
ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО
ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ



НАЦИОНАЛЬНЫЙ
СТАНДАРТ
РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ

ГОСТ Р
(проект,
первая редакция)

ДОРОГИ АВТОМОБИЛЬНЫЕ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ
МОСТОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ЭЛЕМЕНТОВ

Настоящий проект стандарта не подлежит применению до его утверждения



Москва
Стандартинформ
2020

Предисловие

Цели и принципы стандартизации в Российской Федерации установлены Федеральным законом от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании», а правила применения национальных стандартов Российской Федерации – ГОСТ Р 1.0–2012 «Стандартизация в Российской Федерации. Основные положения»

Сведения о стандарте

- 1 РАЗРАБОТАН Обществом с ограниченной ответственностью «Мастерская Мостов» (ООО «Мастерская Мостов»)
- 2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК-418 «Дорожное хозяйство»
- 3 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от № ****-ст
- 4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Правила применения настоящего стандарта установлены в статье 26 Федерального закона от 29 июня 2015 г. № 162-ФЗ «О стандартизации в Российской Федерации». Информация об изменениях к настоящему стандарту публикуется (по состоянию на 1 января текущего года) в ежегодно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты», а текст изменений и поправок – в ежемесячно издаваемых информационных указателях «Национальные стандарты». В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего стандарта соответствующее уведомление будет опубликовано в ежемесячно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования – на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет (www.gost.ru).

© *Стандартинформ*, 2020

Настоящий стандарт не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения национального органа Российской Федерации по стандартизации

Содержание

1	Область применения
2	Нормативные ссылки
3	Термины и определения
4	Обозначения и сокращения
5	Основные положения
6	Нагрузки и воздействия
7	Проектирование сталежелезобетонных элементов
7.1	Основные положения
7.2	Расчеты по прочности
7.3	Расчет на выносливость
7.4	Расчет по трещиностойкости
7.5	Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией
7.6	Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам
8	Конструирование
9	Труботетонные несущие элементы
9.1	Основные положения
9.2	Расчетные сопротивления материалов
9.3	Основные требования к расчетам
9.4	Расчеты по предельным состояниям первой группы
9.5	Расчет по предельным состояниям второй группы
9.6	Конструктивные требования
	Приложение А (обязательное) Учет ползучести, виброползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях

Приложение Б (обязательное) Определение напряжений в сталежелезобетонных балках от усадки бетона и температурных воздействий

Приложение В (обязательное) Распределение сдвигающих усилий по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции в сложных случаях воздействий

Приложение Г (обязательное) Расчет по прочности объединения железобетона и стали гибкими упорами и анкерами

Приложение Д (обязательное) Расчеты по прочности объединения железобетона и стали высокопрочными болтами обжимающими железобетон

Приложение Е (обязательное) Определение геометрических характеристик приведенного сечения трубобетонных несущих элементов.....

Библиография

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ДОРОГИ АВТОМОБИЛЬНЫЕ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

Мостовые сооружения Проектирование сталежелезобетонных элементов

Automobile roads of general us. Bridge construction.
Design of steel-reinforced concrete elements

Дата введения – 20__ - __ - __

1 Область применения

Настоящий стандарт распространяется на мостовые сооружения, расположенные на автомобильных дорогах общего пользования (далее – автомобильные дороги), в том числе при прохождении автомобильных дорог общего пользования по территории населенных пунктов.

Настоящий стандарт устанавливает требования к правилам проектирования сталежелезобетонных элементов пролетных строений при проектировании новых, реконструируемых и подвергаемых капитальному ремонту мостовых сооружений постоянного типа, а также пешеходных мостов.

Нормы стандарта не распространяются на проектирование:

- совмещенных мостов;
- мостовых сооружений на внутрихозяйственных дорогах промышленных, сельскохозяйственных и лесозаготовительных предприятий;
- мостовых сооружений на уличной сети в городах, поселках и сельских населенных пунктах;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- механизмов разводных мостов;
- деформационных швов;
- опорных частей;
- вспомогательных (неосновных) конструкций;
- металлических конструкций с предварительным напряжением;
- галерей, конструкций для пропуска селей;
- служебных эстакад;
- коммуникационных мостов, не предназначенных для пропуска транспортных средств и пешеходов.

Требования стандарта распространяются на мостовые сооружения, предназначенные для эксплуатации в любых климатических условиях и в районах с расчетной сейсмичностью до 9 баллов включительно.

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы нормативные ссылки на следующие стандарты:

ГОСТ 27751–2014	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения
ГОСТ 28870-90	Сталь. Методы испытания на растяжение толстолистного проката в направлении толщины
ГОСТ 32960-2014	Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения
ГОСТ 33178-2014	Дороги автомобильные общего пользования. Классификация мостов
ГОСТ 33384-2015	Дороги автомобильные общего пользования. Проектирования мостовых сооружений. Общие

требования

ГОСТ 33390-2015 Дороги автомобильные общего пользования.
Мосты. Нагрузки и воздействия

ГОСТ Р Дороги автомобильные общего пользования.
Мостовые сооружения. Проектирование
металлических элементов

ГОСТ Р Дороги автомобильные общего пользования.
Мостовые сооружения. Проектирование
железобетонных элементов

ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования.
Мостовые сооружения. Правила расчета
сталежелезобетонных пролетных строений».

СП 35.13330.2011 СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы с
Изменениями №1, №2

СП 131.13330. 2018 СНиП 23-01-99* Строительная климатология

СП 159.1325800. 2014 Сталежелезобетонные пролетные строения
автодорожных мостов. Правила расчета

Примечание – При пользовании настоящим стандартом целесообразно проверить действие ссылