18,32	16,02	16,67	14,58
9	17,87	15,63	15,73	13,75
10	17,47	15,28	14,85	12,99
12	16,78	14,68	14,26	12,48
14	16,19	14,16	13,76	12,04
16	15,66	13,71	13,31	11,65
18	15,19	13,30	12,91	11,31
20	14,76	12,92	12,55	10,98
25	13,85	12,12	11,77	10,30
30	13,10	11,46	11,53	10,08
35	12,50	10,94	11,38	9,96
40	12,01	10,51	11,29	9,88
45	11,61	10,16	11,26	9,86
50	11,29	9,88	11,29	9,88
60	10,80	9,81	10,80	9,81
70	10,47	9,81	10,47	9,81
80	10,26	9,81	10,26	9,81
90	10,10	9,81	10,10	9,81
100	10,00	9,81	10,00	9,81
110	9,94	9,81	9,94	9,81
120	9,90	9,81	9,90	9,81
130	9,87	9,81	9,87	9,81
140	9,85	9,81	9,85	9,81
150 и более	9,81	9,81	9,81	9,81

П р и м е ч а н и я

1) Эквивалентные нагрузки СК при значениях параметров $1{,}5 \le \lambda \le 50$ м ($\alpha = 0$ и $\alpha = 0{,}5$) и $\lambda > 50$ м ($\alpha = 0$) получены по формуле

$$v = \left(9{,}807 + \frac{10{,}787}{e^{0{,}04\lambda}} + \frac{43{,}149}{\lambda^2}\right)\left(1 - \frac{\alpha}{4}\right)K,$$

где e = 2,718... - основание натуральных логарифмов.

2) Для промежуточных значений длин загружения λ и промежуточных положений вершин линий влияния $\alpha = a/\lambda \le 0{,}5$, величину нагрузки v следует определять по интерполяции.

3) Для определения массы поезда на мосту используется эквивалентная нагрузка для $\alpha = 0{,}5$.

Приложение Л (обязательное)

Определение коэффициентов динамики

Л.1 При расчетах ИССО на сочетания с высокоскоростной нагрузкой следует учитывать увеличение статической нагрузки от подвижного состава высокоскоростного поезда введением динамического коэффициента в виде суммы двух слагаемых:

$$1+\mu = 1 + \mu 1 + \mu 2, \qquad (Л.1)$$

где $\mu 1$ - отражает динамическое взаимодействие поезд/пролет;

$\mu 2$ - учитывает динамические явления, вызванные дефектами пути и колес.

Л.2 Определять значение первого слагаемого динамического коэффициента следует по результатам динамических и статических расчетов, как максимальный из вычисленных для каждого поезда из набора поездов: А1-А10, Европейских реальных поездов RT и существующих Российских поездов RU (приложение Ж):

$$\mu 1 = max_{i=1}^{n}\left[\left|\frac{\delta_{din,i}}{\delta_{stat,i}}\right| - 1\right], \qquad (Л.2)$$

где i - вариант высокоскоростного поезда;

n - число рассматриваемых поездов (19);

$\delta_{din,i}$ - максимальный динамический отклик при прохождении i-го поезда во всем диапазоне скоростей (до 350х1,20=420 км/ч);

$\delta_{stat,i}$ - соответствующее значение статического прогиба от i-го поезда.

Л.3 Второе слагаемое динамического коэффициента следует вычислять по формуле:

$$\mu 2 = \frac{a}{100}\cdot\left[56\cdot e^{-\left(\frac{L}{10}\right)^2} + 50\cdot\left(\frac{L\cdot f1}{80} - 1\right)\cdot e^{-\left(\frac{L}{20}\right)^2}\right], \qquad (Л.3)$$

где a - скоростной коэффициент, определяемый:

$a = V / 22$ - при $V < 22$ м/с;

$a = 1{,}0$ - при $V > 22$ м/с.

V (м/с) - расчетная скорость (по 6.3.5) (420 км/ч соответствует 420/3,6 = 117 м/с);

L (м) - расчетная длина пролетного строения согласно Приложению Е;

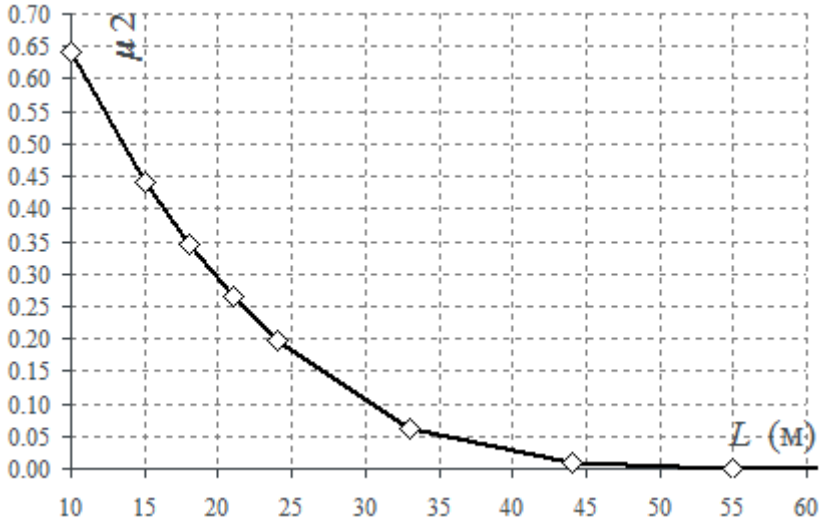
e - основание натуральных логарифмов (2,718281828…);

$f1$ - частота колебаний пролетного строения по первой форме (для балочных разрезных пролетных строений - по формулам (Д.3) и (Д.4) приложения Д).

Л.4 Пределом применимости формулы (Л.3) для вычисления $\mu 2$ является верхний предел частоты *f1*. Если это условие не выполняется, (при соответствующем обосновании подобного решения) необходим динамический расчет взаимодействия неподрессоренных масс вагонов и моста (приложение Г, модель IV) с учетом дефектов пути и колес.

Таблица Л.1 - Значение коэффициента $\mu 2$ при расчетной скорости 420 км/ч (на 20% выше 350 км/ч)

Длина пролета	Верхний предел частоты	Коэфф. дина-мики
L	*f1max*	$\mu 2$
м	Гц	Гц
10	16.9	0.641
15	12.5	0.442
18	10.9	0.345
21	9.7	0.264
24	8.8	0.196
33	6.9	0.061
44	5.6	0.008
55	4.7	0.001
66	4.1	0.000
88	3.3	0.000
100	3.0	0.000



Л.5 При выполнении расчетов на нагрузки поездов обычных скоростей движения (СК), динамические воздействия поездов учитываются коэффициентом динамики ($1+\mu$). Коэффициенты следует принимать согласно таблице Л.2.

Таблица Л.2 Динамические коэффициенты для нагрузок СК

Тип конструкции			Значение динамического коэффициента	
Пролетные строения	Стальные и сталежелезобетонные	Неразрезные фермы	$1+\mu = 1+\frac{14}{30+\lambda} \le 1{,}15$	(Л.4)
		Все другие	$1+\mu = 1+\frac{18}{30+\lambda} \le 1{,}15$	(Л.5)
	Железобетонные	Арки сквозные	$1+\mu = 1+\frac{12}{100+\lambda}\left(1+\frac{0{,}4l}{f}\right)$ где f - стрелка арки; l - пролет	(Л.6)
		Все другие	$1+\mu = 1+\frac{10}{20+\lambda} \le 1{,}15$	(Л.7)
Опоры	Стальные		$1+\mu = 1+\frac{18}{30+\lambda} \le 1{,}15$	(Л.8)
	Бетонные и железобетонные [1])		$1+\mu = 1{,}0$	
Основания, фундаменты всех типов				
Звенья труб [2])				

[1]) в соответствии с (7.5.56) проектирование сквозных, тонкостенных и стоечных опор на ВСМ не допускается.
[2]) согласно (5.2.5) засыпка над трубой не может быть менее 2,5 м.

При определении λ (длины загружения элемента) в формулах (Л.4)-(Л.8) следует учитывать длину той части линии влияния, которая определяет участие элемента в общей работе.

Значения следует принимать равными:

а) для основных элементов главных ферм (разрезных балок, арок, рам), а также для продольных и поперечных балок при загружении той части линии влияния, которая определяет их участие в работе главных ферм, - длине пролета, если эта длина больше длины линии влияния;

6) для основных элементов главных ферм неразрезных систем - сумме длин загружаемых участков линий влияния (вместе с разделяющими их участками);

в) при расчете на местную нагрузку (при загружении той части линии влияния, которая учитывает воздействие местной нагрузки):

- продольных балок - длине их пролета;
- поперечных балок - суммарной длине примыкающих панелей;
- подвесок, стоек - по пункту е);
- плит балластного корыта (поперек пути) - условно равной нулю;
- железобетонных плит верхнего строения пути: при расчете поперек пути - ширине плиты, при расчете вдоль пути - длине панели;

г) при расчетах, учитывающих основную и местную нагрузку - раздельно для каждой из этих нагрузок;

д) для элементов опор всех типов и опорных частей - сумме длин загружаемых участков линии влияния опорной реакции (вместе с разделяющими их участками);

е) в сложных случаях длину загружения допускается определять как условную длину основного участка (приложение У, рисунок У.2) линии влияния по формуле:

$\lambda = 2A / y$, где A – площадь участка; y - ордината вершины участка.

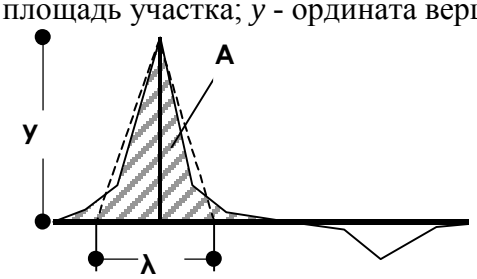


Рисунок Л.1– Длина загружения для определения динамического коэффициента

Примечание - длина λ принимается как длина основания треугольника с площадью, равной площади участка и высотой, равной максимальной ординате этого участка

Л.6 К временным горизонтальным нагрузкам и давлению грунта на опоры от подвижного состав ВСП и СК:

$1 + \mu = 1{,}0$.

Л.7 К нагрузкам на служебных проходах:

$1 + \mu = 1{,}0$.

Приложение М (обязательное)

Дополнительное демпфирование для пролетных строений длиной до 30 м

М.1 Для балочных разрезных пролетных строений длиной менее 30 м полное подлежащее учету демпфирование определяется как сумма:

$$\zeta_{30} = \zeta + \Delta\zeta, \qquad \text{(М.1)}$$

где ζ (%) - нижнее предельное демпфирование согласно 6.3.7;

$\Delta\zeta$ (%) - дополнительное демпфирование (рисунок М.1).

L	$\Delta\zeta$
м	%
0	0.000
1	0.019
2	0.039
3	0.060
4	0.084
5	0.110
6	0.141
7	0.177
8	0.219
9	0.269
10	0.329
11	0.398
12	0.476
13	0.555
14	0.620
15	0.653
16	0.637
17	0.574
18	0.483
19	0.385
20	0.296
21	0.223
22	0.165
23	0.120
24	0.086
25	0.060
26	0.039
27	0.024
28	0.011
29	0.002
30	0.000

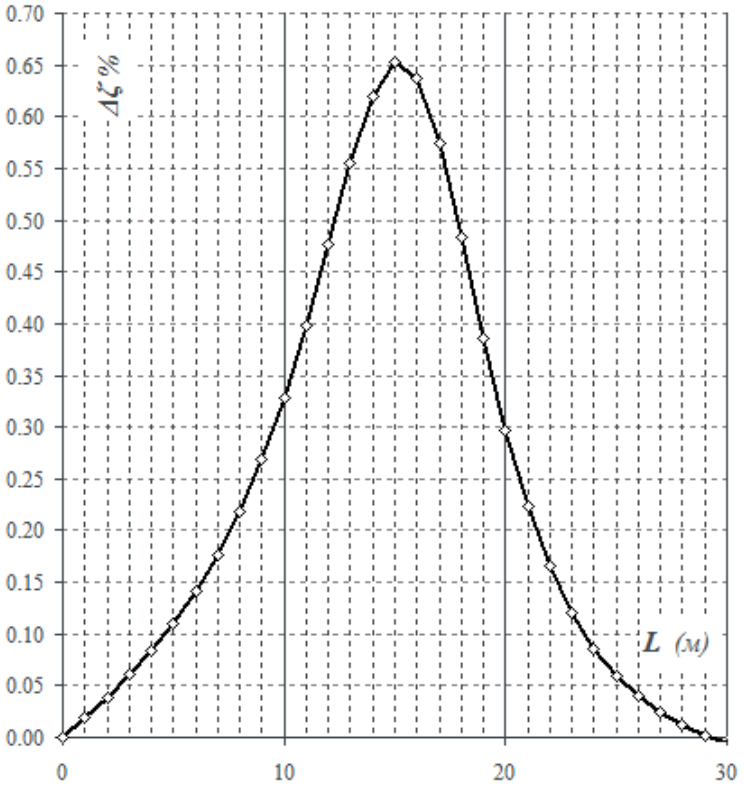


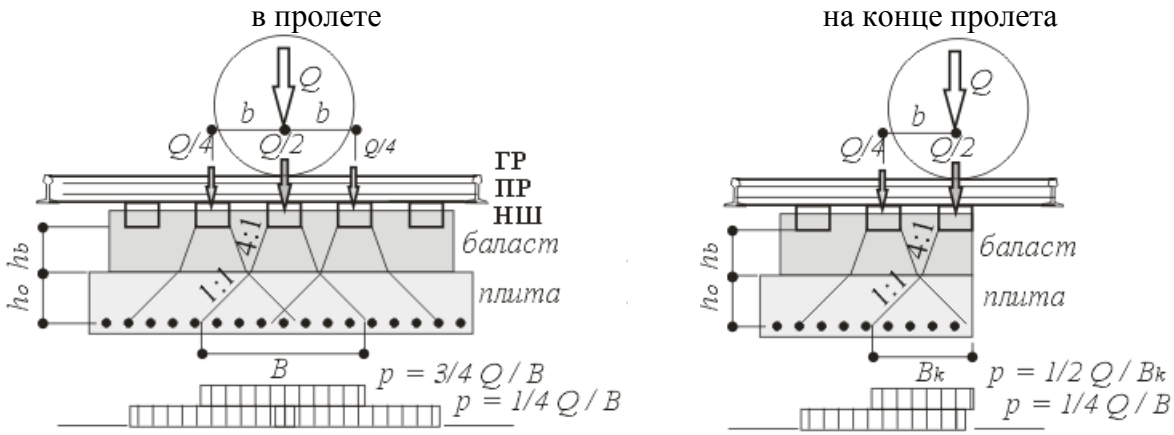
Рисунок М.1 - Дополнительное демпфирование $\Delta\zeta$ (%), как функция длины пролета L (м)

$$\Delta\zeta = \frac{0.0187L - 0.00064L^2}{1 - 0.0441L - 0.0044L^2 + 0.000255L^3} \qquad \text{(М.2)}$$

Приложение Н (обязательное)

Распределение нагрузок при расчетах плит проезда

Н.1 При расчетах местных воздействий от осей железнодорожной нагрузки следует считать, что давление от оси распределяется на 3 шпалы. При этом на среднюю шпалу (под осью) приходится ½ часть давления, а на две соседние – по ¼ части. Распределение давления в балласте происходит под углом 4:1 (рисунок Н.1), для безбалластного мостового полотна – 1:1.



Обозначения:

Q - сила давления от оси поезда;

hb - толщина балласта под шпалой.

Рисунок Н.1 – Распределение давления от одиночной оси вдоль пути

Н.2 Расчетную силу давления от оси следует принимать:

– для нагрузок от ВСП:

$Q = \gamma_f \ (1 + \mu 1 + \mu 2)\ Qn,$

где Qn=20,5кН - нормативное давление на ось, кН;

γ_f = 1,2 - коэффициент надежности по нагрузке;

$\mu 1$ - коэффициент из динамического расчета - приложение Л (Л.2);

$\mu 2$ = 0,7 - коэффициент, учитывающий неровности пути.

– для нагрузок СК:

$Q = \gamma_f\ (1 + \mu)\ Qn,$

где Qn=24,5 К - нормативное давление на ось (196 кН – для класса 8);

γ_f = 1,2 - коэффициент надежности по нагрузке;

$1+\mu$ = 1,5 - динамический коэффициент.

Приложение П (справочное)

Последовательность расчета пролетного строения

П.1 При расчетном обосновании надежности пролетного строения необходимо выполнить расчеты на случай проезда высокоскоростного поезда (ВСП) и поезда с эквивалентной нагрузкой СК. Возможно два варианта (методики) динамического расчета случая ВСП (рисунок П.1).

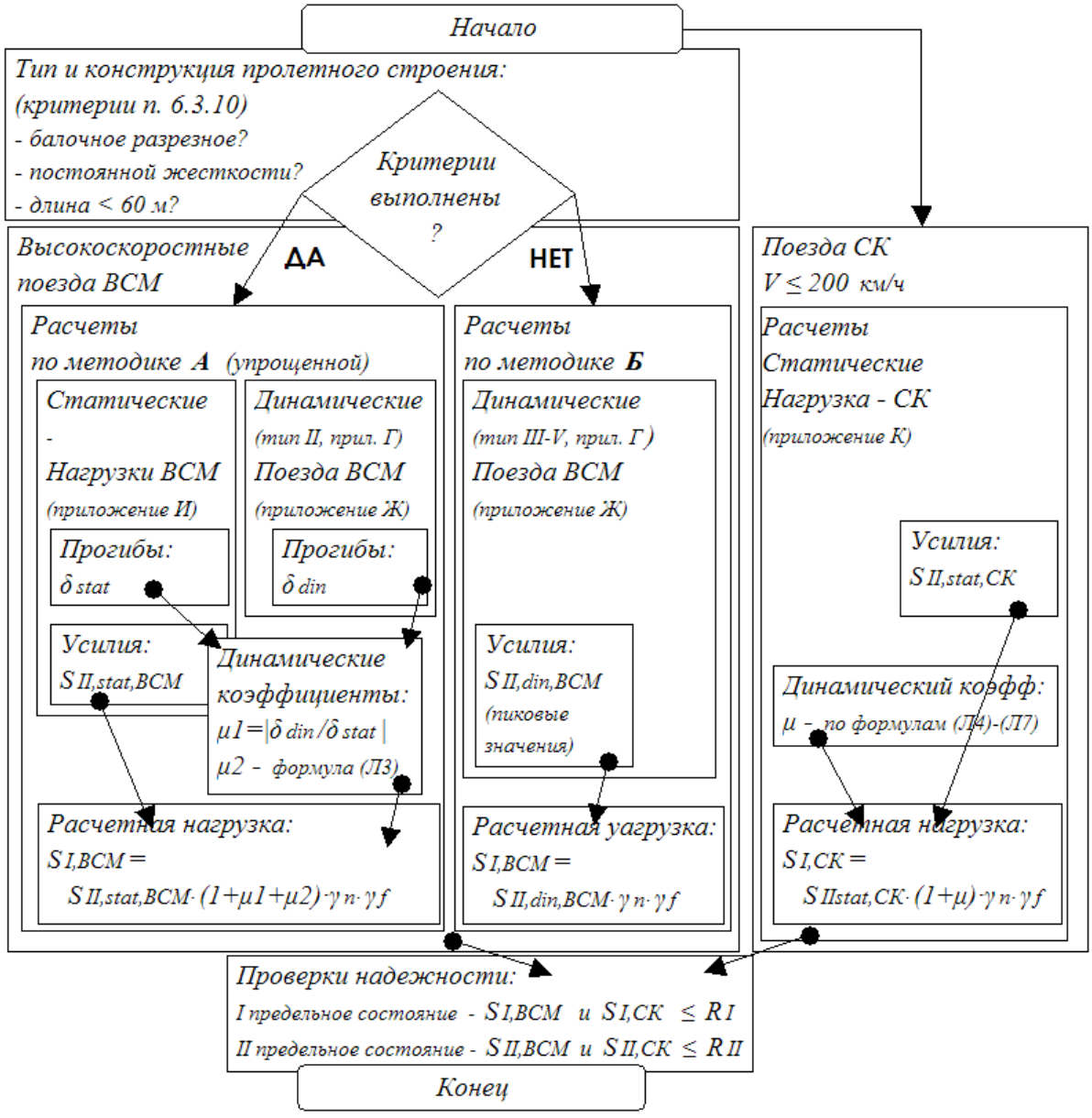


Рисунок П.1 - Последовательность расчета пролетного строения

П.2 При расчетном обосновании надежности балочных разрезных пролетных строений возможно использование последовательности расчетов по методике А, приведенной на рисунке П.2.

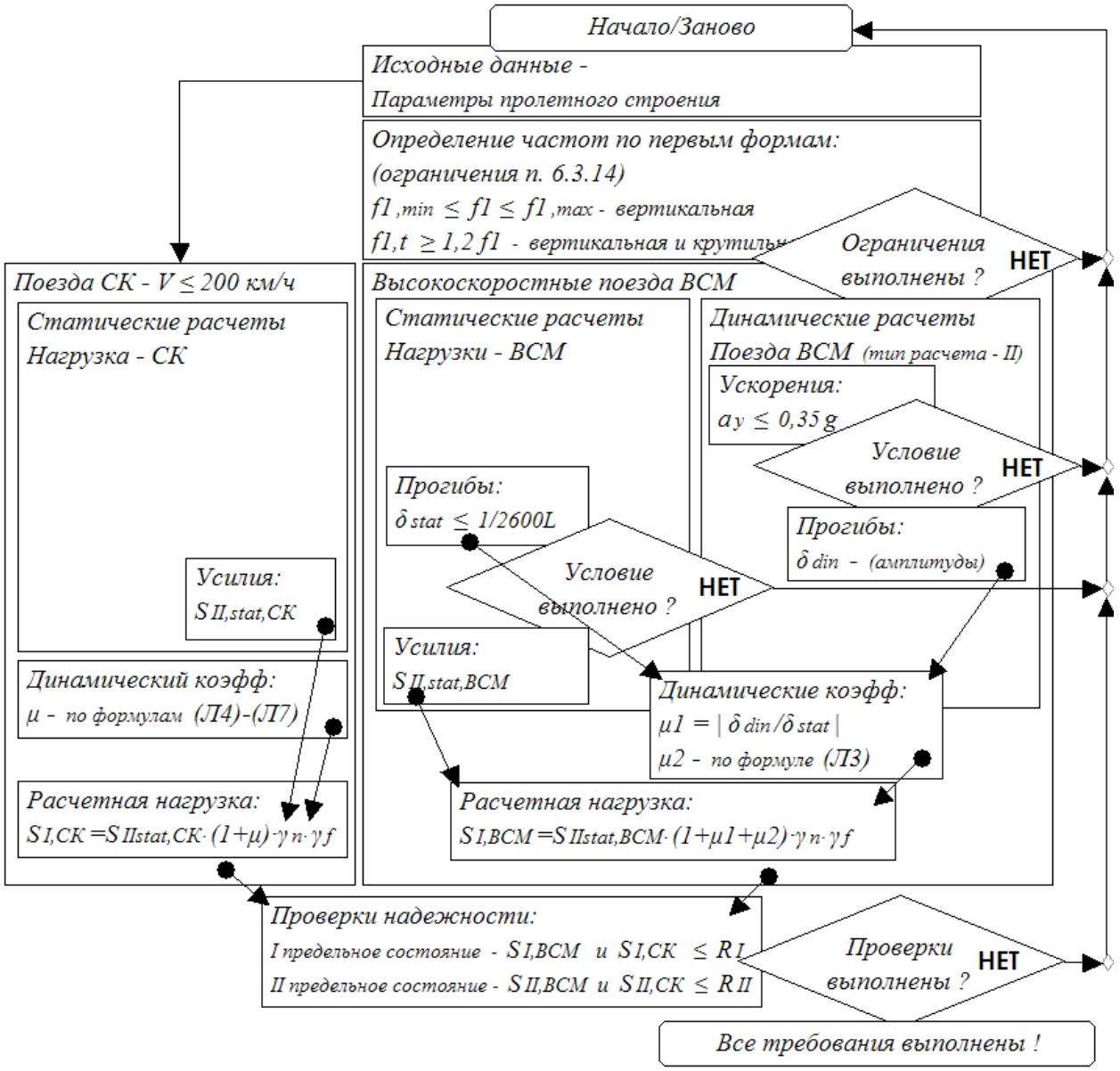


Рисунок П.2 - Последовательность расчета балочного разрезного пролетного строения

Приложение Р

Аэродинамические воздействия от скоростных поездов

Р.1 Общие положения

Р.1.1 При расчете конструкций, расположенных вблизи железнодорожных путей, должны учитываться аэродинамические воздействия от прохождения высокоскоростных поездов.

Р.1.2 Аэродинамические воздействия от высокоскоростного поезда на конструкции, расположенные в непосредственной близости от железнодорожного пути, можно представить в виде бегущей волны с переменным положительным и отрицательным давлением, сосредоточенной вблизи головы и хвоста поезда (см. рисунки Р.1 – Р.4). Интенсивность воздействия зависит от:

- квадрата скорости поезда;
- аэродинамической формы поезда;
- формы конструкции;
- расстояния между поездом и конструкцией и ее расположения относительно поезда.

Р.1.3 Эти воздействия могут быть заменены эквивалентными нагрузками, которые следует использовать при расчетах указанных конструкций по первой и второй группам предельных состояний. Нормативные значения эквивалентных нагрузок приведены в Р.2 – Р.6.

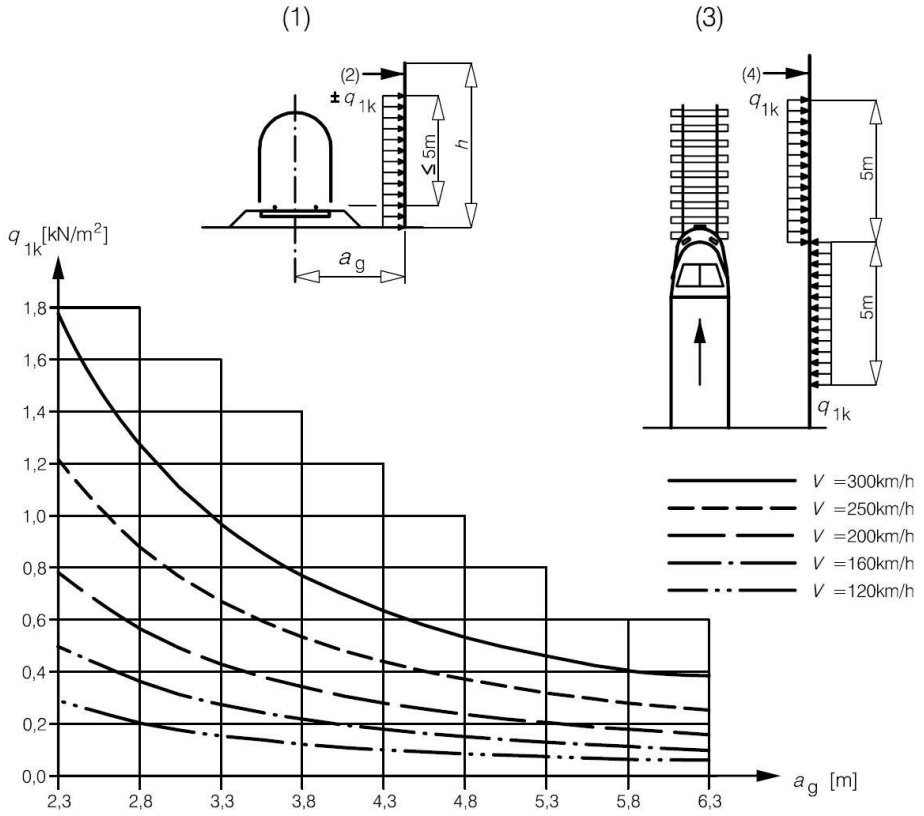
Р.1.4 Расчетная скорость V (км/ч) должна приниматься равной максимальной скорости движения высокоскоростных поездов на данном участке (по 6.3.5).

Р.1.5 В начале и конце конструкции, на участках длиной 5 м (считая вдоль оси пути) эквивалентные нагрузки, описанные в Р.2 – Р.6, должны быть умножены на повышающий динамический коэффициент 2,0.

Примечание — Для динамически чувствительных конструкций или их элементов могут потребоваться специальные исследования для обоснования динамических составляющих интенсивностей вышеуказанных воздействий. При исследованиях необходимо учитывать динамические характеристики конструкции, включая условия опирания, граничные условия, скорость движения поезда и соответствующие аэродинамические воздействия, а также динамическую реакцию конструкции, включая скорость волны деформаций, возникающей в конструкции.

Р.2 Вертикальные поверхности, параллельные рельсовым путям (например, шумозащитные экраны)

Р.2.1 Нормативные значения воздействий $\pm q_{1k}$ приведены на рисунке Р.1.



(1) - сечение; (2) - поверхность конструкции; (3) - вид сверху; (4) - поверхность конструкции

Рисунок Р.1 – Нормативные значения воздействий q_{1k} для вертикальных поверхностей, параллельных рельсовому пути

Р.2.2 Данные нормативные значения относятся к поездам с неблагоприятной аэродинамической формой. Для других поездов значения могут быть умножены на понижающий коэффициент k_1, принимаемый равным:

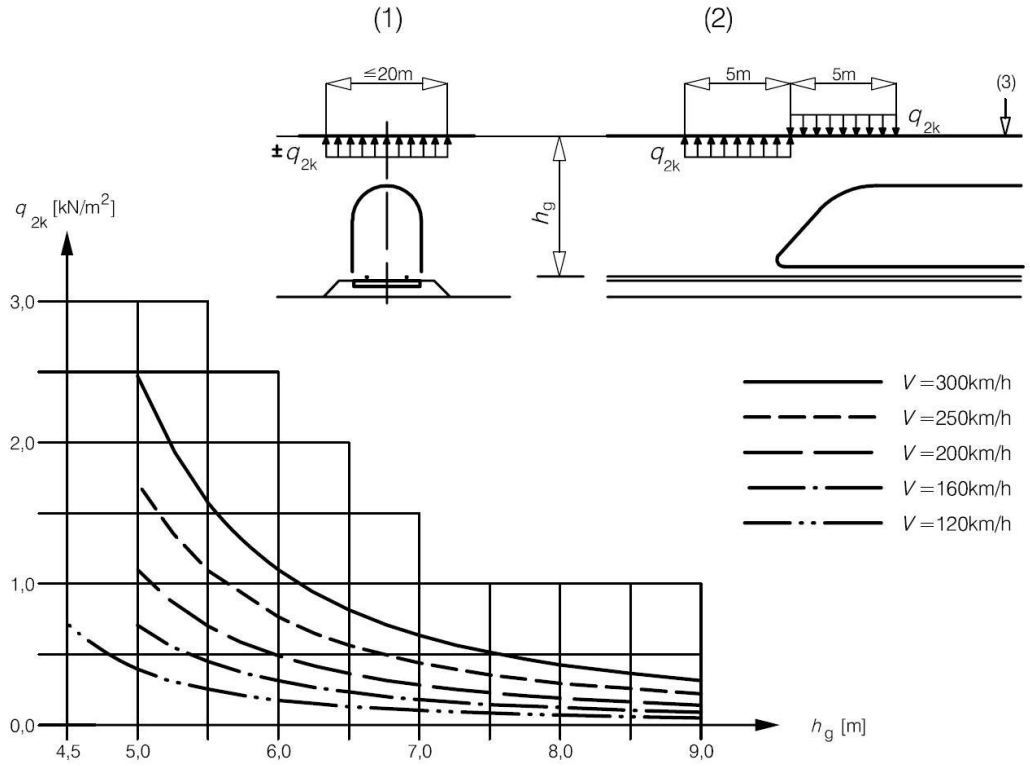
- 0,85 — для поездов с подвижным составом с гладкими сторонами;
- 0,6 — для обтекаемого подвижного состава (например, для поездов «Сапсан», ETR, ICE, TGV, Eurostar или аналогичных).

Р.2.3. Если рассматривается небольшая часть конструкции высотой ≤ 1,0 м и длиной ≤ 2,5 м (например, элемент шумозащитного экрана**)**, воздействия q_{1k} должны быть умножены на повышающий коэффициент k_2 = 1,3.

Р.3 Горизонтальные поверхности над рельсовыми путями (например, верхние защитные конструкции)

Р.3.1 Нормативные значения воздействий $\pm q_{2k}$ приведены на рисунке Р.2.

Р.3.2 Расчетная ширина загружения исследуемого конструктивного элемента составляет до 10 м в любую сторону от оси пути.



(1) – сечение; (2) – вертикальная проекция; (3) – обратная сторона конструкции

Рисунок Р.2 – Нормативные значения воздействий q_{2k} для горизонтальных поверхностей выше рельсовых путей

Р.3.3 Воздействия на конструкцию от поездов, проходящих по соседним путям в противоположных направлениях, суммируются. Нагрузки следует учитывать только с двух путей.

Р.3.4 К воздействиям q_{2k} применяется понижающий коэффициент k_1, как в Р.2.

Р.3.5 Воздействия на крайние участки широкой конструкции, пересекающей путь, на ширине ≤ 1,5 м от края могут быть умножены на коэффициент 0,75.

Р.4 Горизонтальные поверхности, примыкающие к рельсовым путям (например, навесы платформы без вертикальных стен)

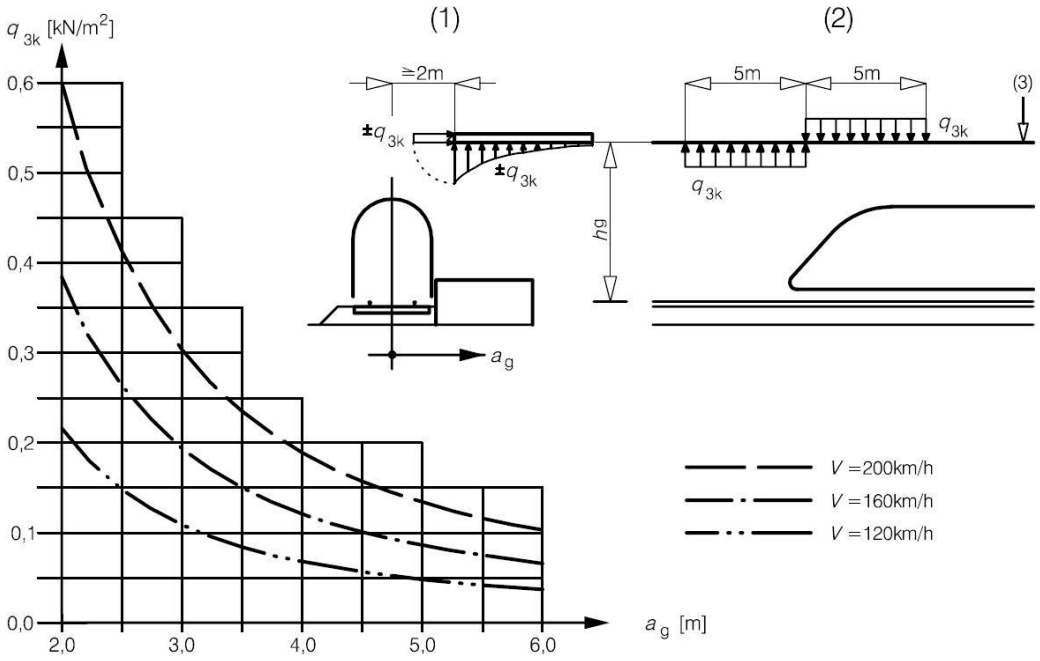
Р.4.1 Нормативные значения воздействий $\pm q_{3k}$ приведены на рисунке Р.3 и применяются независимо от аэродинамической формы поезда.

Р.4.2 Для каждого положения вдоль подлежащей расчету конструкции величина q_{3k} зависит от расстояния a_g до ближайшего рельсового пути. В случае, если рельсовые пути расположены с обеих сторон рассматриваемого элемента конструкции, воздействия должны складываться.

Р.4.3 Если расстояние h_g от уровня головки рельса до низа конструкции превышает 3,8 м, то воздействие q_{3k} может быть умножено на понижающий коэффициент k_3 по формуле:

$$k_3 = \frac{(7.5 - h_g)}{3.7} \quad \textit{для} \ 3{,}8 < h_g < 7.5, \tag{Р.1}$$

$$k_3 = 0 \quad \textit{для} \ h_g \geq 7{,}5 \text{ м}. \tag{Р.2}$$



(1) - сечение; (2) - вертикальная проекция; (3) - обратная сторона конструкции

Рисунок Р.3 - Нормативные значения воздействий q_{3k} для горизонтальных поверхностей, примыкающих к рельсовых путям

Р.5 Конструкции из нескольких поверхностей (вертикальных, горизонтальных или наклонных), расположенные вдоль рельсовых путей (например, наклонные шумозащитные барьеры, навесы платформы с вертикальными стенами и т. д.)

Р.5.1 Нормативные значения воздействий $\pm q_{4k}$, приведенные на рисунке Р.4, должны быть приложены по нормали к рассматриваемым поверхностям. Эти воздействия должны быть получены из графиков на рисунке Р.1, причем расстояние от пути должно быть принято меньшим из значений:

$$a'_g = 0{,}6 \min a_g + 0{,}4 \max a_g \qquad (Р.3)$$

или

$$a'_g = 6 \text{ м},$$

где $\min a_g$, $\max a_g$ - расстояния, показанные на рисунке Р.4.

Р.5.2 Если $\max a_g > 6$ м, то принимается значение $\max a_g = 6$ м.

Р.5.3 К воздействиям $\pm q_{4k}$ применяются коэффициенты k_1 и k_2, определенные в Р.2.

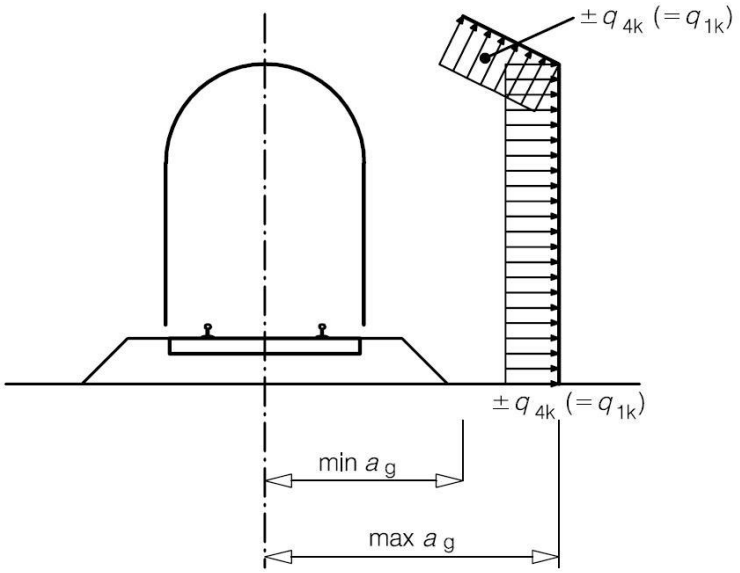


Рисунок Р.4 - Определение расстояний $\min a_g$ и $\max a_g$ от осевой линии рельсового пути

Р.6 Поверхности ограниченной длины (до 20 м), ограждающие сверху габарит приближения строений (горизонтальная поверхность над путями и хотя бы одна вертикальная стена, например, подмости, временные сооружения)

Р.6.1 Воздействия должны быть приложены независимо от аэродинамической формы поезда:

– к вертикальным поверхностям (по всей высоте):

$$\pm k_4 q_{1k}, \qquad (Р.4)$$

где q_{1k} – определяется согласно Р.2;

$k_4 = 2$;

– к горизонтальным поверхностям:

$$\pm k_5 q_{2k}, \qquad (Р.5)$$

где q_{2k} – определяется согласно Р.3 только для одного рельсового пути;

$k_5 = 2{,}5$ – если поверхность накрывает один рельсовый путь;

$k_5 = 3{,}5$ – если поверхность накрывает два рельсовых пути.

Приложение С (обязательное)

Методика определения равнодействующей горизонтального (бокового) давления от собственного веса грунта на опоры мостов

С.1 Равнодействующую нормативного (расчетного) и горизонтального (бокового) давления F_h на опоры мостов от собственного веса насыпного грунта, а также грунта, лежащего ниже естественной поверхности земли при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее (рисунок С.1 а), следует определять по формуле:

$$F_h = \frac{1}{2}\rho_h \cdot h_x \cdot b \qquad (С.1)$$

где p_h – нормативное (расчетное) горизонтальное давление грунта на уровне нижней поверхности рассматриваемого слоя, принимаемое согласно 6.6.1.5, 6.6.1.11;

h_x – высота засыпки, считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия, м;

b – приведенная (средняя по высоте h_x) ширина опоры в плоскости задних граней, на которую распределяется горизонтальное (боковое) давление грунта, м.

Плечо равнодействующей F_h от подошвы фундамента следует принимать равным $z = {}^1/_3\, h_x$.

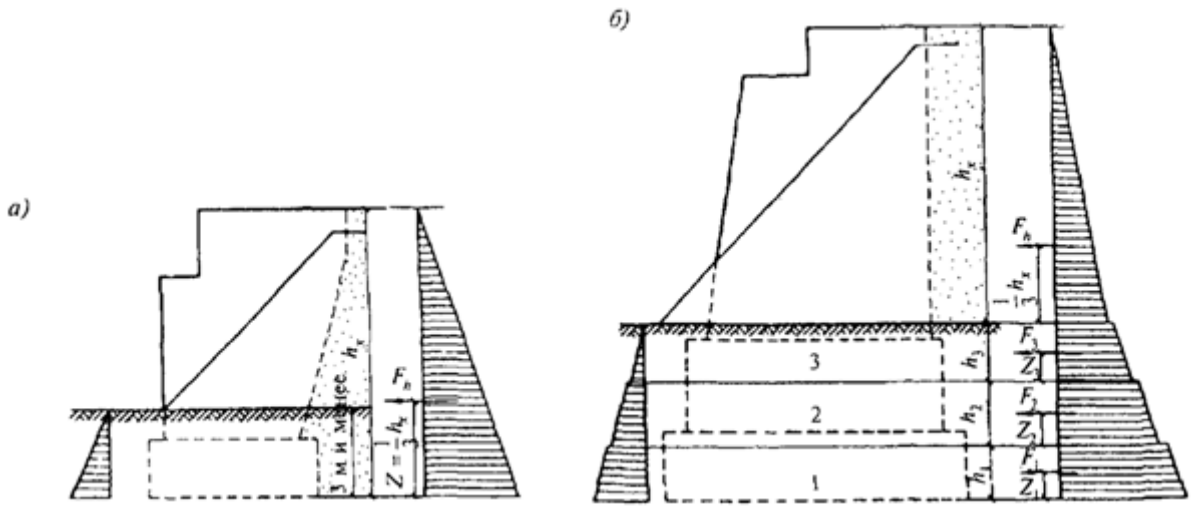
Для массивных (в том числе с обратными стенками) и пустотелых (с продольными проемами) устоев, если ширина проема b_1 равна или менее двойной ширины обратной стенки b_2, а также для сплошных (без проемов) фундаментов ширину b следует принимать равной расстоянию между внешними гранями конструкций.

Для пустотелых (с продольными проемами) устоев или для раздельных (с проемами) фундаментов, если $b_1 > 2\ b_2$, ширину b следует принимать равной удвоенной суммарной ширине стенок или раздельных фундаментов.

Для свайных или стоечных устоев, если суммарная ширина свай (стоек) равна или более половины всей ширины, за ширину b следует принимать расстояние между внешними гранями свай (стоек); если суммарная ширина свай (стоек) менее половины всей ширины опоры, то за ширину b следует принимать для каждой сваи (стойки) двойную ее ширину.

Примечания

1) Величины ρ_n и φ_n при определении давления p_h на всю высоту h_x допускается принимать как для грунта засыпки.
2) Для свай, забитых в ранее возведенную (уплотненную) насыпь, горизонтальное (боковое) давление учитывать не следует.
3) Горизонтальное (боковое) давление грунта на опоры моста со стороны пролета следует учитывать, если в проекте сооружения предусматриваются мероприятия, гарантирующие стабильность воздействия этого грунта при строительстве и эксплуатации моста.
4) Наклон задней грани устоя и силы трения между грунтом засыпки и этой гранью при определении силы F_h учитывать не следует.



1 – первый слой; 2 – второй слой; 3 – третий слой;
а) – при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее;
б) – то же, свыше 3 м

Рисунок С.1 – Схема эпюр давления грунта на опоры моста для определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления на опоры

С.2 При глубине заложения подошвы фундамента свыше 3,0 м равнодействующую нормативного (расчетного) горизонтального давления каждого *i*-го (снизу) слоя грунта, расположенного ниже естественной поверхности земли, следует определять по формуле:

$$F_i = \frac{1}{2}\rho_i h_i \tau_i \left(h_i + 2h_{0i}\right) b, \qquad (С.2)$$

где ρ_i - нормативный (расчетный) удельный вес грунта рассматриваемого слоя;
h_i - толщина рассматриваемого слоя;
h_{0i} - приведенная к весу грунта засыпки общая толщина слоев грунта, лежащих выше верхней поверхности рассматриваемого слоя.
τ_i - коэффициент нормативного (расчетного) горизонтального давления грунта для *i*-го слоя, равный:

$$\tau_i = tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2}\right); \qquad (С.3)$$

где φ_i - нормативное (расчетное) значение угла внутреннего трения слоя грунта;

Например, для нижнего (первого) слоя приведенная на рисунке С.1 б толщина составляет:

$$h_{0i} = \frac{\rho_x h_x + \rho_2 h_2 + \rho_3 h_3}{\rho_x}. \qquad (С.4)$$

Плечо равнодействующей давления *i*-го слоя F_i от нижней поверхности рассматриваемого слоя следует принимать равным:

$$z_i = \frac{h_i}{3} \cdot \frac{h_i + 3h_{0i}}{h_i + 2h_{0i}}. \qquad (С.5)$$

Приложение Т (обязательное)

Методика определения коэффициента вертикального давления грунта при расчете звеньев (секций) труб

Т.1 Коэффициент вертикального давления грунта для железобетонных и бетонных звеньев (секций) труб C_v следует определять по формулам:

$$C_v = 1 + B\left(2 - B\frac{d}{h}\right)\tau_n tg\varphi_n; \qquad (Т.1)$$

$$B = \frac{3}{\tau_n tg\varphi_n} \cdot \frac{sa}{h}, \qquad (Т.2)$$

где φ_n - нормативный (расчетный) угол внутреннего трения грунта засыпки трубы;

τ_n - коэффициент нормативного (расчетного) горизонтального давления грунта засыпки, определяемый по формуле (6.10);

d - диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

h - высота засыпки при определении вертикального давления по формуле (6.8) , считая от подошвы рельсов до верха звена (секции), м;
При определении горизонтального (бокового) давления по формуле (6.9) высоту засыпки h_x следует принимать до середины высоты звеньев (секций) трубы;

a - расстояние от основания насыпи до верха звена (секции) трубы, м;

s - коэффициент, принимаемый равным при фундаментах:
- 1,2 - неподатливых (на скальном основании или на сваях-стойках);
- 1,1 - малоподатливых (на висячих сваях);
- 1,0 - массивных мелкого заложения и грунтовых (нескальных) основаниях.

Если $B > h/d$, то следует принимать $B = h/d$.

Коэффициент вертикального давления грунта для многоочковых круглых водопропускных труб допускается вычислять по формуле:

$$C^1_v = n_v C_v, \qquad (Т.3)$$

где $n_v = 0{,}01\,(l/d)^2 + 0{,}02\,(l/d) + 0{,}9$, но не более 1,0
(здесь l - расстояние в свету между очками труб).

При подсыпке насыпей, в которых со временем произошло естественное уплотнение грунта засыпки, и физическое состояние конструкций трубы является удовлетворительным, допускается при определении нормативного давления на трубу от собственного веса грунта принимать независимо от податливости основания безразмерный коэффициент C_v равным 1.

Приложение У (обязательное)

Нормативная временная вертикальная нагрузка СК от железнодорожного подвижного состава и правила загружения ею линий влияния

У.1 Величины нормативных эквивалентных нагрузок v для загружения однозначных и отдельных участков двузначных линий влияния приведены в таблице К.1 Приложения К.

В случаях, оговоренных ниже, при загружении линий влияния следует применять нагрузки - равномерную 9,81К кН/м пути и от порожнего подвижного состава 13,7 кН/м пути.

У.2 При расчете элементов мостов следует учитывать передачу и распределение давления элементами верхнего строения пути, при этом эквивалентную нагрузку v необходимо принимать:

а) при определении местного давления, при укладке рельсов по железобетонной плите - равной 24,5К кН/м пути, для расчета по устойчивости стенки балки - не более 19,62К кН/м пути;

б) при определении местного давления, передаваемого плитой балластного корыта (во всех случаях), а также при определении усилий для расчета плиты поперек пути - равной 19,62К кН/м пути, вдоль пути - не более 19,62К кН/м пути.

Примечания

1) При устройстве пути на балласте значение $v \le 19{,}62К$ кН/м при $\lambda \le 25$ м следует принимать (в том числе для расчета опор, если балластный слой непрерывен) соответствующим $\alpha = 0{,}5$ независимо от положения вершин линий влияния.
2) Величину нагрузки для расчета плиты балластного корыта следует принимать равной v/b, кПа, где b - ширина распределения нагрузки, м, принимаемая равной $2{,}7 + h$ или $2{,}7 + 2h$ (в зависимости от того, что является более неблагоприятным при расчете отдельных сечений плиты), но не более ширины балластного корыта; h - расстояние от подошвы шпал до верха плиты, м.

У.3 При криволинейном, зубчатом (близком к треугольному) и четырехугольном очертаниях однозначные линии влияния и отдельно загруженные участки двузначных линий влияния при коэффициенте искаженности $\psi < 1{,}10$ (отношение площади треугольной линии влияния к площади рассматриваемой линии влияния при одинаковых длинах линий влияния и при одинаковых их наибольших ординатах) загружаются эквивалентной нагрузкой v согласно У.2.

У.4 При криволинейном очертании однозначные линии влияния и отдельно загружаемые участки двузначных линий влияния при коэффициенте искаженности $\psi \ge 1{,}10$ и длине $\lambda \ge 2$ м загружаются согласно У.2 с учетом следующих указаний:

а) при $1{,}10 \le \psi \le 1{,}40$ (за исключением случая устройства пути на балласте и $\lambda < 50$ м) с увеличением интенсивности эквивалентной нагрузки на величину,%, равную $e\ (\psi - 1)$, где e - коэффициент, определяемый по рисунку У.1. При устройстве пути на балласте и $\lambda < 50$ м величину v следует принимать по таблице К.1 приложения К, причем для $\lambda \le 10$ м независимо от положения вершин линий влияния - по графе, соответствующей $\alpha = 0{,}5$;

б) при ψ > 1,40 следует суммировать от загружения частей линии влияния. Включающая вершину часть линии влияния длиной *λ1* и площадью *A1* (рисунок У.2), ограниченная ординатами *y1* и *y2*, загружается на максимум (в соответствии с *λ1* и *α1*); остальная часть линии влияния *(A - A1)* загружается нагрузкой 9,81К кН/м пути.

При этом суммарную величину усилия следует принимать не менее *v(A1 + A2),* где *v* определяется в соответствии с λ и α всей линии влияния.

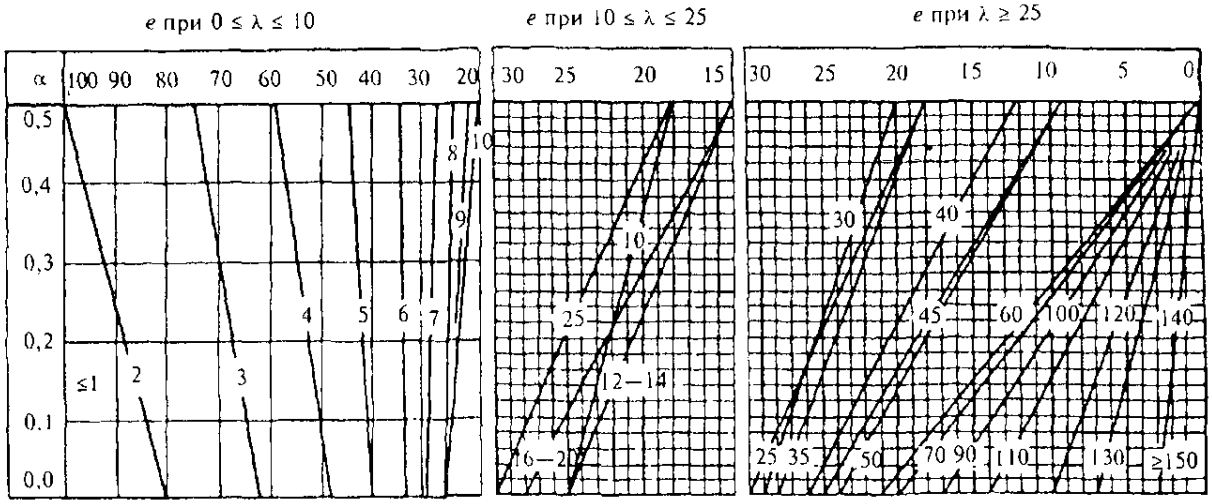


Рисунок У.1 - Коэффициент *e* в зависимости от λ и α (длина загружения λ, м, указана на графике)

Длину *λ1* (см. рисунок У.2) следует назначать с учетом расчетной схемы конструкции.

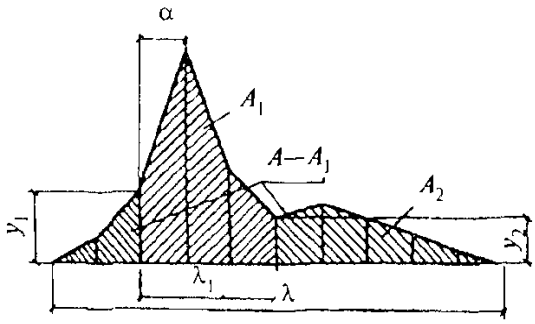


Рисунок У.2 - Часть линии влияния длиной λ, включая ее вершину

У.5 Усилия (рассматриваемого знака) по линиям влияния, состоящим из нескольких участков, следует определять суммированием результатов загружения отдельных, рядом расположенных участков всей или части линии влияния.

В соответствии с очертанием линий влияния и значениями величин λ и α для участков следует загружать:

- два участка рассматриваемого знака, расположенные рядом или разделенные участком иного знака, при общей длине этих (двух или трех) участков менее 80 м;
- один участок рассматриваемого знака при длине 80 м и более;
- остальные участки того же знака - нагрузкой 9,81К кН/м пути.

Разделяющие участки иного знака следует загружать нагрузкой 13,73 кН/м пути

(порожний состав), а при наличии таких участков длиной до 20 м один из них не загружают.

Примеры некоторых загружений приведены на рисунках У.3 и У.4.

У.6 При расчете массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями загружение пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем следует производить в соответствии с рисунком У.4 и таблицей У.2.

Длину загружения призмы обрушения следует принимать равной половине высоты от подошвы шпал до рассматриваемого сечения опоры.

Коэффициент надежности по нагрузке следует принимать, руководствуясь приведенной длиной загружения, равной сумме длин участков, на которых в каждом случае размещается временная нагрузка.

У.7 При загружении пролетных строений, расположенных на кривых, величину нагрузки *v* следует принимать с коэффициентом, отражающим влияние смещения центра тяжести подвижного состава, причем расчет следует осуществлять дважды:

а) с учетом центробежной силы и динамического коэффициента, но без учета силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса;

б) без учета центробежной силы и динамического коэффициента, но с учетом силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса.

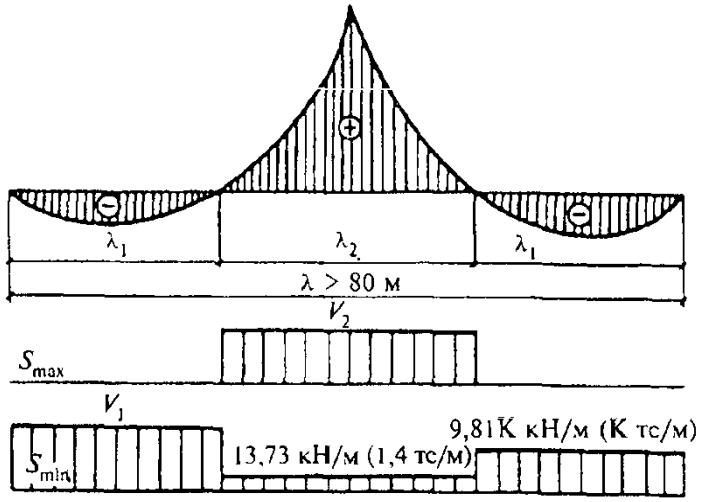


Рисунок У.3 - Схема загружения участков линии влияния при $\lambda > 80$ м

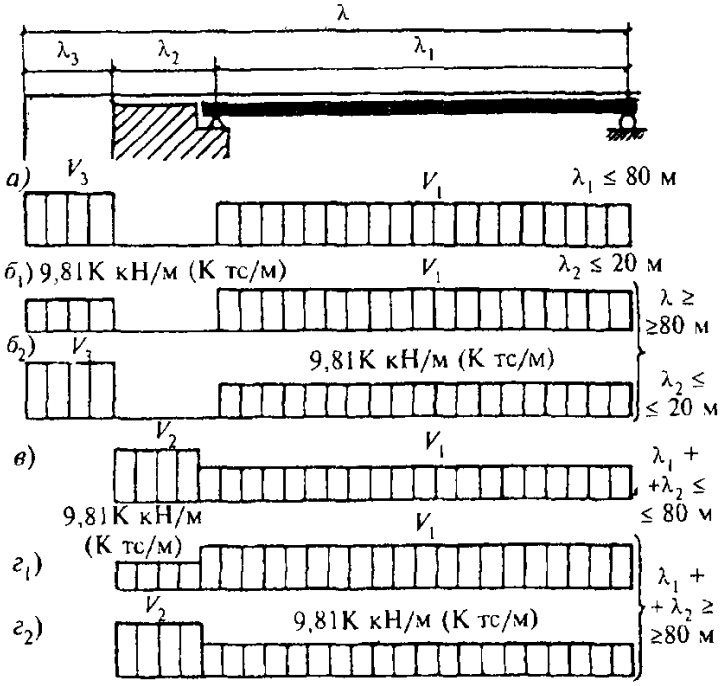


Рисунок У.4 - Схема загружения пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем при расчете массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями

Таблица У.2

Схема (по рисунку У.4)	Загружаемая часть моста	Длина загружаемого участка, м	Ограничение	Принимаемое положение вершины линии влияния α	Эквивалентная нагрузка *v*, кН/м пути
а	Пролет Устой Призма обрушения	λ_1 $\lambda_2 \le 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \le 80$	0* - 0,5	v_1 0 $v_3 \le 19{,}62К$
$б_1$	То же	λ_1 $\lambda_2 \le 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \ge 80$	0 - -	v_1 0 $v_3 = 9{,}81К$
$б_2$	То же	λ_1 $\lambda_2 \le 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \ge 80$	- - 0,5	$v_1 = 9{,}81К$ 0 v_3
в	Пролет Устой	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \le 80$	0 0,5	v_1 $v_2 \le 19{,}62К$
$г_1$	То же	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \ge 80$	0 -	v_1 $v_2 = 9{,}81К$
$г_2$	То же	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \ge 80$	- 0,5	$v_1 = 9{,}81К$ v_2
* При устройстве езды на балласте при $\lambda_1 < 25$ м следует принимать $\alpha = 0.5$ (У.2).					

У.8 При расчете на выносливость максимальное и минимальное усилия (напряжения) по линиям влияния, указанным на рисунке У.5, определяются невыгоднейшим из загружений, возникающих от подвижного состава, и состоящим из нагрузки εСК (которой загружается только один участок) и нагрузки 9,81К кН/м пути. Загружение ведется последовательно по участкам линии влияния - отдельно справа налево и слева направо (рисунок У.5). При симметричной линии влияния производится загружение в одном направлении.

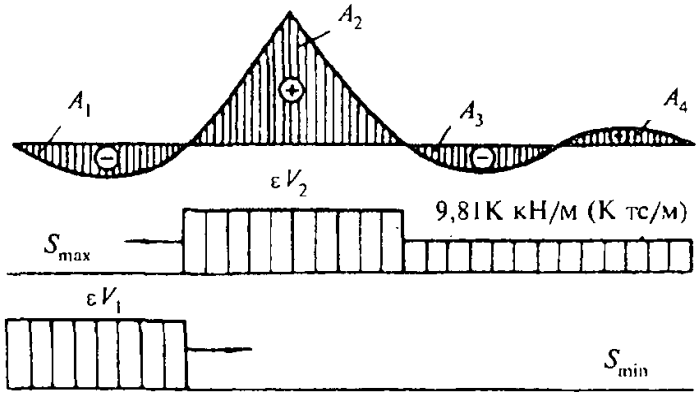


Рисунок У.5 - Схема загружения участков линии влияния для определения максимальных и минимальных усилий (напряжений) при расчете на выносливость

Приложение Ф (обязательное)

Методика определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои) от подвижной временной нагрузки

Ф.1 Горизонтальное (боковое) давление, кН, следует определять по формулам:

а) для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке (рисунок Ф.1 а):

$$F = F_1 + F_2 = 2{,}7\, p_v \tau_n h_1 + p_v \tau_n b(\alpha h - \alpha_1 h_1); \quad (Ф.1)$$

б) для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке (рисунок Ф.1, б):

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 1{,}35\, p_v \tau_n h_1 + 0{,}5\, p_v \tau_n b(\alpha h - \alpha_1 h_1) + \\ + 1{,}35\, p_v \tau_n h_2 + 0{,}5\, p_v \tau_n b_1 (\alpha h - \alpha_2 h_2). \quad (Ф.2)$$

Если $h_2 = h$, то принимается $\alpha_2 = \alpha$.

Плечи сил F_1, F_2, F_3 и F_4, считая от рассматриваемого сечения (на рисунке Ф.1 - подошвы фундамента), следует определять по формулам:

$$z_1 = h - \frac{h_1}{2}; \quad (Ф.3)$$

$$z_2 = \frac{h^2 \alpha \xi - h_1 \alpha_1 (h_1 \xi_1 + h - h_1)}{h\alpha - h_2 \alpha_2}; \quad (Ф.4)$$

$$z_3 = h - \frac{h_2}{2}; \\ z_4 = \frac{h^2 \alpha \xi - h_2 \alpha_2 (h_2 \xi_2 + h - h_2)}{h\alpha - h_2 \alpha_2}, \quad (Ф.5)$$

где $p_v = v/2{,}70$ - давление распределенной на длине шпал (2,70 м) временной вертикальной нагрузки, кПа;

$b_1 = 2{,}70 + h_2$ - удвоенное расстояние от оси пути до точки пересечения линии распространения нагрузки с боковой удаленной от пути гранью, м, но не более удвоенного наибольшего расстояния от оси пути до боковой грани устоя;

v - равномерно распределенная нагрузка, кН/м, от подвижного состава на призме обрушения - по приложению К или И;

h_1, h_2 - высоты, в пределах которых площадь давления имеет переменную ширину, м;

b - ширина однопутного устоя или удвоенное наименьшее расстояние от вертикальной оси нагрузки до ближайшей боковой грани устоя при несимметричном загружении, м;

τ_n - коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки по 6.10.

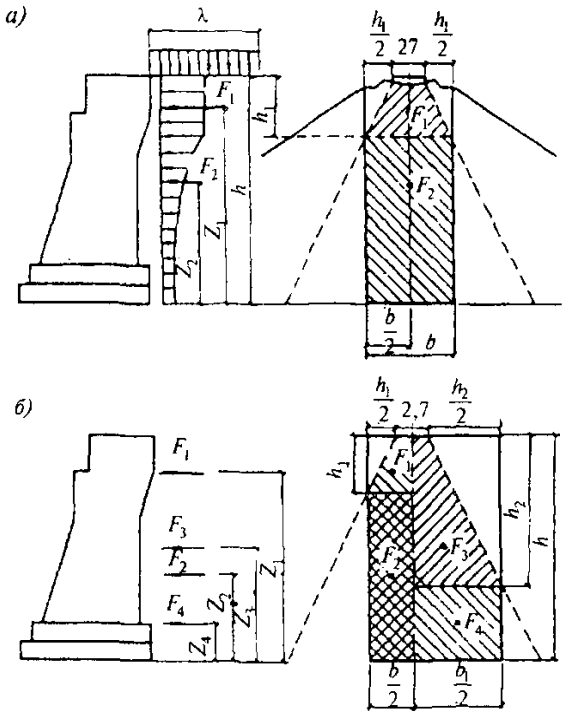
Значения коэффициентов α, α_1, α_2 и ξ, ξ_1, ξ_2 в зависимости от соответствующих высот h, h_1, h_2 следует принимать по таблице Ф.1.

Примечание – Для многопутного устоя общее давление от временной нагрузки следует определять как сумму давлений, получаемых по формуле (Ф.2) для каждого из путей в отдельности при соответствующих значениях b, b_1, h, h_1, h_2.

Таблица Ф.1

h, h_1 h_2	α, α_1, α_2	ξ, ξ_1, ξ_2	h, h_1 h_2	α, α_1, α_2	ξ, ξ_1, ξ_2
1	0,85	0,53	16	0,33	0,65
2	0,75	0,55	17	0,32	0,66
3	0,67	0,56	18	0,31	0,66
4	0,61	0,58	19	0,30	0,66
5	0,57	0,59	20	0,29	0,67
6	0,53	0,60	21	0,28	0,67
7	0,49	0,60	22	0,27	0,67
8	0,46	0,61	23	0,27	0,67
9	0,44	0,62	24	0,26	0,68
10	0,42	0,62	25	0,25	0,68
11	0,40	0,63	26	0,25	0,68
12	0,38	0,64	27	0,24	0,68
13	0,37	0,64	28	0,23	0,69
14	0,35	0,64	29	0,23	0,69
15	0,34	0,65	30	0,22	0,69

Ф.2 При наличии переходных плит (от насыпи на устой) опирание на грунт (вдоль оси моста) следует учитывать на половине длины плиты со стороны насыпи, при этом давление следует принимать только от части подвижной нагрузки, расположенной на этой половине, и считать его приложенным посередине длины опирания.



а - для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке;
б -для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке;
(угол β - наклон к вертикальной плоскости скольжения грунта за устоем)

Рисунок Ф.1 - Схема загружения для определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои)

Приложение Х (обязательное)

Аэродинамические коэффициенты

Таблица Х.1

Части или элементы пролетных строений и опор мостов	Значения аэродинамического коэффициента лобового сопротивления c_w
1 Главные фермы сквозных пролетных строений:	
- понизу при наличии на них поезда	2,15
- при отсутствии поезда	2,55
- поверху при расстоянии между осями ферм от 2 до 4 м соответственно	2,15-2,45
2 Балочная клетка и мостовое полотно пролетных строений:	1,85
3 Пролетные строения со сплошными балками:	
- однопутные с ездой поверху	1,90
- два однопутных с ездой поверху, установленные на общих опорах двухпутного моста	2,10
- однопутные в виде замкнутой коробки	1,50
- однопутные с ездой понизу	2,25
- двухпутные с ездой понизу	2,45
5 Подвижной состав, находящийся на пролетном строении с ездой:	
а) понизу	1,50
б) поверху	1,80
6 Массивные и столбчатые опоры мостов:	
а) поперек моста:	
- при прямоугольном сечении	2,10
- то же, но с обтекателями в носовой и кормовой частях	1,75
- при круглом сечении	1,40
- в виде двух круглых столбов	1,80
б) вдоль моста при прямоугольном сечении	2,10
7 Сквозные опоры:	
а) однорядные:	
- поперек моста	2,50
- вдоль моста	1,80
б) башенные поперек моста, при числе плоскостей от 2 до 4	2,10-3,00
8 Перильные ограждения:	
а) в мостах с ездой поверху для плоскостей:	
- не защищенных от ветра	1,4
- закрытых от ветра подвижным составом	0,8
б) в мостах с ездой понизу:	
- с наветренной стороны, не закрытые элементами сквозных ферм	1,4
- то же, закрытые элементами сквозных ферм	1,1
- то же, закрытые элементами сквозных ферм и подвижным составом	0,6
П р и м е ч а н и е – Для опор, состоящих по высоте из нескольких ярусов, имеющих различные конструктивные формы, ветровую нагрузку необходимо определять для каждого яруса отдельно с учетом соответствующего аэродинамического коэффициента.	

Приложение Ц (обязательное)

Нормативная ледовая нагрузка

Ц.1 Нагрузку от льда на опоры мостов следует определять на основе исходных данных по ледовой обстановке в районе расположения сооружения для периода с наибольшими ледовыми воздействиями, при этом период натурных наблюдений должен быть не менее пяти лет.

Пределы прочности льда следует определять по опытным данным. При их отсутствии - допускается принимать пределы прочности льда на раздробление и на изгиб по формулам:

$$R_{zn} = K_2 R_{z1}, \quad (Ц.1)$$

$$R_{mn} = K_2 R_{m1} = 0{,}7 R_{z2}, \quad (Ц.2)$$

где R_{z1} - предел прочности льда на раздробление (с учетом местного смятия) для I района страны, принимаемый равным:
- в начальной стадии ледохода (при первой подвижке) – 735 кПа;
- при наивысшем уровне ледохода – 441 кПа.

R_{m1} - предел прочности льда на изгиб для I района страны, принимаемый равным 70% соответствующих значений прочности льда на раздробление;

K_2 - климатический коэффициент, принимаемый равным 1,25.

Для рек, вскрывающихся при отрицательной температуре, климатический коэффициент следует принимать не менее 2.

На промерзающих до дна реках, если ледоход начинается после прохода по льду весенних вод, предел прочности льда на раздробление следует принимать по фактическим данным (с учетом ослабления льда вследствие его протаивания), но не менее величин, установленных для ледохода при наивысшем уровне.

Ц.2 Равнодействующую ледовой нагрузки необходимо прикладывать в точке, расположенной ниже расчетного уровня воды на $0{,}3t$, где t - расчетная толщина льда, м, принимаемая равной 0,8 максимальной за зимний период толщины льда обеспеченностью 1%.

Ц.3 Нагрузку от движущихся ледяных полей на опоры мостов с вертикальной передней гранью необходимо принимать по наименьшему значению из определяемых по формулам:

- при прорезании опорой льда

$$F_1 = \psi_1 R_{zn} b t, \text{ кН}; \quad (Ц.3)$$

- при остановке ледяного поля опорой

$$F_2 = 1{,}253 \nu t \sqrt{\psi_2 A R_{zn}}, \text{ кН}, \quad (Ц.4)$$

где ψ_1, ψ_2 - коэффициенты формы, определяемые по таблице Ц.1;

R_{zn} - сопротивление льда раздроблению для районов строительства, кПа;

b - ширина опоры на уровне действия льда, м;

t - толщина льда, м;

v - скорость движения ледяного поля, м/с, при отсутствии натурных наблюдений, принимаемая равной скорости течения воды;

A - площадь ледяного поля, м^2, устанавливаемая по натурным наблюдениям.

Таблица Ц.1

Коэффициент	Коэффициент формы для опор с носовой частью, имеющей в плане форму							
	много-угольника	прямо-угольника	треугольника с углом заострения в плане, град					
			45	60	75	90	120	150
ψ_1	0,90	1,00	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,00
ψ_2	2,4	2,7	0,2	0,5	0,8	1,0	1,3	2,7

При отсутствии натурных данных площадь ледяного поля допускается принимать равной $A = 1{,}75l^2$, где l - величина пролета, м, а при уклонах участков водной поверхности $i \geq 0{,}007$

$$A = 1{,}02tR_{mn}, \qquad (Ц.5)$$

где R_{mn} - предел прочности льда на изгиб в районе строительства, кПа

Ц.4 При движении ледяного поля под углом $\varphi \leq 80°$ к оси моста нагрузку от льда на вертикальную грань опоры необходимо уменьшать путем умножения ее на $sin\varphi$.

Ц.5 Давление льда на опору, имеющую в зоне действия льда наклонную поверхность, следует определять:

а) горизонтальную составляющую F_x, кН, - по наименьшей из величин, полученных по формуле (Ц.3) и по формуле:

$$F_x = \psi R_{mn} t^2 \mathrm{tg}\beta, \qquad (Ц.6)$$

б) вертикальную составляющую F_z, кН, - по формуле:

$$F_z = \frac{F_x}{tg\beta}, \qquad (Ц.7)$$

где ψ - коэффициент, принимаемый равным $0{,}2b/t$, но не менее 1;

β - угол наклона к горизонту режущего ребра опоры;

R_{mn}, b, t - принимаются по Ц.1 - Ц.3.

Ц.6 При сложной ледовой обстановке в районе проектируемого мостового перехода в необходимых случаях следует учитывать нагрузки от:

- остановившегося при навале на опору ледяного поля, когда кроме течения воды происходит воздействие на поле ветра;
- давления зажорных масс;
- примерзшего к опоре (сваям или свайным кустам) ледяного покрова при колебаниях уровня воды;
- ледяного покрова при его температурном расширении и наличии с одной стороны опоры поддерживаемой майны льда на податливые (гибкие) опоры.

Указанные нагрузки следует определять по СП 38.13330.2012.

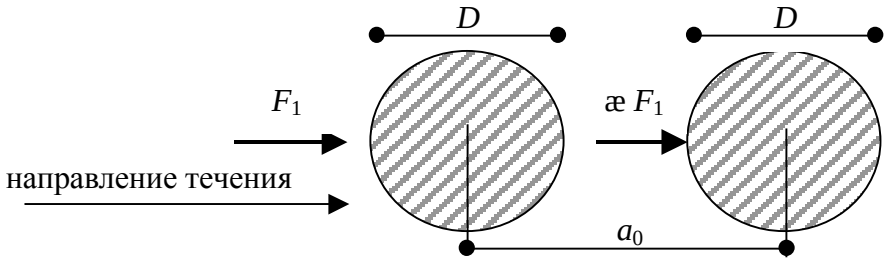


Рисунок Ц.1 – Схема расположения в одном створе вдоль течения реки двух опор кругового очертания

Ц.7 При расположении в одном створе вдоль течения реки двух опор кругового или близкого к нему очертания (рисунок Ц.1) давление от прорезания льда при его первой подвижке на низовую (вторую) по течению реки опору допускается принимать в размере æF_1, здесь æ - коэффициент уменьшения давления на низовую (вторую) опору, зависящий от отношения a_0/D (a_0 - расстояние между осями опор, D - диаметр опор); F_1 - давление от прорезания льда на верховую (первую) по течению опору (по Ц.3).

Значения коэффициента æ следует принимать по таблице Ц.2.

Таблица Ц.2

a_0/D	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
æ	0,200	0,204	0,212	0,230	0,280	0,398	0,472	0,542	0,608
a_0/D	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6 и более	
æ	0,671	0,730	0,785	0,836	0,884	0,928	0,968	1,000	
П р и м е ч а н и е – Промежуточные значения определяются по интерполяции.									

Приложение Ш (обязательное)

Потери предварительного напряжения арматуры

Таблица Ш.1

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
1 Релаксация напряжений арматуры:	
а) при механическом способе натяжения арматуры:	
- проволочной	$(0,22\sigma_p/R_{ph} - 0,1)\sigma_p$
- стержневой	$0,1\sigma_p - 20$
б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения стержневой арматуры	$0,03\sigma_p$
Примечания а) σ_p принимается без учета потерь. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю. б) Проявление потерь от релаксации во времени следует учитывать в соответствии с 7.1.14. в) Формулы для определения потерь даны для нестабилизированной арматуры, для арматуры с пониженной релаксацией значения, полученные по формулам, допускается делить на 2.	
2 Температурный перепад при натяжении на упоры (разность температуры натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона):	
Для бетона классов В25 - В40	$1,25\Delta t$
то же, класса В45 и выше	$1,00\Delta t$,
где Δt - разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, °С.	
Примечания а) Расчетное значение Δt при отсутствии точных данных следует принимать равным 65°С. б) Данные потери не учитываются, если температура стенда равна температуре нагреваемой арматуры или если в процессе термообработки производится подтяжка напрягаемой арматуры на величину, компенсирующую потери от температурного перепада.	
3 Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств, при натяжении:	
а) на упоры	$\Delta l E_p/l$
б) на бетон	$(\Delta l_1 + \Delta l_2)E_p/l$,
где Δl - сжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т. п., - 2 мм на каждый анкер; Δl_1 - обжатие шайб под анкерами и обмятие бетона под шайбами, равное 0,5 мм на каждый шов, но не менее 2 мм на каждый анкер, за который производится натяжение; Δl_2 - деформация арматурного элемента относительно анкера, принимаемая равной: - для анкера стаканного типа, в котором проволока закрепляется с помощью сплава, бетона, конусного закрепления, высаженных головок, - 2 мм на анкер; - для напрягаемых хомутов – 1 мм на анкер; - для конусных анкеров пучков из арматурных канатов класса К7 – 8 мм на анкер; l - длина участка пучка (потерь напряжений), уменьшенная в два раза, мм; E_p - модуль упругости напрягаемой арматуры. Примечание - для стержневых хомутов с плотно завинчивающимися гайками с шайбой или парных коротышей - общую величину потерь всех видов допускается учитывать в размере 98 МПа.	
4 Трение арматуры	
а) о стенки каналов при натяжении арматуры на бетон -	$\sigma_p(1 - 1/e^{\omega x + \delta\theta})$

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
б) об огибающие приспособления -	$\sigma_p(1 - 1/e^{\delta\theta})$,

где σ_p - принимается без учета потерь;
e - основание натуральных логарифмов;
θ - суммарный угол поворота оси арматуры, рад;
x - длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м;
ω - коэффициент, определяемый по таблице Ш.2;
где δ - коэффициент, принимаемый:
- для трения по стенкам каналов - по таблице Ш.2;
- для огибающих приспособлений - равным 0,25.

Примечание - при применении промежуточных отклоняющих упорных устройств, раздельных для каждого арматурного элемента и имеющих перемещение (за счет поворота) вдоль стенда, потери от трения об упорные устройства допускается не учитывать

5 Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением на упоры	$\eta(\Delta l/l)E_s$,

где: η - коэффициент, который при натяжении арматуры домкратом определяется по формуле:
$\eta = (n - 1)/(2n)$;
Δl - сближение упоров на линии действия усилия предварительного напряжения, определяемое из расчета деформаций формы;
l - расстояние между наружными гранями упоров;
n - число групп арматурных элементов, натягиваемых не одновременно;
E_s - модуль упругости стали форм.

Примечание - при отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции форм потери от деформации форм следует принимать равными 30 МПа

6 Быстронатекающая ползучесть при натяжении на упоры для бетона:	
а) естественного твердения	
- при $\sigma_{bp}/R_{bp} \le 0,8$	$40\sigma_{bp}/R_{bp}$
- при $\sigma_{bp}/R_{bp} > 0,8$	$32 + 94(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,8)$
б) подвергнутого тепловой обработке	
- при $\sigma_{bp}/R_{bp} \le 0,8$	$(40\sigma_{bp}/R_{bp})\cdot 0,85$
- при $\sigma_{bp}/R_{bp} > 0,8$	$(32 + 94(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,8))\cdot 0,85$

где σ_{bp} - определяется на уровне центров тяжести соответствующей продольной арматуры с учетом потерь по поз. 1 - 5 настоящей таблицы.

7 Усадка бетона при натяжении:	Класс бетона по прочности на сжатие		
а) на упоры:	≤ В35	В40	≥ В45
- бетон естественного твердения	40	50	60
- бетон с тепловой обработкой	35	40	50
б) на бетон независимо от условий твердения	30	35	40

Примечание - проявление потерь от усадки во времени следует учитывать в соответствии с 7.1.15

8 Ползучесть бетона:	
- при $(\sigma_{bp}/R_{bp}) \le 0,75$ -	$150\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp})$
- при $(\sigma_{bp}/R_{bp}) > 0,75$ -	$300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375)$,

где σ_{bp} - то же, что и в поз. 6 настоящей таблицы, но с учетом потерь по поз. 1 - 6;
R_{bp} - передаточная прочность;
α - коэффициент, принимаемый равным для бетона:
- естественного твердения - 1,0;
- подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении - 0,85.

Примечание - потери от ползучести во времени следует учитывать в соответствии с 7.15

9 Смятие под витками спиральной или кольцевой арматуры, наматываемой на бетон (при диаметре конструкции d_{txt} до 3 м)	$70 - 0,22d_{ext}$

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
10 Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	$n(\Delta l/l)E_s$,

где n - число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры;

Δl - обжатие стыка, принимаемое равным для стыков:

- заполненных бетоном - 0,3 мм;
- клееных после отверждения клея - 0,0;

l - длина участка пучка (на котором происходят потери напряжений от данного фактора), уменьшенная в два раза, мм,

E_s - модуль упругости стали.

Примечание - допускается определение деформации стыков по опытным данным

П р и м е ч а н и е – Каждому виду потерь предварительного напряжения арматуры в соответствии с номерами позиций присваивать обозначения от σ_1 до σ_{10}.

Таблица Ш.2

Поверхность канала	Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры		
	ω	δ при арматуре в виде	
		пучков из высокопрочной проволоки, арматурных канатов класса К7, стальных канатов и гладких стержней	стержней периодического профиля
Гладкая металлическая	0,003	0,35	0,40*
Бетонная, образованная с помощью жесткого каналообразователя (или полиэтиленовых труб)	0,005	0,55	0,65
Гофрированные металлические неизвлекаемые:			
- новые	0,0016	0,20	-
- подверженные коррозии	0,003	0,30	-

Приложение Щ (обязательное)

Расчет жестких звеньев круглых железобетонных труб

Щ.1 Жесткие звенья круглых железобетонных труб допускается рассчитывать на изгибающие моменты (без учета нормальных и поперечных сил), расчетные значения которых следует определять по формуле:

$$M = r_d^2 p(1 - \mu)\delta, \quad (Щ.1)$$

где r_d - средний радиус звена, м;

p - расчетное давление на звено, принимаемое равным:

$$p = 1{,}3(p_{vp} + p_{vk}), \quad (Щ.2)$$

где p_{vp} – нормативное вертикальное давление грунта насыпи, принимаемое по (6.10);

p_{vk} – нормативное вертикальное давление от временной вертикальной нагрузки, принимаемое по (6.8).

$$\mu = tg^2\left(45° - \frac{\varphi_n}{2}\right), \quad (Щ.3)$$

где φ_n - нормативный (расчетный) угол внутреннего трения грунта засыпки, град;

δ - коэффициент, принимаемый в зависимости от условий опирания звена на фундамент или грунтовую (профилированную) уплотненную подушку согласно таблице Щ.1.

Таблица Щ.1

Звено	Условие опирания	Коэффициент δ
Круглое	На грунтовую (профилированную) уплотненную подушку при α ≥ 90°	0,25
	На фундамент (бетонный, железобетонный) через бетонную подушку при α ≥ 120°	0,22
Круглое с плоской пятой	На фундамент (бетонный, железобетонный) или на грунтовую уплотненную подушку	0,22

Приложение Э (обязательное)

Определение жесткостей сечений железобетонных элементов для расчета прогибов и углов поворота с учетом ползучести бетона

Э.1 Жесткость сечения предварительно напряженного элемента (целого по длине) при длительном воздействии усилия предварительного напряжения B_p^* или постоянной нагрузки B_g^*, приложенных в моменты времени t_i, рекомендуется определять по формуле:

$$B^* = \frac{kE_b I_{red}}{1+\varphi^*_{lim,i}} \qquad (Э.1)$$

где $E_b I_{red}$ - жесткость приведенного сплошного сечения элемента;

k - коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона при кратковременном приложении нагрузки и принимаемый равным 0,85;

$\varphi^*_{lim,i} = c_{lim,i} E_{bi}$ - приведенная величина предельной характеристики ползучести бетона.

При определении прогибов и углов поворота от действия временной нагрузки или кратковременного действия постоянной нагрузки (в том числе кратковременного выгиба от усилия предварительного напряжения) в формуле (Э.1) значение $\varphi^*_{lim,i}$ следует принимать равным нулю, а жесткость B^* заменить на B.

Э.2 Величины $\varphi^*_{lim,i}$ рекомендуется вычислять по формулам:

- при определении жесткости B_p^*:

$$\varphi^*_{lim,i} = \frac{\Phi_{ti}}{\rho n_1 \mu_p}; \qquad (Э.2)$$

- при определении жесткости B_g^*:

$$\varphi^*_{lim,i} = \frac{\varphi_{ti}\left(1+\rho n_1 \mu_p\right) + \Phi_{ti}\left(\rho - 1\right)\left(\rho n_1 \mu_p\right)^{-1}}{\rho\left(1+n_1 \mu_p\right)}, \qquad (Э.3)$$

где Φ_{ti} - функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельную (при $t \to \infty$) величину изменения предварительного напряжения арматуры по Э.3.

Э.3 Определение компонентов для вычисления приведенной характеристики ползучести бетона $\varphi^*_{lim,i}$:

Φ_{ti} - функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельную (при $t \to \infty$) величину изменения предварительного напряжения арматуры и определяемая по формуле:

$$\Phi_{ti} = \frac{1{,}5\alpha}{1{,}6+\alpha} + \frac{\alpha\left(\sigma_{bi}/R_{b,ser}\right)^3}{\left(1+\alpha+\beta\right)^3} \qquad (Э.4)$$

где $\alpha = \xi\varphi_{ti}$;

$$\beta = 125\varphi_{ti}\frac{R_{b,ser}}{E_b};\ \xi = \frac{\rho n_{1\mu_p}}{1+\rho n_1\mu_p};$$

$\rho = 1+\frac{A_b}{I_b}y^2$ – характеристика бетонной части сечения;

A_b, I_b – площадь и момент инерции бетонной части сечения относительно центра тяжести сечения;

y – расстояние от центра тяжести бетонной части сечения до центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры;

n_1 – отношение модулей упругости арматуры и бетона, принимаемое по 7.2.31;

$\mu_p = A_p/A_b$ – коэффициент армирования напрягаемой арматурой (при площади поперечного сечения $A_s \geq 0{,}2A_p$ следует принимать $\mu_p = (A_s + A_p)/A_b$);

$R_{b,ser}$, E_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию по таблице 7.5 при расчете по предельным состояниям второй группы и значение модуля упругости бетона, МПа, по таблице 7.10 (к началу данной стадии), соответствующее передаточной прочности бетона R_{bp};

$\sigma_{bi}/R_{b,ser}$ - относительный уровень напряжений в бетоне в начале данной стадии Δt;

$\varphi_{ti} = c_{ti}E_b$ – характеристика линейной ползучести бетона, проявившаяся на протяжении рассматриваемой стадии (за время Δt);

c_{ti} – удельная деформация ползучести бетона, соответствующая заданному периоду выдержки под нагрузкой - рекомендуется определять по формулам:

при $\Delta t \leq a_m$ $\quad c_{ti} = \frac{c_{lim,i}}{2}\left(\frac{\Delta t}{\alpha_m}\right)^{1/2}$, (Э.5)

при $\Delta t > a_т$ $\quad c_{ti} = c_{lim,i}\frac{\Delta t}{\alpha_m + \Delta t}$, (Э.6)

где Δt - время, отсчитываемое с момента приложения нагрузки, сут;

a_m - параметр, характеризующий скорость развития во времени деформации ползучести бетона и принимаемый по таблице Э.1;

$c_{\lim,i}$ – предельные значения удельных деформаций ползучести бетона, принимаемые в соответствии с 7.2.15.

Таблица Э.1

Приведенные характеристики поперечного сечения элемента, см (отношение площади поперечного сечения элемента к его периметру)	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	≥20,0
Параметры, характеризующие скорость развития во времени деформации ползучести a_m, сут	55	80	110	135	165	190	250

Приложение Ю (обязательное)

Коэффициенты условий работы канатов

Ю.1 Величину коэффициента условий работы m_1 следует принимать:

$$m_1 = 0{,}17\left(\frac{D}{d}\right)^{0,264} e^{-0,000125\frac{D}{d}}, \qquad (Ю.1)$$

где $D = 2R$;

где R - радиус кривой, по которой отгибается на отклоняющем устройстве канат одинарной свивки из проволоки диаметром d с временным сопротивлением 1470-1765 МПа; при этом должно соблюдаться условие $D/d \geq 580$ и $m_1 \geq 0{,}85$;

$m_1 = 1$ при отгибе закрытых несущих канатов на отклоняющем устройстве по круговой кривой диаметром D, мм, и соблюдении условий:

$D/d_s \geq 0.7d_s + 15$ при - $10 \leq d_s \leq 50$;

$D/d_s > 52$ при - $d_s > 50$,

где d_s – диаметр каната, мм.

При действии на растянутый закрытый несущий канат поперечной нагрузки q через плоские стальные накладки m_1 следует принимать по таблице Ю.1.

Таблица Ю.1

q, МН/м	1	2	4,9	9,8	14,7	19,6
Коэффициент m_1	1	0,99	0,98	0,96	0,93	0,85

Ю.2 Величину коэффициента условий работы m_1 при закреплении канатов в концевых анкерах следует принимать:

- при заливке конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов на длине не менее 5 диаметров каната – $m_1 = 0{,}95$;
- при заливке конца каната в конической полости корпуса эпоксидным компаундом на длине не менее 4 диаметров каната – $m_1 = 1$;
- при клиновых анкерах, применении алюминиевых прокладок и заполнении пустот эпоксидным компаундом – $m_1 = 1$;
- в анкере со сплющиванием концов круглых проволок, защемлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби - $m_1 = 1$.

Приложение Я (обязательное)

Коэффициенты для расчета по устойчивости стержней и балок

Таблица Я.1

Гибкость λ, λ_x, λ_y, λ_{ef}	Коэффициенты φ, φ_c, φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали Ст3 по ГОСТ 14637-89*, ГОСТ 535-2005 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,85	0,79	0,68	0,60 (0,58)	0,52 (0,50)	0,43 (0,41)	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21	0,17
10	0,92	0,84	0,78	0,68 (0,67)	0,60 (0,57)	0,52 (0,50)	0,42 (0,40)	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,17
20	0,90	0,83	0,77 (0,76)	0,67 (0,66)	0,58 (0,56)	0,50 (0,49)	0,41 (0,40)	0,34	0,29	0,26	0,23	0,21	0,17
30	0,88	0,81	0,76 (0,73)	0,65 (0,63)	0,56 (0,54)	0,49 (0,47)	0,40 (0,39)	0,33	0,29	0,25	0,22	0,21	0,17
40	0,85	0,790,77)	0,73 (0,70)	0,63 (0,61)	0,54 (0,52)	0,47 (0,45)	0,39 (0,38)	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
50	0,85 (0,80)	0,76 (0,73)	0,70 (0,65)	0,60 (0,57)	0,51 (0,49)	0,45 (0,43)	0,37 (0,36)	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,16
60	0,78 (0,73)	0,72 (0,66)	0,66 (0,60)	0,57 (0,53)	0,49 (0,46)	0,43 (0,41)	0,35 (0,34)	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
70	0,74 (0,66)	0,67 (0,60)	0,62 (0,54)	0,54 (0,48)	0,46 (0,42)	0,41 (0,38)	0,34 (0,32)	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16
80	0,69 (0,60)	0,62 (0,54)	0,57 (0,49)	0,50 (0,43)	0,43 (0,39)	0,38 (0,36)	0,32 (0,31)	0,28	0,24	0,22	0,20	0,19	0,15
90	0,63 (0,54)	0,56 (0,49)	0,51 (0,44)	0,45 (0,40)	0,40 (0,36)	0,36 (0,33)	0,30 (0,28)	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,15
100	0,56 (0,49)	0,49 (0,44)	0,45 (0,40)	0,41 (0,37)	0,37 (0,33)	0,33 (0,30)	0,29 (0,26)	0,25	0,22	0,20	0,19	0,17	0,14
110	0,49 (0,44)	0,43 (0,40)	0,41 (0,37)	0,37 (0,34)	0,34 (0,31)	0,31 (0,29)	0,27 (0,25)	0,24	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
120	0,43 (0,41)	0,39 (0,37)	0,37 (0,34)	0,34 (0,31)	0,31 (0,28)	0,29 (0,27)	0,25 (0,23)	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,13
130	0,38 (0,37)	0,35 (0,34)	0,33 (0,31)	0,31 (0,29)	0,29 (0,27)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13
140	0,34	0,31	0,30 (0,29)	0,28 (0,27)	0,26 (0,25)	0,24 (0,23)	0,21	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,12
150	0,31	0,28	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
160	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,14	0,12	0,11
170	0,25	0,24	0,22	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11
180	0,23	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10
190	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
200	0,19	0,19	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10

Примечание – Для прокатных двутавров с параллельными гранями полок и сварных элементов двутаврового и Н-образного сечений коэффициенты φ, φ_c, φ_b по настоящему приложению применяются при собственных остаточных сжимающих напряжениях на кромках полок не более 49 МПа. Для элементов указанного типа с собственными остаточными сжимающими напряжениями на кромках полок свыше 49 МПа при расчете по устойчивости в плоскости полок принимаются коэффициенты φ, φ_c, φ_b, указанные в скобках.

Таблица Я.2

Гибкость λ, λ_x, λ_y, λ_{ef}	Коэффициенты φ, φ_c, φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали с классом прочности С325-С345 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,69	0,62	0,54	0,44	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,56 (0,55)	0,49 (0,48)	0,40 (0,39)	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,85 (0,84)	0,77 (0,76)	0,69 (0,68)	0,59 (0,58)	0,52 (0,51)	0,46 (0,45)	0,38 (0,37)	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
50	0,80 (0,78)	0,72 (0,70)	0,64 (0,62)	0,54 (0,52)	0,48 (0,46)	0,43 (0,42)	0,36 (0,35)	0,30	0,25	0,22	0,21	0,19	0,16
60	0,74 (0,71)	0,66 (0,63)	0,58 (0,56)	0,48 (0,46)	0,43 (0,41)	0,39 (0,38)	0,33 (0,32)	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15
70	0,67 (0,63)	0,58 (0,55)	0,51 (0,49)	0,43 (0,41)	0,39 (0,37)	0,35 (0,34)	0,32 (0,31)	0,27	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
80	0,58 (0,53)	0,50 (0,46)	0,45 (0,42)	0,38 (0,35)	0,35 (0,33)	0,32 (0,31)	0,30 (0,29)	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14
90	0,48 (0,43)	0,43 (0,39)	0,40 (0,37)	0,34 (0,31)	0,31 (0,29)	0,29 (0,28)	0,27 (0,26)	0,23	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
100	0,40 (0,36)	0,38 (0,34)	0,35 (0,32)	0,31 (0,29)	0,28 (0,26)	0,26 (0,25)	0,25 (0,24)	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,13
110	0,35 (0,32)	0,33 (0,30)	0,31 (0,29)	0,28 (0,26)	0,25 (0,24)	0,23 (0,22)	0,23 (0,22)	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
120	0,30 (0,28)	0,29 (0,27)	0,27 (0,26)	0,25 (0,24)	0,23 (0,22)	0,22 (0,21)	0,21 (0,20)	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12
130	0,27 (0,25)	0,25 (0,24)	0,24 (0,23)	0,22 (0,21)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,19 (0,18)	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
140	0,24 (0,23)	0,23 (0,22)	0,22 (0,21)	0,20 (0,19)	0,19 (0,18)	0,18 (0,17)	0,17 (0,16)	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,11
150	0,22	0,21	0,20	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10
160	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
170	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09
180	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09
190	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08
200	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08

П р и м е ч а н и е – См. примечание к таблице Я.1.

Таблица Я.3

Гибкость λ, λ_x, λ_y, λ_{ef}	Коэффициенты φ, φ_c, φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали с классом прочности С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,70	0,63	0,55	0,45	0,35	0,29	0,25	0,23	0,21	0,18
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,55	0,48	0,39	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,84 (0,83)	0,76 (0,75)	0,68 (0,67)	0,58 (0,57)	0,51 (0,50)	0,45 (0,44)	0,37 (0,36)	0,31 (0,30)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,16 (0,15)
50	0,79 (0,77)	0,71 (0,69)	0,63 (0,61)	0,53 (0,51)	0,47 (0,45)	0,43 (0,41)	0,36 (0,34)	0,31 (0,29)	0,26 (0,24)	0,23 (0,21)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,16 (0,15)
60	0,73 (0,70)	0,65 (0,62)	0,58 (0,55)	0,48 (0,45)	0,43 (0,40)	0,40 (0,37)	0,34 (0,31)	0,30 (0,27)	0,26 (0,24)	0,23 (0,21)	0,21 (0,19)	0,19 (0,17)	0,16 (0,14)
70	0,63 (0,59)	0,55 (0,51)	0,49 (0,45)	0,41 (0,37)	0,39 (0,33)	0,36 (0,30)	0,31 (0,25)	0,29 (0,23)	0,25 (0,19)	0,23 (0,17)	0,21 (0,16)	0,19 (0,14)	0,16 (0,11)
80	0,53 (0,49)	0,46 (0,42)	0,42 (0,38)	0,35 (0,31)	0,33 (0,29)	0,31 (0,27)	0,26 (0,22)	0,25 (0,21)	0,22 (0,18)	0,20 (0,16)	0,18 (0,14)	0,17 (0,13)	0,14 (0,10)
90	0,43 (0,38)	0,39 (0,34)	0,37 (0,32)	0,31 (0,26)	0,29 (0,24)	0,28 (0,23)	0,24 (0,19)	0,23 (0,18)	0,21 (0,16)	0,19 (0,14)	0,18 (0,13)	0,17 (0,11)	0,14 (0,09)
100	0,35 (0,32)	0,33 (0,30)	0,31 (0,28)	0,26 (0,23)	0,25 (0,22)	0,24 (0,21)	0,21 (0,18)	0,20 (0,17)	0,19 (0,15)	0,19 (0,14)	0,18 (0,13)	0,17 (0,11)	0,14 (0,08)
110	0,30 (0,27)	0,28 (0,25)	0,27 (0,24)	0,23 (0,20)	0,22 (0,19)	0,20 (0,17)	0,18 (0,15)	0,18 (0,15)	0,17 (0,14)	0,15 (0,12)	0,15 (0,11)	0,15 (0,10)	0,13 (0,08)
120	0,26 (0,24)	0,25 (0,23)	0,24 (0,22)	0,21 (0,19)	0,20 (0,18)	0,19 (0,17)	0,16 (0,14)	0,16 (0,14)	0,15 (0,13)	0,14 (0,12)	0,13 (0,11)	0,12 (0,10)	0,10 (0,08)
130	0,23 (0,21)	0,22 (0,21)	0,21 (0,19)	0,19 (0,17)	0,18 (0,16)	0,17 (0,15)	0,15 (0,13)	0,15 (0,13)	0,14 (0,12)	0,13 (0,11)	0,12 (0,11)	0,11 (0,09)	0,10 (0,08)
140	0,21 (0,20)	0,20 (0,19)	0,19 (0,18)	0,17 (0,16)	0,16 (0,15)	0,16 (0,15)	0,14 (0,13)	0,14 (0,13)	0,13 (0,12)	0,12 (0,11)	0,11 (0,10)	0,11 (0,09)	0,09 (0,08)
150	0,19	0,18	0,17	0,15	0,14	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07
160	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07
170	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06
180	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06
190	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05
200	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05
П р и м е ч а н и е – См. примечание к таблице Я.1.													

Коэффициенты влияния формы сечения η

Коэффициенты влияния формы сечения η при определении приведенного относительного эксцентриситета по формуле $e_{ef} = \eta e_{rel}$ следует принимать по приложению И СП 16.13330.2011, вычисляя при этом условную гибкость $\bar{\lambda}$ по формуле:

$$\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R,$$

где α_R – коэффициент, принимаемый по таблице Я.4, при этом $m = e_{rel}$.

Таблица Я.4

Класс прочности стали	Толщина проката, мм	Значение коэффициента α_R
С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005	До 20	0,0324
	21-40	0,0316
	41-60	0,0309
С325-С345 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009	8-50	0,0378
С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009	8-50	0,0415

Приложение Пр1 (обязательное)

Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости

Пр1.1 Прямоугольные отсеки полок и стенок (далее - пластинки), заключенные между подкрепляющими их по контуру ортогональными деталями (ребра жесткости, полка для стенки и стенка для полки), следует рассчитывать по устойчивости. При этом расчетными размерами и параметрами проверяемой пластинки являются:

α – длина пластинки, равная расстоянию между осями поперечных ребер жесткости;

h_{ef} - расчетная ширина пластинки, равная:

- при отсутствии продольных ребер жесткости у прокатного или сварного элемента - расстоянию между осями поясов h_w или осями стенок коробчатого сечения b_f;
- то же, у составного элемента с болтовыми соединениями - расстоянию между ближайшими рисками поясных уголков;
- при наличии продольных ребер жесткости у сварного или прокатного элемента - расстоянию от оси пояса (стенки) до оси крайнего продольного ребра жесткости h_1 и h_n или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости h_i (i = 2; 3; 4; 5...);
- то же, у составного элемента с болтовыми соединениями - расстоянию от оси крайнего ребра жесткости до ближайшей риски поясного уголка h_1 и h_n или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости h_i (i = 2; 3; 4; 5...);

t – толщина проверяемой пластинки;

t_1, b_1 – толщина и расчетная ширина листа, ортогонального к проверяемой пластинке; в расчетную ширину этого листа в двутавровом сечении следует включать (в каждую сторону от проверяемой пластинки) участок листа шириной $\zeta_1 t_1$, но не более ширины свеса, а в коробчатом сечении - участок шириной $½\ \zeta_2 t_1$, но не более половины расстояния между стенками коробки (здесь коэффициенты ζ_1 и ζ_2 следует определять по 8.3.36;

$\xi = 1 - \dfrac{\overline{\sigma}_x}{\sigma_x}$, здесь $\overline{\sigma}_x$ и σ_x определяются по п. Пр1.2;

$\mu = \dfrac{\alpha}{h_{ef}}; \qquad \gamma = \beta \dfrac{b_1}{h_{ef}} \left(\dfrac{t_1}{t} \right)^3$,

где β – коэффициент, принимаемый по таблице Пр1.1.

В случае если проверяемая пластинка примыкает к пакету из двух листов и более, за t_1 и b_1 принимаются толщина и расчетная ширина первого листа пакета, непосредственно примыкающего к указанной пластинке.

Таблица Пр1.1

Характер закрепления сжатого пояса	Значение коэффициента β
К поясу с помощью высокопрочных шпилек и деревянных подкладок прикреплены сборные железобетонные плиты проезда	0,5
Пояс свободен	0,8
К поясу приварен внахлестку или встык лист ортотропной плиты	2,0
К поясу с помощью закладных деталей и высокопрочных болтов присоединена сборная плита сталежелезобетонного пролетного строения	1,5
К поясу непрерывно по всей длине пролета присоединена плита сталежелезобетонного пролетного строения с помощью высокопрочных болтов и подливки цементно-песчаным раствором	20

Пр1.2 Расчет по устойчивости пластинок следует выполнять с учетом всех компонентов напряженного состояния - σ_x, σ_y, σ_{xy}.

Напряжения σ_x, σ_y, σ_{xy} следует вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициентов продольного изгиба.

Максимальное σ_x и минимальное $\overline{\sigma}_x$ продольные нормальные напряжения (положительные при сжатии) по продольным границам пластинки следует определять по формулам:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\max}; \; \overline{\sigma}_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\min}; \qquad \text{(Пр1.1)}$$

где $y_{\max}$, $y_{\min}$ - максимальное и минимальное расстояния от нейтральной оси до продольной границы пластинки (с учетом знака);

M_m - среднее значение изгибающего момента в пределах отсека при $\mu \le 1$; если длина отсека больше его расчетной ширины, то M_m следует вычислять для более напряженного участка длиной, равной ширине отсека; если в пределах отсека момент меняет знак, то M_m следует, вычислять на участке отсека с моментом одного знака.

Среднее касательное напряжение τ_{xy} следует определять:

- при отсутствии продольных ребер жесткости - по формуле:

$$\tau_{xy} = \frac{2}{3}\tau_{\max}, \qquad \text{(Пр1.2)}$$

где $$\tau_{\max} = \frac{Q_m S_{\max}}{t I_x}; \qquad \text{(Пр1.3)}$$

- при их наличии – по формуле:

$$\tau = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2}. \qquad \text{(Пр1.4)}$$

где Q_m – среднее значение поперечной силы в пределах отсека, определяемое так же, как и M_m;

τ_1, τ_2 – значения касательных напряжений на продольных границах пластинки, определяемые по формуле (Пр1.3) при замене $S_{\max}$ соответствующими значениями S.

Поперечное нормальное напряжение σ_y (положительное при сжатии), действующее на внешнюю кромку крайней пластинки, следует определять:

– от подвижной нагрузки - по формуле:

$$\sigma_y = \frac{P}{t}, \qquad \text{(Пр1.5)}$$

где P – распределенное давление на внешнюю кромку крайней пластинки, определяемое по п. У.2 обязательного приложения У;

– от сосредоточенного давления силы F - по формуле:

$$\sigma_y = \frac{F}{t l_{ef}}, \qquad \text{(Пр1.6)}$$

где l_{ef} - условная длина распределения нагрузки.

Условную длину распределения нагрузки l_{ef} следует определять:

– при передаче нагрузки непосредственно через пояс балки или через рельс и пояс - по формуле:

$$l_{ef} = c\sqrt[3]{\frac{I}{t}}, \qquad \text{(Пр1.7)}$$

где c – коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных элементов равным 3,25, для элементов с соединениями на высокопрочных болтах – 3 ,75, на обычных болтах – 4,5;

I – момент инерции пояса балки или сумма моментов инерции пояса и рельса;

при передаче нагрузки от катка через рельс, деревянный лежень и пояс балки - равный $2h$ (где h - расстояние от поверхности рельса до кромки пластинки), но не более расстояния между соседними катками.

Поперечные нормальные напряжения σ_y на границе второй и последующих пластинок следует определять, как правило, по теории упругости.

Допускается их определять:

– при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, - по формуле:

$$\sigma_y = \frac{P}{t}\left(1 - 3\nu^2 + 2\nu^3\right); \qquad \text{(Пр1.8)}$$

– при сосредоточенной нагрузке – по формуле:

$$\sigma_y = \frac{2F}{\pi t l_{ef}}\left[arctg\frac{\alpha}{\nu} - 3\nu^2\left(1 - \frac{2}{3}\nu\right)arctg\,\alpha\right]; \qquad \text{(Пр1.9)}$$

В формулах (Пр1.8) и (Пр1.9):

$$\alpha = 0{,}5\frac{l_{ef}}{h_w}; \quad \nu = \frac{h_0}{h_w};$$

где h_0 – часть высоты стенки, равная расстоянию от оси нагруженного пояса в сварных и прокатных балках или от ближайшей риски поясного уголка в балках с болтовыми соединениями до границы проверяемой пластинки;

h_w – полная высота стенки.

Пр1.3 Критические напряжения $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$, $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ следует определять в предположении действия только одного из рассматриваемых напряжений σ_x,

σ_y, τ_{xy}. Приведенные критические напряжения $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ в общем случае вычисляют в предположении неограниченной упругости материала на основе теории устойчивости первого рода (бифуркация форм равновесия) для пластинчатых систем.

Значения приводимых в таблицах Пр1.2, Пр1.4 – Пр1.13 параметров для определения критических напряжений в пластинках допускается находить по линейной интерполяции.

Пр1.4 Расчет по устойчивости стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющей только поперечные ребра жесткости, следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\omega_1\sigma_{x,cr}}+\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}}\right)^2+\left(\frac{0{,}9\tau_{xy}}{\omega_2\tau_{xy,cr}}\right)^2}\le 1, \qquad \text{(Пр1.10)}$$

где σ_{xcr}, σ_{ycr} – критические нормальные напряжения соответственно продольное и поперечное;

$\tau_{xy,cr}$ – критическое касательное напряжение;

ω_1 – коэффициент, принимаемый по таблице Пр1.2;

$\omega_2 = 1+0{,}5\left(\frac{h_w}{200t}-0{,}5\right)$ - коэффициент, вводимый при $h_w/t > 100$.

Таблица Пр1.2

ξ	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
ω_1	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,30	1,40

Критические напряжения σ_{xcr}, σ_{ycr}, $\tau_{xy,cr}$ следует определять по формулам таблицы Пр1.3 в зависимости от приведенных критических напряжений $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ вычисляемых по пп. Пр1.4.1 – Пр1.4.3. При этом $\tau_{xy,cr}$ определяется по формулам для $\sigma_{x,cr}$ с подстановкой в них соотношений:

$$\sigma_{x.cr}=\frac{\tau_{xy.cr}}{0{,}6};\ \sigma_{x.cr.ef}=\frac{\tau_{x.cr.ef}}{0{,}6}.$$

Таблица Пр1.3

Класс прочности стали	Интервал значений $\sigma_{x.cr.ef}$ МПа	Формулы* для определения $\sigma_{x.cr}$ и $\sigma_{y.cr}$
С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005	0-196	$\sigma_{x,cr} = 0{,}9\,\sigma_{x,cr,ef}m$
	196-385	$\sigma_{x,cr} = [-170{,}7\,(\sigma_{x,cr,ef}/E)^2 + 0{,}6375\,(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 0{,}4048\cdot10^{-3}]\,Em$
	Свыше 385	$\sigma_{x,cr} = [0{,}03114\,(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 0{,}9419\cdot10^{-3}]\,Em$
С325 - С345 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009	0-207	$\sigma_{x,cr} = 0{,}9\,\sigma_{x,cr,ef}m$
	207-524	$\sigma_{x,cr} = [-201{,}2\,(\sigma_{x,cr,ef}/E)^2 + 1{,}024\,(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 0{,}0795\cdot10^{-3}]\,Em$
	Свыше 524	$\sigma_{x,cr} = [0{,}03572\,(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 1{,}290\cdot10^{-3}]\,Em$
С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009	0-229	$\sigma_{x,cr} = 0{,}9\,\sigma_{x,cr,ef}m$
	229-591	$\sigma_{x,cr} = [-215{,}8\,(\sigma_{x,cr,ef}/E)^2 + 1{,}238\,(\sigma_{x,cr,ef}/E) - 1{,}1091\cdot10^{-3}]\,Em$
	Свыше 591	$\sigma_{x,cr} = [0{,}03677\,(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 1{,}561\cdot10^{-3}]\,Em$
* При определении поперечных нормальных критических напряжений в формулах заменяются $\sigma_{x,cr}$ на $\sigma_{y,cr}$ и $\sigma_{x,cr,ef}$ на $\sigma_{y,cr,ef}$ Здесь m - коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15.		

Пр1.4.1 Приведенное критическое продольное нормальное напряжение для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле:

$$\sigma_{x,cr,ef} = 9{,}05 \cdot 10^{-5} \chi \varepsilon \left(\frac{100t}{h_{ef}} \right)^2 E, \qquad \text{(Пр1.11)}$$

где χ - коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый для элементов с болтовыми соединениями, равный 1,4, для сварных элементов - по таблице Пр1.4;

ε - коэффициент, принимаемый по таблице Пр1.5.

Таблица Пр1.4

γ	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	10,0	Свыше 10
χ	1,21	1,33	1,46	1,55	1,60	1,63	1,65

Таблица Пр1.5

ξ	Значение коэффициента ε при μ									
	0,4	0,5	0,6	0,67	0,75	0,8	0,9	1,0	1,5	2 и более
0	8,41	6,25	5,14	4,75	4,36	4,2	4,04	4,0	4,34	4,0
0,67	10,8	8,0	7,1	6,6	6,1	6,0	5,9	5,8	6,1	5.8
0,80	13,3	9,6	8,3	7,7	7,1	6,9	6,7	6,6	7,1	6,6
1,00	15,1	110	9,7	9,0	8,4	8,1	7,9	7,8	8,4	7,8
1,33	18,7	14,2	12,9	12,0	11,0	11,2	11,1	11,0	11,5	11,0
2,00	29,1	25,6	24,1	23.9	24,1	24,4	25,6	24,1	24,1	23,9
3,00	54,3	54,5	58,0	53.8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8
4,00	95,7	95,7	95,7	95.7	95,7	95,7	95,7	95.7	95,7	95,7

Пр1.4.2 Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y.cr.ef}$ для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле:

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9{,}05 \cdot 10^{-5} \zeta \chi z \left(\frac{100t}{\alpha} \right)^2 E, \qquad \text{(Пр1.12)}$$

где ζ – коэффициент, принимаемый равным единице при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, и по таблице Пр1.6 - при сосредоточенной нагрузке;

χ – коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый по таблице Пр1.7;

z – коэффициент, принимаемый по таблице Пр1.8.

Таблица Пр1.6

μ	Значение коэффициента ζ при ρ											
	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20	0,25	0,30	0,35
0,5	1,70	1,67	1,65	1,63	1,61	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
0.6	1,98	1,93	1,89	1,85	1,82	1,80	1,79	1,78	1,76	1,72	1,71	1,69
0.7	2,23	2,17	2,11	2,06	2,02	1,98	1,96	1,93	1,89	1,82	1,79	1,76
0.8	2,43	2.35	2.28	2,22	2,17	2,12	2,10	2,05	2,01	1.91	1,86	0,82
0,9	2,61	2,51	2,43	2,36	2,30	2,24	2,21	2,16	2,11	1.98	1,92	1,87
1,0	2,74	2,64	2,55	2,47	2,40	2,34	2,31	2,24	2,17	2,04	1,97	0,91
1,2	2,79	2,68	2,59	2,51	2,43	2,37	2,33	2,26	2,19	2,05	1,98	1,91
1,4	2,84	2,73	2,63	2,54	2,46	2,39	2,35	2,28	2,21	2,05	1,98	1,91
1,5	2,86	2,75	2.65	2,56	2,48	2,41	2,37	2,30	2,22	2,07	1,99	1,91
2,0 и более	2,86	2,75	2,65	2,55	2,47	2,40	2,36	2,28	2,20	2,05	1,96	1,88
В таблице Пр1.6 обозначено: $\rho = 1.04\ l_{ef}/h_{ef}$.												

Таблица Пр1.7

χ	Значение коэффициента χ при μ					
	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0 и более
0,25	1,19	1,19	1,20	1,20	1,19	1,18
0,5	1,24	1,29	1,30	1,32	1,32	1,32
1,0	1,28	1,36	1,41	1,47	1,52	1,56
4,0	1,32	1,45	1,57	1,73	1,97	2,21
10 и более	1,34	1,49	1,65	1,88	2,51	2,95

Таблица Пр1.8

μ	z	μ	z
0,4	4,88	1,2	6.87
0,5	5,12	1,4	7,69
0,6	5,37	1,6	8,69
0,7	5,59	1,8	9,86
0,8	5,80	2,05	11,21
1,0	6,26	2,5 и более	15,28

Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{xy,cr,ef}$ для пластинок стенок изгибаемого элемента следует определять по формуле:

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0{,}476 \cdot 10^{-6} \chi \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2}\right)\left(\frac{100t}{d}\right)^2 E, \qquad \text{(Пр1.13)}$$

где d – меньшая сторона отсека (a или h_{ef});

μ_1 – коэффициент, принимаемый равным μ при $a > h_{ef}$ и $1/\mu$ при $a < h_{ef}$,

χ – коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый равным единице для элементов с болтовыми соединениями и по таблице Пр1.9 - для сварных элементов.

Таблица Пр1.9

γ	Значение коэффициента χ при μ				
	0,5	0,67	1.0	2,0	2,5 и более
0,25	1,014	1,063	1,166	1,170	1,192
0,5	1,016	1,075	1,214	1,260	1,300
1,0	1,017	1,081	1,252	1,358	1,416
2,0	1,018	1,085	1,275	1,481	1,516
5,0	1,018	1,088	1,292	1,496	1,602
10,0	1,018	1,088	1,298	1,524	1,636
Свыше 10	1,018	1,089	1,303	1,552	1,680

Пр1.5 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и одно продольное ребро в сжатой зоне, следует выполнять:

– первой пластинки – между сжатым поясом и продольным ребром – по формуле:

$$\frac{\sigma_x}{\omega_1\sigma_{x,cr}}+\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}}+\left(\frac{0{,}9\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}}\right)^2\le 1, \qquad \text{(Пр1.14)}$$

где ω_1 – коэффициент, принимаемый по таблице Пр1.2;
σ_x, σ_y, τ_{xy} – напряжения, определяемые по пункту Пр1.2;
$\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ – критические напряжения, определяемые по пункту Пр1.4;

– второй пластинки – между растянутым поясом и продольным ребром - по формуле (Пр1.10), принимая при этом $\omega_2 = 1$.

Пр1.5.1 Приведенное критическое продольное нормальное напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ следует определять по формуле (Пр1.11), при этом коэффициент упругого защемления χ следует принимать:

– первой пластинки: элементов с болтовыми соединениями – χ = 1,3; таких же и сварных элементов при объединении с железобетонной плитой – χ = 1,35; прочих сварных элементов – по таблице Пр1.10;

– второй пластинки – χ = 1.

Таблица Пр1.10

γ	0,5	1,0	2,0	5,0	10 и более
χ	1,16	1,22	1,27	1,31	1,35

Пр1.5.2 Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$ в первой пластинке следует определять по формуле:

$$\sigma_{y,cr,ef}=9{,}05\cdot 10^{-5}\chi\frac{\left(1+\mu^2 i^2\right)^2}{\mu^2 i^2}\left(\frac{100t}{a}\right)^2 E, \qquad \text{(Пр1.15)}$$

где i – коэффициент, принимаемый равным:
1,0 - при $\mu = a/h_1 \ge 0{,}7$
2,0 - при $0{,}7 > \mu > 0{,}4$;
χ – коэффициент упругого защемления, принимаемый по таблице Пр1.11 для элементов, объединенных с железобетонной плитой, и для балок с болтовыми соединениями, по таблице Пр1.12 - для сварных балок.

Таблица Пр1.11

μ	0,5	0,8	1,0	1,5	2,0 и более
χ	1,07	1,18	1,31	1,52	1,62

Таблица Пр1.12

γ	Значение коэффициента χ при μ							
	0,5	0,6	0,9	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
2	1,06	1,07	1,13	1,17	1,31	1,32	1,29	1,25
4	1,06	1,07	1,14	1,19	1,38	1,44	1,43	1,39

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ при воздействии сосредоточенной нагрузки, когда действующие напряжения определяются по формуле (Пр1.6), следует вычислять по формуле (Пр1.15) с умножением на коэффициент 1,55; если при этом $a > 2h_1 + 2l_{ef}$,то надлежит принимать

$$\mu = \frac{2h_1 + 2l_{ef}}{h_1}.$$

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ во второй пластинке следует определять по формуле (Пр1.12), при этом следует принимать: $\chi = 1$; z - по таблице Пр1.8; ζ - по таблице Пр1.6 при $\rho = 0{,}35$.

Пр1.5.3 Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{xy,cr,ef}$ следует определять по формуле (Пр1.13), при этом для первой пластинки вместо коэффициента защемления χ должен быть принят коэффициент $\chi_1 = \frac{1+\chi}{2}$, для второй пластинки – $\chi = 1$.

Пр1.6 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и несколько продольных ребер жесткости, следует выполнять:

- первой пластинки – между сжатым поясом и ближайшим ребром – по формуле (Пр1.14) и формулам (Пр1.11), (Пр1.15) и (Пр1.13) для $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ соответственно;
- для последующих сжатых пластинок - по формулам для первой пластинки, принимая коэффициент защемления $\chi = 1$;
- для сжато-растянутой пластинки – по формуле (Пр1.10), принимая $\omega_1 = 1$, и формулам (Пр1.11), (Пр1.15) и (Пр1.13) для $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ как для второй пластинки по п. Пр1.5.

Расчет по устойчивости пластинки растянутой зоны стенки следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0{,}9\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}}\right)^2} \le 1, \qquad \text{(Пр1.16)}$$

где $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ - критические поперечное нормальное и касательное напряжения, определяемые по $\sigma_{y,cr,ef}$, и $\tau_{xy,cr,ef}$ согласно указаниям п. Пр1.4; при этом приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$ следует определять по формуле:

$$\sigma_{y,cr,ef} = 0{,}476 \cdot 10^{-6} \delta \left(\frac{100t}{a} \right)^2 E, \qquad \text{(Пр.17)}$$

где δ – коэффициент, принимаемый по табл. Пр1.13.

Таблица Пр1.13

Тип пластинки	Значения коэффициента δ при a/h_{ef}							
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,5	2,0
Примыкающая к растянутому поясу	1240	1380	1520	1650	1820	2240	3860	6300
Промежуточная	920	970	1020	1060	1100	1190	1530	2130
Примечание – a и h_{ef} следует определять по п. Пр1.1.								

Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{xy,cr,ef}$ следует определять:

– для пластинки, примыкающей к растянутому поясу, – по формуле:

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0{,}476 \cdot 10^{-6} \left(1250 + \frac{950}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100t}{d} \right)^2 E; \qquad \text{(Пр.18)}$$

– для промежуточной растянутой пластинки – по формуле:

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0{,}476 \cdot 10^{-6} \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100t}{d} \right)^2 E, \qquad \text{(Пр.19)}$$

где d – меньшая сторона отсека (a или h_{ef});

μ_1 – коэффициент, принимаемый равным μ при $a > h_{ef}$ и $1/\mu$ при $a < h_{ef}$.

Пр1.7 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных сжато-изгибаемых элементов (балки жесткости пролетного строения распорной системы, арки) при сжатии сечения по всей высоте следует выполнять по формуле:

$$\frac{1{,}1\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{1{,}1\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}} \right)^2 \le 1, \qquad \text{(Пр1.20)}$$

где σ_x – максимальное продольное нормальное напряжение на границе пластинки от продольной силы N и изгибающего момента M_m, принимаемого в соответствии с п. Пр1.2;

ω_1 – коэффициент, определяемый по таблице Пр1.2;

σ_y, τ_{xy} – поперечное нормальное и среднее касательное напряжения, определяемые согласно п. Пр1.2;

$\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ – критические напряжения, определяемые по $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ согласно указаниям п. Пр1.4. При действии на части высоты сечения растягивающих напряжений расчет следует выполнять как для стенки сплошных изгибаемых элементов (см. пп. Пр1.4 - Пр1.6).

Приложение Пр2 (обязательное)

Эффективные коэффициенты концентрации напряжений для расчета на выносливость

Таблица Пр2.1

Расположение расчетного сечения и характеристика стальной конструкции моста	Эффективный коэффициент концентрации напряжений β для стали марок	
	С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005	С325-С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009
1 По основному металлу после дробеметной очистки или с необработанной прокатной поверхностью у деталей с прокатными, обработанными фрезерованием, строжкой кромками в сечениях вне сварных швов и болтов	1,0	1,0
2 То же, с кромками, обрезанными газовой машинной резкой:		
а) нормального качества	1,1	1,2
б) чистовой (смыв-процесс, резка с кислородной завесой, кислородно-плазменная)	1,0	1,0
3 По основному металлу деталей в сечениях:		
а) нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия (рисунок Пр2.1)	1,3	1,5
б) нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие (рисунок Пр2.2)	1,1	1,3
в) брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении фасонки к нестыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых ферм (рисунок Пр2.3)	1,3 m_f	1,5 m_f
г) то же, в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов, у которых:		
- непосредственно перекрытая часть сечения ($2Av$) составляет не менее, %: 80 общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках - 60 (рисунок Пр2.4)	1,4 m_f	1,6 m_f
- непосредственно перекрытая часть сечения ($2Av$) составляет не менее. %: 60 общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках - 40 (рисунок Пр2.4)	1,5 m_f	1,7 m_f
д) то же, в прикреплении к узлу или в стыке с односторонними накладками двухстенчатых элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения ($2Av$) составляет (рисунок Пр2.5), % общей площади сечения:		
- 60 и более	1,6 m_f	1,8 m_f
- менее 60	1,1 m_f	1,9 m_f
е) то же, в прикреплении к узлу или в стыке с односторонними накладками одностенчатых элементов (рисунок Пр2.6)	2,2 m_f	2,5 m_f
4 По основному металлу деталей в сечении по границе необработанного стыкового шва с усилением, имеющим	1,5	1,8

Расположение расчетного сечения и характеристика стальной конструкции моста	Эффективный коэффициент концентрации напряжений β для стали марок	
	С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005	С325-С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009
плавный переход (при стыковании листов одинаковой толщины и ширины)		
5 По основному металлу деталей в сечении по зоне перехода к стыковому шву, обработанному в этом месте абразивным кругом или фрезой при стыковании листов:		
а) одинаковой толщины и ширины	1,0	1,0
б) разной ширины в сечении по более узкому листу	1,2	1,4
в) разной толщины в сечении по более тонкому листу	1,3	1,5
г) разной толщины и ширины в сечении по листу с меньшей площадью	1,6	1,9
6 По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку, в сечении по границе лобового углового шва:		
а) без механической обработки этого шва при отношении его катетов *b: a* $\geq$ 2 (при направлении большего катета *b* вдоль усилия)	2,3	3,2
б) то же, при отношении катетов *b: a* = 1,5	2,7	3,7
в) при механической обработке этого шва и отношении катетов *b : a* $\geq$ 2	1,2	1,4
г) то же, при отношении катетов *b: a* = 1,5	1,6	1,9
7 По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку фланговыми угловыми швами, в сечениях по концам этих швов независимо от их обработки	3,4	4,4
8 По основному металлу растянутых поясов балок и элементов ферм в сечении по границе поперечного углового шва, прикрепляющего диафрагму или ребро жесткости:		
а) без механической обработки шва, но при наличии плавного перехода от шва к основному металлу при сварке:		
- ручной	1,6	1,8
- полуавтоматической под флюсом	1,3	1,5
б) при механической обработке шва фрезой	1,0	1,1
9 Сечения составных элементов из листов, соединенных непрерывными продольными швами, сваренными автоматом, при действии усилия вдоль оси шва	1,0	1,0
10 По основному металлу элементов в местах, где обрываются детали:		
а) фасонки, привариваемые встык к кромкам поясов балок и ферм или втавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм, при плавной криволинейной форме и механической обработке перехода от фасонкй к поясу, при полном проплавлении толщины фасонки	1,2	1,4
б) оба пояса на стенке двутаврового сечения при условии постепенного уменьшения к месту обрыва ширины и толщины пояса, присоединения стенки к поясам на концевом участке с полным проплавлением и механической обработкой перехода поясов к стенке	1,3	1,6
в) один лист пакета пояса сварной балки при уменьшении	1,2	1,4

Расположение расчетного сечения и характеристика стальной конструкции моста	Эффективный коэффициент концентрации напряжений β для стали марок	
	С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005	С325-С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009
к месту обрыва толщины с уклоном не круче 1:8 и ширины листа со сведением ее на нет, с уклоном не круче 1:4 и с механической обработкой концов швов г) накладная деталь для усиления ослабленного отверстиями сечения элемента (компенсатор ослабления) при симметричном уменьшении ее ширины со сведением на нет, с уклоном не круче 1:1 и с механической обработкой концов швов	1,2	1,4
11 По основному металлу элементов проезжей части в сечениях по крайнему ряду высокопрочных болтов в прикреплении: а) диагонали продольных связей к нижнему поясу продольной балки, а также «рыбки» к нижнему поясу поперечной балки	1,1	1,3
б) фасонки горизонтальной диафрагмы к нижнему поясу продольной балки	1,3	1,5
в) «рыбки» к верхнему поясу продольной балки	1,6	1,8
12 По оси стыкового шва с полным проплавлением корня шва: а) при автоматической и полуавтоматической сварке под флюсом и ручной сварке, с контролем с помощью ультразвуковой дефектоскопии (УЗД)	1,0	1,2
б) то же, без контроля УЗД	1,2	1.4
13 По расчетному сечению углового шва: а) лобового шва, выполненного сваркой: - ручной	2,3	3,2
- автоматической и полуавтоматической под флюсом	1,9	2,4
б) флангового шва	3,4	4,4
в) продольного соединительного шва составного элемента на участке его прикрепления к узлу при непосредственном перекрытии стыковыми накладками или узловыми фасонками лишь части сечения	1,5	1,7
г) продольного поясного шва балки	1,7	1,9
14 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к монтажному стыковому шву, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом: а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, без механической обработки усиления	2,4	2,7
б) то же, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка	1,6	1,8
в) на стеклотканево-медной подкладке с применением гранулированной металлохимической присадки, без механической обработки усиления	1,5	1,65
15 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к потолочному угловому шву его монтажного соединения с поясом главной балки или		

Расположение расчетного сечения и характеристика стальной конструкции моста	Эффективный коэффициент концентрации напряжений β для стали марок	
	С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005	С325-С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009
фермы внахлестку: а) выполненному ручной сваркой б) то же, с применением монтажной полосовой вставки, привариваемой встык к кромкам ортотропных плит, прикрепляемых внахлестку к поясу балки	 6,4 3,8	 7,1 4,2
16 По основному металлу листа настила ортротропной плиты в зоне перехода к его монтажному стыковому соединению с поясом главной балки или фермы, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом: а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка, при одинаковой толщине стыкуемых листов б) то же, при разной толщине стыкуемых листов в) на стеклотканево-медной подкладке с применением металлохимической присадки, без механической обработки усиления, при одинаковой толщине стыкуемых листов г) то же, при разной толщине стыкуемых листов	 1,6 1,8 1,5 1,7	 1,8 2,0 1,65 1,9
17 По основному металлу в зоне узла пересечения продольного ребра ортотропной плиты с поперечным в одноярусной ортотропной плите: а) продольное ребро проходит через V-образный вырез с выкружками на концах радиусом 15-20 мм в стенке поперечного ребра и приварено к ней с одной стороны двумя угловыми швами б) продольное ребро проходит через вырез в стенке поперечного ребра и в опорной пластинке и приварено к ней угловыми швами	 2,2 1,3	 2,4 1,5
18 То же, в двухъярусной ортотропной плите: а) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным высокопрочными болтами через отверстия, просверленные в полке продольного и поясе поперечного ребер б) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным специальными прижимами	 1,2 1,1	 1,3 1,2
19 По основному металлу листа настила и продольных ребер ортотропной плиты по границе швов в зоне цельносварного монтажного поперечного стыка ортотропной плиты: а) при совмещенных в одном сечении стыках листа настила и продольных ребер, без механической обработки усиления швов б) с разнесенными от стыка листа настила стыками продольного ребра, без механической обработки усиления швов в) с разнесенными от стыка листа настила обработанными	 2,2 2,2 2,1	 2,5 2,4 2,3

Расположение расчетного сечения и характеристика стальной конструкции моста	Эффективный коэффициент концентрации напряжений β для стали марок	
	С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005	С325-С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009
стыками продольного ребра, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка листа настила		
20 То же, в комбинированном стыке - сварном листа настила, болтовом в ребрах: а) с устройством прямоугольных скругленных вырезов в продольных ребрах, без полного проплавления их концевых участков, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила	2,8	3,1
б) с устройством обработанных полукруглых выкружек в продольных ребрах, с полным проплавлением их концевых участков, с механической обработкой усиления шва с обратной стороны стыка листа настила	2,1	2,3
в) с обрывом продольных ребер вблизи стыка листа настила и постановкой вставки между их торцами, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила	1,9	2,1
21 По основному металлу при приварке к нему гибких упоров в виде вертикальных круглых стержней с головкой	2,8	3, 1

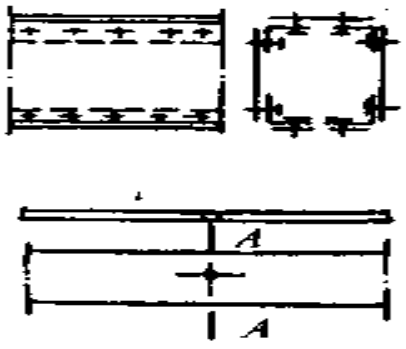
Примечания

1) m_f – коэффициент, учитывающий влияние сдвигов по контактам соединяемых элементов и принимаемый по таблице Пр2.3 в зависимости от числа поперечных рядов болтов n в соединении.

2) Параметр n определяется:

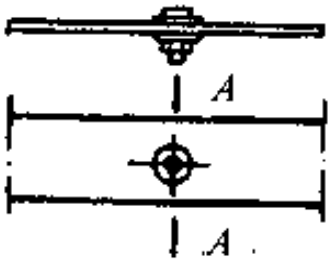
– числом поперечных рядов болтов и прикреплении данного элемента к фасонке или стыковой накладке, когда этот элемент обрывается в данном узле (п. Пр2.3, г, д, е);

– общим числом поперечных рядов болтов в прикреплении фасонки к непрерывному элементу (пункту Пр2.3, в).



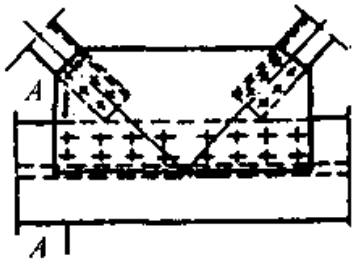
А-А по основному металлу в сечениях нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия

Рисунок Пр2.1 – Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения



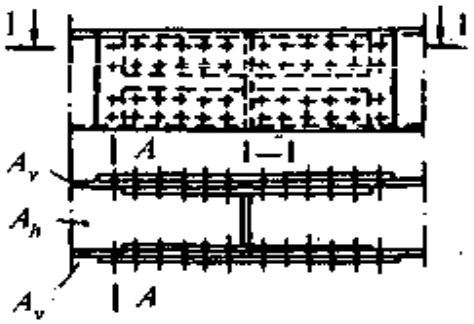
А-А по основному металлу в сечениях нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие

Рисунок Пр2.2 – Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения



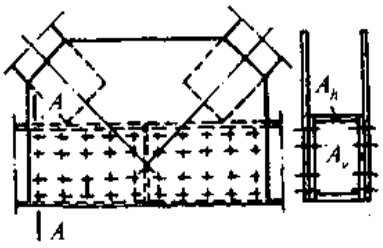
А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении фасонки к нестыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых форм

Рисунок Пр2.3 – Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения



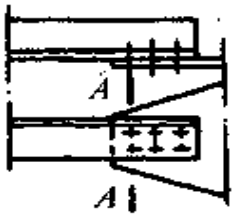
А-А по основному металлу в сечении брутто но первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов

Рисунок Пр2.4 – Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения



А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов с односторонними накладками

Рисунок Пр2.5 – Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения



А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке одностенчатых элементов с односторонними накладками

Рисунок Пр2.6 – Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения

Таблица Пр2.2

Устройства, закрепляющие или отклоняющие стальные канаты висячих, вантовых и предварительно напряженных стальных пролетных строений	Эффективный коэффициент концентрации напряжений β_s
1 Анкеры клинового типа	1,1
2 Анкеры с заливкой конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов или эпоксидным компаундом	1,3
3 Анкеры со сплющиванием концов круглых проволок, защемлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби	1,1
4 Отклоняющие канат устройства, в том числе стяжки и сжимы, имеющие круговое очертание ложа, скругление радиусом 5 мм у торцов (в месте выхода каната) и укороченную на 40 мм (по сравнению с длиной ложа) прижимную накладку: - при непосредственном контакте каната со стальным ложем и поперечном давлении $q = N/r \leq 1$ МН/м - при контакте каната со стальным ложем через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$ мм и поперечном давлении $q = N/r \leq 2$ МН/м	 1,2 1,2
5 Хомуты подвесок; стяжки и сжимы без отклонения каната при поперечном давлении: $q \leq 1$ МН/м и непосредственном контакте с канатом $q \leq 2$ МН/м и контакте с канатом через мягкую прокладку толщиной $t > 1$ мм	 1,1 1,1
Обозначения, принятые в таблице Пр2.2: N - усилие в канате, МН; r - радиус, м, кривой изгиба каната в отклоняющем устройстве.	

Таблица Пр2.3

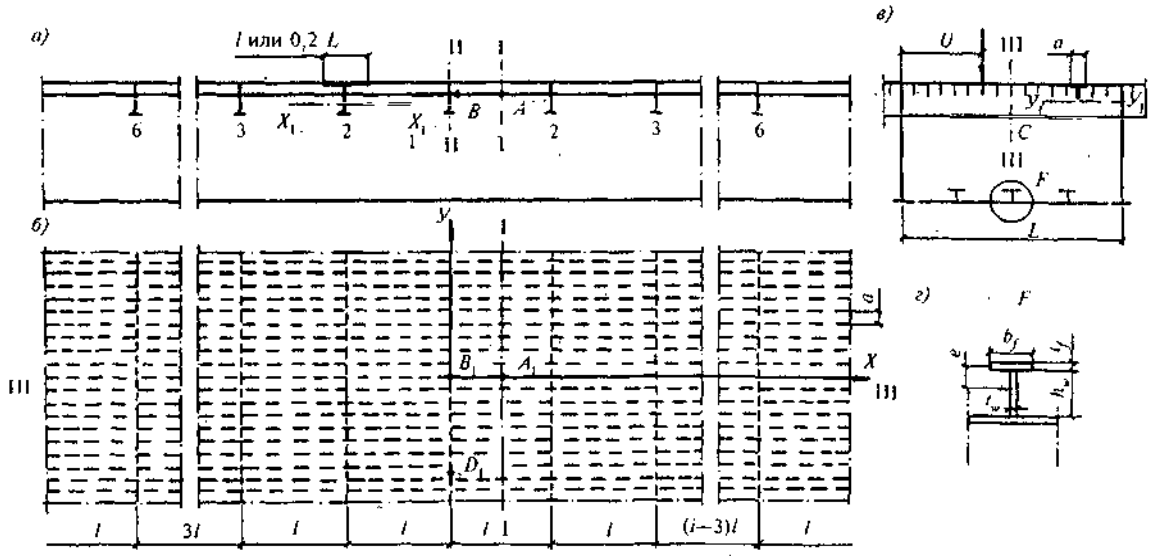
n	1-3	4-6	7-8	9-10	11-15	≥ 16
m_f	1,00	1,05	1,12	1,16	1,20	1,23

Приложение Пр3 (обязательное)

Расчет ортотропной плиты по прочности и устойчивости

Пр3.1 Метод расчета ортотропной плиты должен учитывать совместную работу листа настила, подкрепляющих его ребер и главных балок.

Пр3.2 Ортотропную плиту допускается условно разделять на отдельные системы - продольные и поперечные ребра с соответствующими участками листа настила (рисунок Пр3.1).



1, 2, 3…i – номер поперечного ребра верхней плиты

а) – продольный разрез; б) – план; в) - поперечный разрез; г) – ребро нижней плиты

Рисунок Пр3.1 – Коробчатое пролетное строение

Усилия в ортотропной плите при работе на изгиб между главными балками

Пр3.3 Изгибающие моменты в продольных ребрах ортотропной плиты следует определять по формуле:

$$M_{sl} = M_1 + M, \qquad \text{(Пр3.1)}$$

где M_1 – изгибающий момент в отдельном продольном ребре полного сечения, включающего прилегающие участки листа настила общей шириной, равной расстоянию a между продольными ребрами (рисунок Пр3.1, *в*), рассматриваемом как неразрезная балка на жестких опорах; момент определяется от нагрузки, расположенной непосредственно над этим ребром

M – изгибающий момент в опорном сечении продольного ребра при изгибе ортотропной плиты между главными балками, определяемый при загружении поверхности влияния нагрузкой, прикладываемой в узлах пересечения продольных и поперечных ребер.

Нагрузку, передаваемую с продольных ребер на узлы пересечения с поперечными ребрами, следует определять с помощью линии влияния опорной реакции неразрезной многопролетной балки на жестких опорах.

В ортотропной плите однопутных пролетных строений с ездой поверху следует принимать $M = 0$.

Ординаты поверхности влияния для вычисления изгибающего момента M в опорном сечении продольного ребра над «средним» поперечным ребром 1 (рисунок Пр3.1, *а*) следует определять по формуле:

$$M_{1iu} = \frac{2a}{L} M_{1i} \sin \pi \frac{u}{l}, \qquad \text{(Пр3.2)}$$

где M_{1i} – принимаемые по таблице Пр3.1 (с умножением на l) ординаты линии влияния изгибающего момента в опорном сечении продольного ребра над «средним» поперечным ребром 1 при расположении нагрузки над поперечным ребром i;

l – пролет продольного ребра (см.рисунок Пр3.1, *б*);

L – пролет поперечного ребра (см.рисунок Пр3.1, *в*);

u – координата положения нагрузки от начала поперечного ребра.

Таблица Пр3.1

Номер поперечного ребра i	Ординаты линии влияния M_{1i}/l при z				
	0	0,1	0,2	0,5	1,0
1	0	0,0507	0,0801	0,1305	0,1757
2	0	-0,0281	-0,0400	-0,0516	-0,0521
3	0	0,0025	-0,0016	-0,0166	-0,0348
4	0	0,0003	0,0016	0,0015	0.0046
5	0	-0,0001	0	0,0014	0.0025
6	0	0	0	0,0001	0,0012

Обозначения, принятые в таблице Пр3.1:

z - параметр, характеризующий изгибную жесткость ортотропной плиты и определяемый по формуле

$$z = 0{,}0616 \frac{L^4}{l^3} \cdot \frac{I_{sl}}{aI_s}$$

где I_{sl} – мо мент инерции полного сечения продольного ребра относительно горизонтальной оси y_1, (рисунок Пр3.1, *в*);

a – расстояние между продольными ребрами;

I_s – момент инерции полного поперечного ребра (с прилегающим участком настила шириной $0.2L$, но не более l) относительно горизонтальной оси x_1 (рисунок Пр3.1 а).

Примечание – таблице Пр3.1 принята следующая нумерация поперечных ребер i: ребра 2-6 расположены на расстоянии l одно от другого в каждую сторону от «среднего» поперечного ребра 1 (рисунок Пр3.1 а).

Пр3.4 В пролетных строениях лист настила ортотропной плиты проезда следует рассчитывать на изгиб, при этом прогиб листа настила не проверяется.

При устройстве пути на балласте наибольшие значения изгибающих моментов в листе настила над продольными ребрами следует определять по формулам:

- в зоне под рельсом

$$M_y = -0{,}1\, va^2; \qquad \text{(Пр3.3)}$$

- в зоне по оси пролетного строения

$$M_y = -0{,}08\, va^2; \qquad \text{(Пр3.4)}$$

где v – нагрузка на единицу длины, принимаемая по пункту У.2 обязательного приложения У.

Расчет элементов ортотропной плиты по прочности

Пр3.5 Для проверки прочности элементов ортотропной плиты необходимо получить в результате расчетов в предположении упругих деформаций стали в сечениях I, II, III и точках A, B, C, A_1, B_1, D_1, указанных на рисунке Пр3.1, нормальные напряжения в листе настила, продольных и поперечных ребрах, а также касательные напряжения в листе настила от изгиба ортотропной плиты между главными балками σ_{xp}, σ_{yp}, τ_{xyp} и совместной работы ее с главными балками пролетного строения σ_{pc}, σ_{yc}, τ_{xyc}.

Пр3.6 Проверку прочности растянутого при изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне отрицательных моментов неразрезных главных балок в сечении I-I посередине пролета l среднего продольного ребра (см.рисунок Пр3.1, *а* - точка А) по формулам:

$$\psi\sigma_{xc} + m_1\chi_1\sigma_{xp} \le R_y m; \qquad \text{(Пр3.5)}$$

$$\sigma_{xc} + \sigma_{xp} \le m_2 R_{yn} m, \qquad \text{(Пр3.6)}$$

где R_y, R_{yn} – расчетное и нормативное сопротивления металла продольного ребра;
m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15;
m_1, m_2 – коэффициенты условий работы;
χ_1 – коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый
$\chi_1 = 0{,}9$ – для крайнего нижнего волокна продольного ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра,
$\chi_1 = 1{,}1$ - для продольного ребра в виде сварного тавра
ψ, æ – коэффициенты, определяемые по пунктам 8.3.9 и 8.3.7.

Пр3.7 Проверку прочности сжатого при местном изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне положительных моментов неразрезных главных балок в опорном сечении П – П среднего продольного ребра (см.рисунок Пр3.1, *а* – точка В) по формуле:

$$\psi\sigma_{xc} + \chi_2\sigma_{xp}/æ \le R_y m, \qquad \text{(Пр3.7)}$$

где ψ, æ – коэффициенты, определяемые по пунктам 8.3.9 и 8.3.7;
χ_2 – коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый
$\chi_2 = 1{,}1$ –для крайнего нижнего волокна ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и
$\chi_2 = 0{,}9$ – для ребра в виде сварного тавра;
m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15.

Пр3.8 Проверку прочности крайнего нижнего волокна поперечной балки следует выполнять в сечении III–III посередине ее пролета (см. рисунок Пр3.1, *в* – точка С) по формуле:

$$\sigma_{yp}/æ \le R_y m, \qquad \text{(Пр3.8)}$$

где æ – коэффициент, определяемый по формулам (8.6) и (8.7);
m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15 .

Пр3.9 Расчет по прочности листа настила следует выполнять в точках A_1, B_1, D_1 (см. рисунок Пр3.1, б) по формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \le m_3 m R_y; \qquad \text{(Пр3.9)}$$

$$\tau_{xy} \le R_s m, \qquad \text{(Пр3.10)}$$

где $\sigma_x = \sigma_{xc} + m_4\sigma_{xp}$;
$\sigma_y = \sigma_{yc} + m_4\sigma_{yp}$;
$\tau_{xy} = \tau_{xyc} + \tau_{xyp}$;
m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15;
m_3 – коэффициент, равный:
1,15 при $\sigma_y = 0$;
1,10 при $\sigma_y \neq 0$;
m_4 – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0.

При выполнении данной проверки допускается принимать в качестве расчетных загружения, при которых достигает максимального значения одно из действующих в данной точке ортотропной плиты напряжений σ_x, σ_y или τ_{xy}.

Расчет элементов ортотропной плиты по устойчивости

Пр3.10 Местная устойчивость листа настила между продольными ребрами, продольных полосовых ребер, свесов поясов тавровых продольных и поперечных ребер должна быть обеспечена согласно пунктов 8.3.26 и 8.3.28, а стенки тавровых ребер - согласно обязательному приложению Пр1 (16). При этом следует выбирать наиболее невыгодную комбинацию напряжений от изгиба ортотропной плиты между главными балками и совместной ее работы с главными балками пролетного строения.

Пр3.11 Общая устойчивость листа настила, подкрепленного продольными ребрами, должна быть обеспечена поперечными ребрами.

Момент инерции поперечных ребер I_s (см. пункт Пр3.3) сжатой (сжато-изогнутой) ортотропной плиты следует определять по формуле:

$$I_s = \alpha\psi(k+1)\left(\frac{L}{l}\right)^3 I_{sl}\frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x.cr.ef}}, \qquad \text{(Пр3.11)}$$

где α – коэффициент, определяемый по таблице Пр3.2;
ψ – коэффициент, принимаемый равным:
0,055 при $k = 1$;
0,15 при $k = 2$;
0,20 при $k \ge 3$;
k – число продольных ребер рассчитываемой ортотропной плиты;
L – расстояние между стенками главных балок или центрами узлов геометрически неизменяемых поперечных связей;
l – расстояние между поперечными ребрами;
I_{sl} – момент инерции полного сечения продольного ребра (см.п. Пр3.3);
σ_{cr} – действующие напряжения в листе настила от совместной работы ортотропной плиты с главными балками пролетного строения, вычисленные в предположении упругих деформаций стали;
$\sigma_{x,cr,ef}$ – напряжение, вычисленное по таблице 8.23 по значению $\sigma_{x,cr} = \sigma_{xc}$.

Таблица Пр3.2

ω	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1,0
α	0,016	0,053	0,115	0,205	0,320	0,462	0,646	0,872	1.192	1,470	2,025

Примечание – Коэффициент ω определяется по формуле $\omega = \sigma_x/(\varphi_0 R_y)$, где φ_0 следует находить по таблице Пр3.3 п. Пр3.12 при $l_{ef} = l$.

Допускается также определять $\sigma_{x,cr,ef}$ по следующей формуле:

$$\sigma_{x.cr.ef} = \frac{\pi^2 E I_{sl}}{A_{sl} l^2}. \qquad \text{(Пр3.12)}$$

Для сжатой ортотропной плиты, не воспринимающей местной нагрузки, в формуле (Пр3.11) коэффициент α следует принимать равным 2,025, что обеспечивает равенство расчетной длины l_{ef} продольных ребер расстоянию между поперечными ребрами l.

Пр3.12 Расчет по общей устойчивости ортотропной плиты в целом (сжатой и сжато-изогнутой) при обеспечении условия (Пр3.11) следует выполнять по формуле:

$$\sigma_{yc} \le \varphi_0 R_y m, \qquad \text{(Пр3.13)}$$

где σ_{yc} – см. п. Пр3.11

φ_0 – коэффициент продольного изгиба, принимаемый по таблице Пр3.3 в зависимости от гибкости λ_0;

m – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 8.15 пункт 8.19.

Гибкость следует определять по формуле:

$$\lambda_0 = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\xi}} \sqrt{\frac{A}{I_{sl} + a\frac{t_h^3}{11}\left[2\theta\left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^2 + \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^4\right]}}, \qquad \text{(Пр3.14)}$$

где l_{ef} – расчетная (свободная) длина продольных ребер, определяемая из выражения

$$l_{ef} = l\sqrt{\frac{1}{\omega}}.$$

Коэффициент ω находят из таблицы Пр3.2 по значению:

$$\alpha = \frac{1}{\psi(k+1) I_{sl}} \left(\frac{l}{L}\right)^3 I_s, \qquad \text{(Пр3.15)}$$

где I_s, I_{sl} и l – см. пункт Пр3.3;

a – расстояние между продольными ребрами;

t_h – толщина листа настила;

ξ – коэффициент, принимаемый равным 1,0 - для ортотропной плиты нижнего пояса и по таблице Пр3.4 - для плиты верхнего пояса коробчатых главных балок;

A – площадь полного сечения продольного ребра;

$$\theta = 1 + \frac{5{,}5 I_t}{a t_h^3}$$

где I_t – момент инерции полного сечения продольного ребра при чистом кручении.

Сжато-изогнутую ортотропную плиту на общую устойчивость следует проверять по формуле (8.35), принимая гибкость по формуле (Пр3.14) при ξ = 1,0.

Таблица Пр3.3

Гибкость λ_0, λ_1	Коэффициент φ_0 для классов прочности стали		
	С235 по ГОСТ 14637-89* и ГОСТ 535-2005	С325 - С345 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009	С390 по ГОСТ Р 55374-2012 и СТО 13657842-1-2009
0	1,00	1,00	1,00
41	1,00	1,00	1,00
44	1,00	1,00	0,96
50	1,00	0,92	0,88
53	1,00	0,87	0,83
60	0,95	0,76	0,72
70	0,83	0,64	0,59
80	0,73	0,56	0,49
90	0,64	0,50	0,43
100	0,59	0,44	0,38
110	0,53	0.39	0,33
120	0,47	0,34	0,28
130	0,41	0,30	0,25
140	0,36	0,26	0,22
150	0,32	0,23	0,20
160	0,29	0,21	0,17
170	0,26	0,19	0,16
180	0,23	0,17	0,14
190	0,21	0,15	0,13
200	0,20	0,14	0,11

Таблица Пр3.4

f/*i*	Коэффициент ξ
0	1,00
0,01	0,75
0.05	0,70
0,10	0,66
В таблице Пр3.4 обозначено: *f* - прогиб продольного ребра между поперечными ребрами; *i* - радиус инерции полного сечения продольного ребра.	

Пр3.13 Тавровые продольные ребра (см. рисунок Пр3.1, *в, г*) сжатой ортотропной плиты нижнего пояса коробчатых главных балок при изгибно-крутильной форме потери устойчивости следует рассчитывать по формуле (Пр3.13), принимая коэффициент продольного изгиба φ_0 в зависимости от гибкости λ_1.

Гибкость λ_1 следует определять по формуле:

$$\lambda_1 = l\sqrt{\frac{I_p}{h_w^2 I_z + I_\omega + 0{,}04 l^2 I_t}}, \qquad \text{(Пр3.16)}$$

где $I_p = I_y + I_z + A\,(h_w - e)^2$;

l – см. п. Пр3.3;

h_w – высота стенки ребра толщиной t_w (см.рисунок Пр3.1, *г*);

e – расстояние от центра тяжести полки шириной b_f, толщиной t_f до центра тяжести таврового продольного ребра (см.рисунок Пр3.1, *г*);

I_y, I_z – соответственно момент инерции сечения таврового продольного ребра относительно горизонтальной оси *y* и вертикальной оси *z*;

$$I_\omega = \frac{t_f^3 b_f^3}{144} + \frac{t_w^3 h_w^3}{36}; \qquad \text{(Пр3.17)}$$

$$I_t = \frac{1}{3}\left(b_f t_f^3 + h_w t_w^3\right), \qquad \text{(Пр3.18)}$$

$$A = b_f t_f + h_w t_w. \qquad \text{(Пр3.19)}$$

Для обеспечения местной устойчивости элементов таврового сечения продольного ребра толщина полки и стенки должна удовлетворять требованиям п.8.3.26:

- при $b_f > 0{,}3\,h_f$ продольное ребро полного сечения следует считать двутавром;
- при $b_f = 0$ продольное ребро полного сечения следует считать тавром;
- при $0 < b_f \le 0{,}3\,h_w$ требования к толщине стенки определяются по линейной интерполяции между нормами для двутавра и тавра ($b_f = 0$).

Приложение Пр4 (обязательное)

Учет ползучести, виброползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях

Пр4.1 При учете ползучести бетона в статически определимых конструкциях необходимо определить уравновешенные в пределах поперечного сечения (далее - внутренние) напряжения и соответствующие деформации.

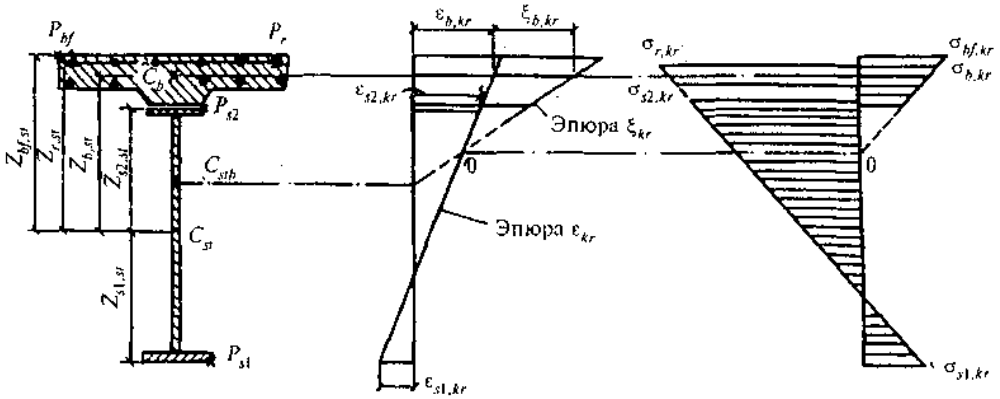


Рисунок Пр4.1 – Эпюры относительных деформаций и внутренних напряжений от ползучести бетона

Для конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты (рисунок Пр4.1), внутренние напряжения от ползучести бетона в общем случае надлежит определять по следующим формулам:

– на уровне центра тяжести бетонной части сечения (растяжение)

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha\sigma_1; \qquad \text{(Пр4.1)}$$

– в крайней фибре нижнего пояса стальной балки (растяжение или сжатие)

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st}}{W_{s1,st}} \right); \qquad \text{(Пр4.2)}$$

– в крайней фибре верхнего пояса стальной балки (сжатие)

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{s2,st}} \right); \qquad \text{(Пр4.3)}$$

– в стержнях крайнего ряда ненапрягаемой арматуры плиты при $E_r=E_{rs}=E_{sl}$, (сжатие)

$$\sigma_{r,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{rf,st}} \right); \qquad \text{(Пр4.4)}$$

– потери предварительного напряжения напрягаемой арматуры (сжатие)

$$\sigma_{p,kr} = \frac{1}{n_r} \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{p,st}} \right); \qquad \text{(Пр4.5)}$$

– в крайней фибре бетона (растяжение)

$$\sigma_{bf,kr} = (\alpha + \beta)\sigma_{bf,1} - \frac{1}{n_b} \sigma_{sbf,kr}. \qquad \text{(Пр4.6)}$$

Относительные деформации от ползучести бетона в уровне центра тяжести его сечения (см.рисунок Пр4.1) надлежит вычислять по следующим формулам:

– относительные деформации, отвечающие напряжениям в стальной части сечения

$$\varepsilon_{b,kr} = \beta \frac{\sigma_{b1}}{E_b}; \qquad \text{(Пр4.7)}$$

– относительные деформации, отвечающие напряжениям в бетонной части сечения

$$\xi_{b,kr} = \frac{\sigma_{b,kr}}{E_b}. \qquad \text{(Пр4.8)}$$

В формулах (Пр4.1) - (Пр4.8):

α, β, ν – параметры, связанные с податливостью бетонной и стальной частей сечения и определяемые из выражений:

$$\alpha = \frac{\varphi_{kr}}{0{,}5\varphi_{kr} + \nu + 1}; \qquad \text{(Пр4.9)}$$

$$\beta = \alpha\nu; \qquad \text{(Пр4.10)}$$

$$\nu = \frac{A_b}{n_b}\left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}^2}{I_{st}}\right); \qquad \text{(Пр4.11)}$$

где $\varphi_{kr} = \gamma_f E_b c_n$ – предельная характеристика ползучести бетона;

γ_f – принимается по таблице 6.7;

c_n – нормативная деформация ползучести бетона, определяемая по 7.1.15 и обязательному приложению Ш, при уточнении с учетом указаний обязательного приложения Я;

σ_1, $\sigma_{bf,1}$ – начальное напряжение сжатия соответственно на уровне центра тяжести сечения и в крайней фибре бетона от постоянных нагрузок и воздействий;

$\sigma_{sbf,kr}$ – условное напряжение в уровне крайней фибры бетона, определяемое из выражения:

$$\sigma_{sbf,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st} Z_{bf,st}}{I_{st}}\right), \qquad \text{(Пр4.12)}$$

где A_{st}, I_{st}, $W_{s1,st}$, $W_{s2,st}$, $W_{rf,st}$ – соответственно площадь, момент инерции, моменты сопротивления нижнего и верхнего поясов балки и крайнего ряда арматуры брутто стальной части сечения, включая арматуру;

$n_r = E_{st}/E_{rp}$ – коэффициент приведения по 9.2.13.

Остальные обозначения соответствуют 9.2.2 и 9.2.16 и рисунку Пр4.1.

Пр4.2 Ползучесть бетона допускается учитывать введением в расчет условного модуля упругости бетона $E_{ef,kr}$, если в статически определимой конструкции все постоянные нагрузки, вызывающие напряжение в бетоне, прикладываются в одной стадии и при одной и той же схеме работы. Модуль $E_{ef,kr}$ следует определять по формуле:

$$E_{ef,kr} = \frac{\nu - 0{,}5\varphi_{kr} + 1}{(1 + \varphi_{kr})\nu + 0{,}5\varphi_{kr} + 1} E_b, \qquad \text{(Пр4.13)}$$

где ν, φ_{kr} – см. п. Пр4.1.

Внутренние напряжения от ползучести бетона для i-й фибры сечения следует

вычислять по формуле:

$$\sigma_{i,kr} = \sigma_{i,ef} - \sigma_i, \qquad \text{(Пр4.14)}$$

где $\sigma_{i,ef}$, σ_i – напряжения от постоянных нагрузок, полученные при модуле упругости бетона соответственно $E_{ef,kr}$ и E_b.

Пр4.3 При учете ползучести бетона в статически неопределимых конструкциях необходимо определить внутренние напряжения и внешние силовые факторы (опорные реакции, изгибающие моменты и пр.), а также соответствующие деформации.

Внутренние напряжения и внешние силовые факторы допускается вычислять методом последовательных приближений, принимая усилия $\sigma_{b,kr}$ и A_b в центре тяжести бетонной части сечения за нагрузки (здесь $\sigma_{b,kr}$ и A_b принимаются по п. Пр4.1).

При этом, выполняя расчет методом сил, бетонную часть сечения надлежит учитывать следующим образом: с модулем $E_{ef,kr}$ (см – п. Пр4.2) – при определении основных и побочных перемещений; с модулем E_b – при определении напряжений в центре тяжести бетона от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью. Выраженные через φ_{kr} значения предельной характеристики ползучести, используемые для определения $\sigma_{b,kr}$ и $E_{ef,kr}$ при последовательных приближениях, приведены в таблице Пр4.1.

Таблица Пр4.1

Номер приближения	Значение предельной характеристики ползучести бетона φ_{kr} при вычислении	
	напряжений от ползучести бетона на уровне центра тяжести бетонной части сечения $\sigma_{b,kr}$	основных и побочных перемещений
1	φ_{kr}	0,5 φ_{kr}
2	0,5 φ_{kr}	0,38 φ_{kr}
3	0,38 φ_{kr}	0,32 φ_{kr}

Пр4.4 Прогибы конструкции от ползучести бетона следует определять, рассматривая стальную часть сечения под действием сил $\sigma_{kr}A_b$, приложенных в уровне центра тяжести сечения бетона. Для статически определимых конструкций имеет место равенство $\sigma_{kr} = \sigma_{b,kr}$; для статически неопределимых систем σ_{kr} равно сумме внутренних напряжений и напряжений от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью.

Пр4.5 Деформации обжатия замоноличенных бетоном поперечных швов сборной железобетонной плиты необходимо учитывать в расчетах, если продольная арматура плиты не состыкована в швах и при этом плита не имеет предварительного напряжения в продольном направлении.

Деформации обжатия поперечных швов следует учитывать введением в выражения для α, β, $E_{ef,kr}$ (см. Пр4.1 и Пр4.2) обобщенной характеристики ползучести бетона и обжатия поперечных швов $\varphi_{kr,sl}$, определяемой по формуле:

$$\varphi_{kr,sl} = \varphi_{kr} + \frac{E_b \sum \Delta_d}{0{,}2 R_b L}, \qquad \text{(Пр4.15)}$$

где L – длина сжатой постоянными нагрузками и воздействиями железобетонной плиты;

$\Sigma \Delta d$ – суммарная деформация обжатия поперечных швов, расположенных на длине L;

φ_{kr} – принимается по Пр4.1;

E_b, R_b – принимаются по 7.2.7 и 7.2.15.

При отсутствии опытных данных величину Δd, см, допускается вычислять по формуле:

$$\Delta d = 0{,}005 + 0{,}00035\, b_d, \qquad \text{(Пр4.16)}$$

где b_d – ширина шва (зазор между торцами сборных плит).

Пр4.6 Учет виброползучести бетона следует выполнять введением в расчет условного модуля упругости бетона E_{vkr}, вычисляемого по пункту Пр4.2, с заменой φ_{kr} на φ_{vkr}, определяемой по формуле:

$$\varphi_{vkr} = \frac{2\rho_1}{1+\rho_1}\varphi_{kr} + (1-\rho_1)\left(0{,}388 c_n - 0{,}35\cdot 10^{-6}\right)E_b\,, \qquad \text{(Пр4.17)}$$

где $\rho_1 = \sigma_{min,1}/\sigma_{min,2}$ – характеристика цикла начальных напряжений в бетоне, определенных без учета виброползучести и ползучести;

φ_{kr}, c_n – принимаются по Пр4.1.

Приложение Пр5 (обязательное)

Определение напряжений в сталежелезобетонных балках от усадки бетона и температурных воздействий

Пр5.1 Напряжения в стали и бетоне для статически определимой конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты, надлежит определять по формулам:

а) от усадки бетона

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} E \left(\frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z - \nu_{shr} \right), \qquad \text{(Пр5.1)}$$

где $A_{stb,shr}$, $I_{stb,shr}$ – приведенные к стали площадь и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки при модуле упругости бетона $E_{ef,shr}$, определяемом по 9.2.6;

A_{st} – площадь стальной части сечения, включая арматуру железобетонной плиты;

$S_{shr} = A_{st} Z_{st,stb}$,

$Z_{st,stb}$ – расстояние от центра тяжести $A_{stb,shr}$ до центра тяжести A_{st};

Z – расстояние от центра тяжести $A_{stb,shr}$ до фибры, где определяется σ_{shr} (положительное направление оси Z принято вниз);

$\nu_{sbr} = 0$, $\nu_{shr} = 1$ – при определении напряжений соответственно в бетоне и в стали;

E – следует принимать равным при определении напряжений:
в бетоне – $E_{ef,shr}$;
в стальной балке - E_{sl};
в ненапрягаемой арматуре - E_{rs};
в напрягаемой арматуре - $E_{гр}$;

ε_{shr} – предельная относительная деформация усадки бетона, принимаемая по 9.2.6.

б) от температурных воздействий:

$$\sigma_t = \alpha t_{max} E \left(\frac{A_t}{A_{stb,t}} + \frac{S_t}{I_{stb,t}} Z - \nu \right), \qquad \text{(Пр5.2)}$$

где $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$ – коэффициент линейного расширения стали и бетона;

$t_{\max} = \gamma_f t_{n,max}$

γ_f – принимается по таблице 6.9;

$t_{n,max}$ – принимается по 9.2.7;

E – равно E_b, E_{st} E_{rs}, E_{rp} при определении напряжений соответственно в бетоне, стальной балке, ненапрягаемой и напрягаемой арматуре;

$A_{stb,t}$, $I_{stb,t}$ – приведенные к стали площадь и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки;

Z – расстояние от центра тяжести $A_{stb,r}$ до фибры, где определяется σ_t.

В случаях повышения или понижения температуры стальной части конструкции в формуле (Пр5.2) следует принимать:

$$A_t = 0{,}8A_{wt} + 0{,}3A_{s1,t}; \qquad \text{(Пр5.3)}$$

$$S_1 = (0{,}4h_w - 0{,}8Z_{b1,stb})\,A_{wt} + 0{,}3A_{s1,t}Z_{s1,stb}; \qquad \text{(Пр5.4)}$$

$\nu = \nu_{ti}$,

где A_{wt} – площадь стальных вертикальных элементов (стенки, вертикальных полок поясных уголков, ламелей);

$A_{s1\,t}$ – площадь стальных горизонтальных элементов нижнего пояса.

В случае повышения температуры железобетонной плиты в формуле (Пр5.2) следует принимать:

$$A_t = \frac{17b_{sl}}{n_b}\left[1-\left(1-\frac{t_{sl}}{50}\right)^3\right]; \qquad \text{(Пр5.5)}$$

$$S_t = -\frac{17b_{sl}}{n_b}\left(Z_{bf,stb} - 8\right); \qquad \text{(Пр5.6)}$$

$\nu = \nu'_{ti}$,

где b_{sl}, t_{sl}, см, принимаются по 9.2.12.

Величины ν_{ti} и ν'_{ti}, относящиеся к i-й точке сечения, в которой определяются напряжения, следует принимать по пункту 9.2.7 .

Остальные обозначения, принятые в формулах (Пр5.3) - (Пр5.6), соответствуют пункту 9.2.2 и рисунку 9.1.

Пр5.2 При расчете статически неопределимых систем на температурные воздействия и усадку бетона геометрические характеристики сечения следует принимать по Пр5.1.

Приложение Пр6 (обязательное)

Распределение сдвигающих усилий по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции в сложных случаях воздействий

Пр6.1 Распределение концевого сдвигающего усилия S_{eN} следует принимать по несимметричной треугольной эпюре с длиной основания a_e (см. рисунок Пр6.1).

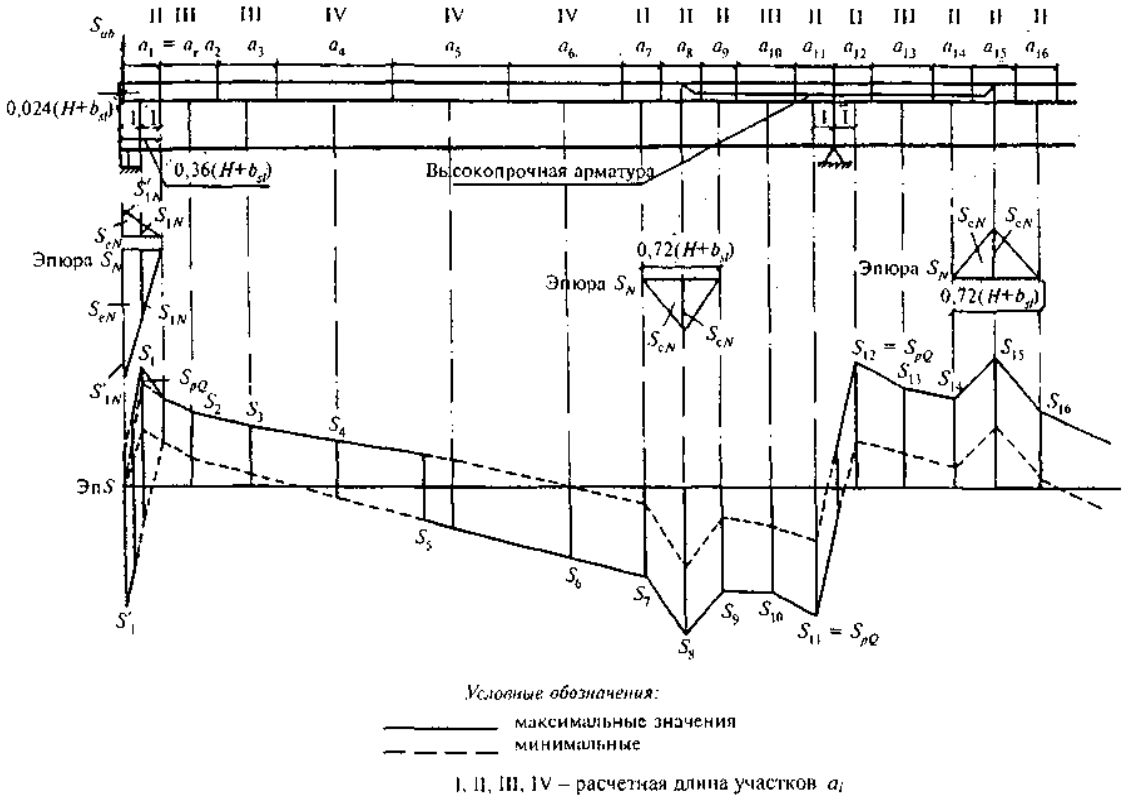


Рисунок Пр6.1 – Эпюры погонных сдвигающих сил между железобетонной и стальной частями

При этом:

$$s'_{1N} = \frac{S_{eN}}{0{,}5a_e}; \qquad \text{(Пр6.1)}$$

$$s_{1N} = \frac{S_{eN}}{a_e}, \qquad \text{(Пр6.2)}$$

где s'_N, s_{1N} – интенсивность погонных сдвигающих сил в соответствии с рисунком Пр6.1;

S_{en}, a_e – принимаются по 9.2.25 и 9.2.26.

Пр6.2 При распределении околоопорного сдвигающего усилия от поперечных сил S_{pQ} следует принимать, что интенсивность соответствующих погонных сдвигающих сил изменяется в обе стороны по прямолинейной эпюре от середины длины околоопорного участка (см.рисунок Пр6.1); при этом ордината в середине околоопорного участка равна:

$$s_{pQ} = \frac{1{,}15S_{pQ}}{a_e}. \qquad \text{(Пр6.3)}$$

Пр6.3 Распределение местных сосредоточенных сдвигающих усилий (от

заанкеривания высокопрочной арматуры, примыкания раскоса и т. д.) S_{eN} в удаленных от конца плиты зонах следует принимать по симметричной треугольной эпюре с длиной основания $2a_e$ (см.рисунок Пр6.1).

Пр6.4 При определении сдвигающих усилий длины расчетных участков следует принимать (см.рисунок Пр6.1):

- I = 0,18 ($H + b_{sl}$);
- II = 0,36 ($H + b_{sl}$) - для концевых участков и в местах приложения сосредоточенных сил, а также в местах, примыкающих к указанному участку;
- III $\leq$ 0,8 ($H + b_{sl}$); IV $\leq$ 1,6 ($H + b_{sl}$) - на остальной длине пролетного строения соответственно в крайней и средней четвертях пролета.

Приложение Пр7 (обязательное)

Расчеты по прочности объединения железобетона и стали гибкими упорами и анкерами

Пр7.1 Сдвигающее усилие S_h, приходящееся на один гибкий упор, должно отвечать следующим условиям прочности:

– для гибких упоров в виде прокатных швеллеров, двутавров, уголков без подкрепляющих ребер

$$S_h \le 0{,}55\left(t_{fr} + 0{,}5t_w\right)b_{dr}\sqrt{10R_b}\text{, кН;} \qquad \text{(Пр7.1)}$$

– для гибких упоров в виде круглых стержней при 2,5 < l/d ≤ 4,2

$$S_h \le 0{,}24ld\sqrt{10R_b}\text{, кН;} \qquad \text{(Пр7.2)}$$

– для гибких упоров в виде круглых стержней при l/d ≥ 4,2

$$S_h \le d^2\sqrt{10R_b}\text{, кН.} \qquad \text{(Пр7.3)}$$

– для гибких упоров в виде круглых стержней должно быть, кроме того, выполнено условие

$$S_1 \le 0{,}063d^2mR_y\text{, кН.} \qquad \text{(Пр7.4)}$$

В формулах (Пр7.1) - (Пр7.4) обозначено:

t_{fr} – сумма радиуса закругления и наибольшей толщины полки прокатного профиля, см;

t_w – толщина стенки прокатного профиля, см;

l – длина круглого стержня гибкого упора, см;

d – диаметр стержня гибкого упора или анкера, см;

b_{dr} – ширина площади смятия бетона упором, см;

R_b, R_y, m – принимаются согласно п. 9.2.16.

Пр7.2 Сдвигающее усилие S_h, приходящееся на один наклонный анкер из арматурной стали круглого сечения (гладкого или периодического профиля) или на одну ветвь петлевого анкера, должно отвечать следующим условиям:

$$S_h \le 0{,}1A_{an}mR_y\cos\alpha + d^2\sqrt{10R_b}\sin\alpha\text{, кН;} \qquad \text{(Пр7.5)}$$

$$S_h \le 0{,}1A_{an}mR_y\,(\cos\alpha + 0{,}8\sin\alpha)\text{, кН;} \qquad \text{(Пр7.6)}$$

где A_{dn} – площадь поперечного сечения стержня анкера или ветви анкера, см^2;

α – угол наклона анкера к поверхности стальной конструкции.

Для анкеров, разведенных в плане, в формулы (Пр7.5) и (Пр7.6) вместо cosα следует подставлять произведение cosα·cosβ, где β - угол между горизонтальной проекцией анкера и направлением действия сдвигающей силы.

Сдвигающее усилие, воспринимаемое сжатыми наклонными анкерами, не должно превышать 25% полного сдвигающего усилия, действующего на рассчитываемом участке.

Пр7.3 При объединении железобетонной части со стальной с помощью наклонных анкеров из полосовой стали толщиной t_{an} от 8 до 20 мм и шириной от 20 до 80 мм сдвигающее усилие S_h, приходящееся на один анкер или одну ветвь петлевого анкера,

следует проверять по формуле (Пр7.5), заменяя d^2 выражением $t_{an}\sqrt{A_{an}}$ (где t_{an} - в см), и по формуле (Пр7.6).

Пр7.4 Если наклонные или вертикальные анкеры находятся в высоком железобетонном ребре и используются для восприятия в нем главных растягивающих напряжений, растягивающие усилия в наклонных анкерах следует определять как в арматурных отгибах обычного железобетона, а в вертикальных анкерах - аналогично усилиям в хомутах обычного железобетона. Допускается достаточность сечения анкера для восприятия этого растягивающего усилия и сдвигающей силы между железобетоном и сталью проверять независимо и усилия не суммировать.

Приложение Пр8 (обязательное)

Расчеты по прочности объединения железобетона и стали высокопрочными болтами, обжимающими железобетон

Пр8.1 Усилие натяжения высокопрочного болта следует определять по формуле:

$$N_{hb} = N_{hb,n} - \Delta N, \qquad \text{(Пр8.1)}$$

где $N_{hb,n}$ – контролируемое усилие натяжения болта;

ΔN – потери усилий натяжения от усадки и ползучести бетона плиты и слоя раствора под плитой.

При конструкции болтового объединения по рисунку Пр8.1 потери допускается определять по формуле:

$$\Delta N = N_{hb}\,(0{,}23 - 0{,}0025t), \qquad \text{(Пр8.2)}$$

где $t \le 50$ см – суммарная толщина плиты и слоя раствора по оси отверстия.

Пр8.2 Во фрикционном соединении железобетонной плиты со стальным поясом (через слой цементно-песчаного раствора или при непосредственном контакте) при условии очистки пояса сдвигающее усилие, приходящееся на один высокопрочный болт, должно отвечать условию:

$$S_h \le \frac{1}{k} f N_{hb}, \qquad \text{(Пр8.3)}$$

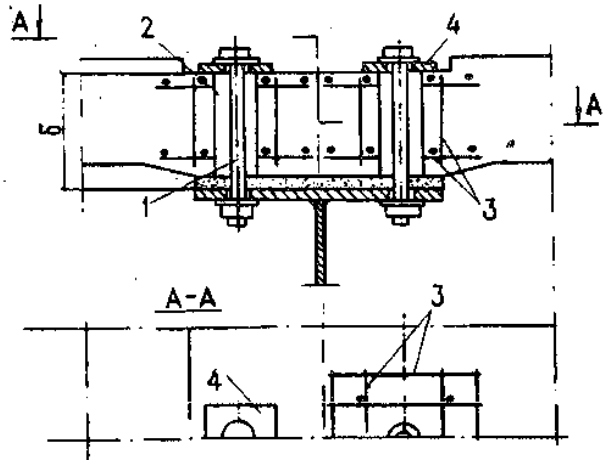
где N_{hb} – усилие натяжения высокопрочного болта, принимаемое по п. Пр8.1 настоящего приложения;

$k = 1{,}3$ – коэффициент безопасности;

f – коэффициент трения, принимаемый равным:

0,60 - при омоноличивании шва цементно-песчаным раствором или при плите из монолитного железобетона;

0,45 - при непосредственном контакте сборного железобетона со сталью.



1) - высокопрочный болт диаметром 22 или 24 мм; 2) - отверстие в бетоне диаметром 50 мм; 3) - арматурный каркас из стержней периодического профиля диаметром 10 мм; 4) - распределительная подкладка размерами 100 × 100 × 16 для болтов диаметром 22 мм и 100 × 100 × 20 для болтов диаметром 24 мм.

Рисунок Пр8.1 - Конструкция болтового объединения

Приложение Пр9 (обязательное)

Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию

Пр9.1 Расчетное сопротивление основания из нескального грунта осевому сжатию R, кПа, под подошвой фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует определять по формуле:

$$R = 1{,}7\{R_0[1 + k_1(b - 2)) + k_2\gamma(d - 3)\}, \qquad (Пр9.1)$$

где R_0 – условное сопротивление грунта, кПа, принимаемое по таблицам Пр9.1 - Пр9.3;

b – ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м; при ширине более 6 м принимается b = 6 м;

d – глубина заложения фундамента, м, принимаемая по Пр9.2;

γ – осредненное по слоям расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, вычисленное без учета взвешивающего действия воды; допускается принимать γ =19,62 кН/м^3;

k_1, k_2 – коэффициенты, принимаемые по таблице Пр9.4.

Таблица Пр9.1

Грунты	Коэффициент пористости e	Условное сопротивление R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов основания, кПа, в зависимости от показателя текучести I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супеси при $I_p \le 5$	0,5	343	294	245	196	147	98	-
	0,7	294	245	196	147	98	-	-
Суглинки при	0,5	392	343	294	245	196	147	98
$10 \le I_p \le 15$	0,7	343	294	245	196	147	98	-
	1,0	294	245	196	147	98	-	-
Глины при $I_p \ge 20$	0,5	588	441	343	294	245	196	147
	0,6	490	343	294	245	196	147	98
	0,8	392	294	245	196	147	98	-
	1,1	294	245	196	147	98	-	-

Примечания

1) Для промежуточных значений I_L и eR_0 определяются по интерполяции.

2) При значениях числа пластичности I_p в пределах 5 - 10 и 15 - 20 следует принимать средние значения R_0, приведенные в таблице Пр9.1 соответственно для супесей, суглинков и глин.

Таблица Пр9.2

Песчаные грунты и их влажность	Условное сопротивление R_0 песчаных грунтов средней плотности, кПа
Гравелистые и крупные независимо от их влажности	343
Средней крупности:	
– маловлажные	294
– влажные и насыщенные водой	245
Мелкие:	
– маловлажные	196
– влажные и насыщенные водой	147
Пылеватые:	
– маловлажные	196
– влажные	147
– насыщенные водой	98
Примечание - Для плотных песков приведенные значения R_0 следует увеличивать: – на 100%, если их плотность определена статическим зондированием, – на 60%, если их плотность определена по результатам лабораторных испытаний грунтов.	

Таблица Пр9.3

Грунт	Условное сопротивление R_0 крупнообломочных грунтов в основаниях, кПа
Галечниковый (щебенистый) из обломков пород:	
– кристаллических	1470
– осадочных	980
Гравийный (дресвяной) из обломков пород:	
– кристаллических	785
– осадочных	490
Примечание - Приведенные в таблице Пр9.3 условные сопротивления R_0 даны для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем. Если в крупнообломочном грунте содержится свыше 40% глинистого заполнителя, то значения R_0 для такого грунта должны приниматься по таблице Пр9.1 в зависимости от I_p, I_L и e заполнителя.	

Таблица Пр9.4

Грунт	Коэффициенты	
	k_1, м$^{-1}$	k_2
Гравий, галька, песок гравелистый крупный и средней крупности	0,10	3,0
Песок мелкий	0,08	2,5
Песок пылеватый, супесь	0,06	2,0
Суглинок и глина твердые и полутвердые	0,04	2,0
Суглинок и глина тугопластичные и мягкопластичные	0,02	1,5

Величину условного сопротивления R_0 для твердых супесей, суглинков и глин ($I_L < 0$) следует определять по формуле:

$$R_0 = 1{,}5R_{nc} \qquad \text{(Пр9.2)}$$

и принимать, кПа:

- для супесей – не более 981;
- для суглинков – 1962;
- для глин – 2943,

где $R_{пс}$ – предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности.

Расчетное сопротивление осевому сжатию оснований из невыветрелых скальных грунтов R, кПа, следует определять по формуле:

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g} \qquad \text{(Пр9.3)}$$

где γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4;

R_c – предел прочности на одноосное сжатие образцов скального грунта, кПа.

Если основания состоят из однородных по глубине слабовыветрелых, выветрелых или сильновыветрелых скальных грунтов, их расчетное сопротивление осевому сжатию следует определять, пользуясь результатами статических испытаний грунтов штампом. При отсутствии таких результатов допускается значение R принимать для слабовыветрелых и выветрелых скальных грунтов - по формуле (Пр9.3), принимая значение R_c с понижающим коэффициентом, равным соответственно 0,6 и 0,3; для сильновыветрелых скальных грунтов - по формуле (Пр9.1) и таблице Пр9.3 как для крупнообломочных грунтов.

Пр9.2 При определении расчетного сопротивления оснований из нескальных грунтов по формуле (Пр9.1) заглубление фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует принимать:

а) для промежуточных опор мостов - от поверхности грунта у опоры на уровне срезки в пределах контура фундамента, а в русле рек - от дна водотока у опоры после понижения его уровня на глубину общего и половину местного размыва грунта при расчетном расходе (см. 5.5.1-5.5.14);

б) для обсыпных устоев - от естественной поверхности грунта с увеличением на половину высоты конуса насыпи у передней грани фундамента по оси моста;

в) для труб замкнутого контура - от естественной поверхности грунта с увеличением на половину минимальной высоты насыпи у рассматриваемого звена;

г) для труб незамкнутого контура - от низа лотка или обреза фундамента.

Пр9.3 Расчетные сопротивления, вычисленные по формуле (Пр9.1) для глин или суглинков в основаниях фундаментов мостов, расположенных в пределах постоянных водотоков, следует повышать на величину, равную $14{,}7d_w$, кПа, где d_w - глубина воды, м, от наинизшего уровня межени до уровня, принимаемого по Пр9.2,а.

Приложение Пр10 (обязательное)

Методика проверки несущей способности по грунту свайного фундамента или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения

Пр10.1 Условный фундамент следует принимать в форме прямоугольного параллелепипеда. Его размеры для свайного фундамента с заглубленным в грунт ростверком необходимо определять по рисункам Пр10.1 и Пр10.2, с расположенным над грунтом ростверком - по рисункам Пр10.3 и Пр10.4, для фундамента из опускного колодца - по рисунку Пр10.5.

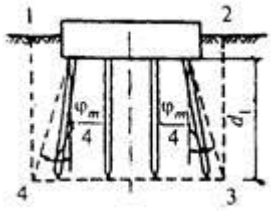


Рисунок Пр10.1 - Условный свайный фундамент с ростверком, заглубленным в грунт, при угле наклона свай менее $\varphi_m/4$

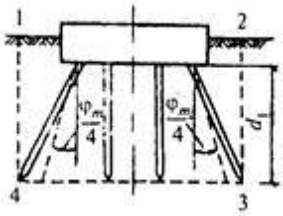


Рисунок Пр10.2 - Условный свайный фундамент с ростверком, заглубленным в грунт, при угле наклона свай более $\varphi_m/4$

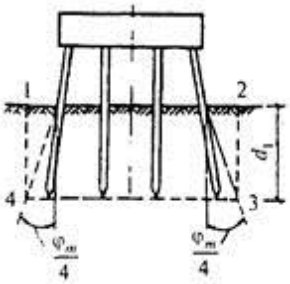


Рисунок Пр10.3 - Условный свайный фундамент с ростверком, расположенным над грунтом, при угле наклона свай менее $\varphi_m/4$

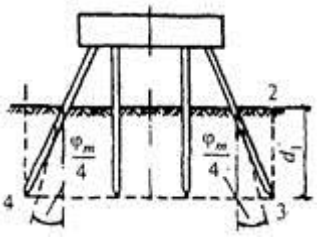
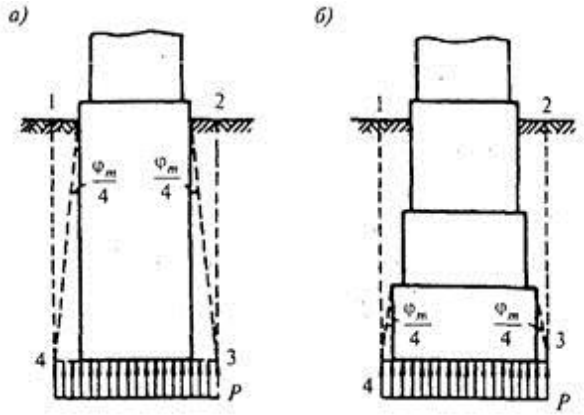


Рисунок Пр10.4 - Условный свайный фундамент с ростверком, расположенным над грунтом, при угле наклона свай более $\varphi_m/4$



а) - без уступов; б) - с уступами

Рисунок Пр10.5 - Условный фундамент из опускного колодца

Приведенное на рисунках Пр10.1 - Пр10.5 среднее значение расчетных углов трения грунтов φ_m, прорезанных сваями, следует определять по формуле:

$$\varphi_m = \frac{\Sigma \varphi_i h_i}{d} \qquad \text{(Пр10.1)}$$

где φ_i – расчетный угол внутреннего трения i-го слоя грунта, расположенного в пределах глубины погружения свай в грунт;

h_i – толщина этого слоя, м;

d – глубина погружения свай в грунт от подошвы ростверка или расчетной поверхности грунта, м, положение которой следует принимать согласно 10.10.

Несущую способность основания условного фундамента проверяют согласно 10.8, при этом подлежащие проверке среднее p, кПа, и максимальное p_{max}, кПа, давления на грунт в сечении 3 - 4 по подошве условного фундамента (рисунки Пр10.1 - Пр10.5) следует определять по формулам:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}; \qquad \text{(Пр10.2)}$$

$$p_{max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c\left(3M_c + 2F_h d_1\right)}{b_c\left(\frac{k}{c_b} d_1^4 + 3a_c^3\right)}, \qquad \text{(Пр10.3)}$$

где N_c – нормальная составляющая давления условного фундамента на грунт основания, кН, определяемая с учетом веса грунтового массива 1-2-3-4 вместе с заключенными в нем ростверком и сваями или опускным колодцем;

F_h, – соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки, кН, и

M_c ее момент относительно главной оси горизонтального сечения условного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта, кН м, принимаемой по указаниям 10.10;

d_1 – глубина заложения условного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта, м (рисунки Пр10.1 - Пр10.5);

a_c, b_c – размеры в плане условного фундамента в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки и перпендикулярном ей, м;

k – коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного выше подошвы фундамента, и принимаемый по таблице Пр10.1;

c_b – коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента, кН/м^3, определяемый по формулам:

– при $d_1 \le 10$ м $c_b = 10k$;

– при $d_1 > 10$ м $c_b = kd_1$.

Таблица Пр10.1

Грунт	Коэффициент k, кН/м^4
Текучепластичные глины и суглинки ($0{,}75 < I_L \le 1$)	490 - 1960
Мягкопластичные глины и суглинки ($0{,}5 < I_L \le 0{,}75$); пластичные супеси ($0 \le I_L \le 1$); пылеватые пески ($0{,}6 \le e \le 0{,}8$)	1961 - 3920
Тугопластичные и полутвердые глины и суглинки ($0 \le I_L \le 0{,}5$); твердые супеси ($I_L < 0$); пески мелкие ($0{,}6 \le e \le 0{,}75$) и средней крупности ($0{,}55 \le e \le 0{,}7$)	3921 - 5880
Твердые глины и суглинки ($I_L < 0$); пески крупные ($0{,}55 \le e \le 0{,}7$)	5881 - 9800
Пески гравелистые ($0{,}55 \le e \le 0{,}7$) и галька с песчаным заполнителем	9801 - 19600

Приложение Пр11 (обязательное)

Методика проверки несущей способности подстилающего слоя грунта

Пр11.1 Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта следует производить исходя из условия:

$$\rho\left(d+z_i\right)+\alpha\left(p-\rho d\right)\le\frac{R}{\gamma_n} \qquad \text{(Пр11.1)}$$

где p – среднее давление на грунт, действующее под подошвой условного фундамента мелкого заложения, кПа;

ρ – среднее (по слоям) значение расчетного удельного веса грунта, расположенного над кровлей проверяемого подстилающего слоя грунта; допускается принимать γ = 19,62 кН/м;

d – заглубление подошвы фундамента мелкого заложения от расчетной поверхности грунта, м, принимаемое согласно приложению Пр11;

z_i – расстояние от подошвы фундамента до поверхности проверяемого подстилающего слоя грунта, м;

α – коэффициент, принимаемый по таблице Пр11.1 настоящего приложения;

R – расчетное сопротивление подстилающего грунта, кПа, определяемое по формуле (Пр9.1) приложения Пр9 для глубины расположения кровли проверяемого слоя грунта;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4.

Значение коэффициента α принимается по таблице Пр11.1 в зависимости от отношения z_i/b для круглого и от отношений z_i/b и a/b для прямоугольного в плане фундаментов. Здесь a - большая сторона прямоугольного в плане фундамента, b - меньшая его сторона или диаметр круглого в плане фундамента.

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта под фундаментом из свай или из опускного колодца следует производить как под условным фундаментом размерами, принимаемыми согласно приложению Пр10.

Таблица Пр11.1

z_i/b	Коэффициент α											
	для круглого в плане фундамента	для прямоугольного в плане фундамента в зависимости от отношения сторон его подошвы a/b										
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 и более
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,872	0,879	0,880	0,881	0,881
0,6	0,547	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,757	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,8	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
1,0	0,285	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
1,2	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
1,4	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
1,6	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
1,8	0,106	0,130	0,153	0,173	0,191	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
2,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
2,2	0,073	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
2,4	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
2,6	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
2,8	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
3,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190
3,4	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
3,6	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
4,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
4,2	0,021	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
4,4	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
4,6	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
4,8	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

Приложение Пр12 (обязательное)

Методика определения дополнительных давлений на основание устоя от веса примыкающей части подходной насыпи

Пр12.1 Дополнительное давление на грунты основания под задней гранью устоя (в уровне подошвы фундамента) от веса подходной насыпи (рисунок Пр12.1) p'_1, кПа, следует определять по формуле:

$$p'_1 = \alpha_1 \rho h_1, \qquad \text{(Пр12.1)}$$

Для обсыпного устоя дополнительное давление на грунты основания под передней гранью устоя от веса конуса устоя p'_2, кПа, следует определять по формуле:

$$p'_2 = a_2 \rho h_2 \qquad \text{(Пр12.2)}$$

Давления p_1 и p_2 следует определять суммированием по соответствующим граням фундамента давления от расчетных нагрузок с добавлением p'_1 и p'_2.

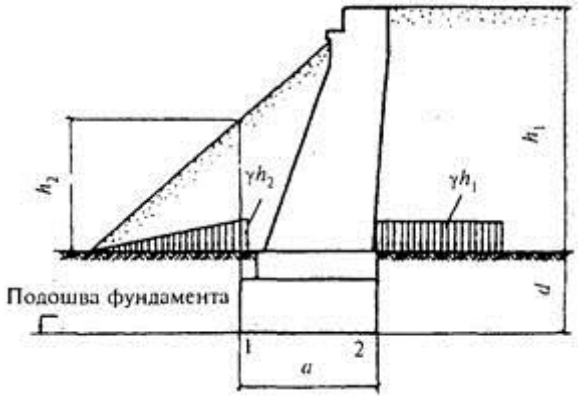
В формулах (Пр12.1) и (Пр12.2):

ρ – расчетный удельный вес насыпного грунта, допускается принимать ρ = 17,7 кН/м^3;

h_1 – высота насыпи, м;

h_2 – высота конуса над передней гранью фундамента, м;

α_1, α_2 – коэффициенты, принимаемые соответственно по таблицам Пр12.1 и Пр12.2.



1 - передняя грань; *2* - задняя грань.

Рисунок Пр12.1 - Дополнительные давления от веса подходной насыпи на грунты основания обсыпного устоя

Пр12.2 Относительный эксцентриситет равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундамента мелкого заложения следует определять по формуле:

$$\frac{e_0}{r} = \frac{p_1 - p_2}{p_1\left(\frac{a}{y} - 1\right) + p_2}, \qquad \text{(Пр12.3)}$$

где a – длина подошвы фундамента, м (рисунок Пр12.1);

y – расстояние от главной центральной оси подошвы фундамента до более нагруженного ребра, м;

e_0, r – те же значения, что и в 10.7.

Таблица Пр12.1

Глубина заложения фундамента d, м	Высота насыпи h_1, м	Значение коэффициента α_1			
		для задней грани	для передней грани устоя при длине подошвы фундамента a, м		
			до 5	10	15
5	10	0,45	0,10	0	0
	20	0,50	0,10	0,05	0
	30	0,50	-	0,06	0
10	10	0,40	0,20	0,05	0
	20	0,45	0,25	0,10	0,05
	30	0,50	-	0,10	0,05
15	10	0,35	0,20	0,10	0,05
	20	0,40	0,25	0,15	0,10
	30	0,45	-	0,20	0,15
20	10	0,30	0,20	0,15	0,10
	20	0,35	0,30	0,20	0,15
	30	0,40	-	0,20	0,15
25	10	0,25	0,20	0,20	0,15
	20	0,30	0,30	0,20	0,20
	30	0,35	-	0,20	0,20
30	10	0,20	0,20	0,20	0,15
	20	0,25	0,25	0,25	0,20
	30	0,30	0,30	0,25	0,20

Примечания

1) Для промежуточных значений d, h_1 и a коэффициент α_1 следует определять по интерполяции.

2) При расчете фундамент глубокого заложения рассматривается как условный, ограниченный контуром, принимаемым согласно приложению Пр12 настоящего свода правил.

Таблица Пр12.2

Глубина заложения фундамента d, м	Значение коэффициента α_2 при высоте конуса h_2, м		
	10	20	30
5	0,4	0,5	0,6
10	0,3	0,4	0,5
15	0,2	0,3	0,4
20	0,1	0,2	0,3
25	0	0,1	0,2
30	0	0	0,1

Примечание - Для промежуточных значений d и h_2 коэффициент α_2 следует определять по интерполяции.

Прошито, пронумеровано и скреплено печатью,

(383 страницы) триста восемьдесят три страниц

Проректор по научной работе

ФГБОУ ВПО ПГУПС Т.С. Титова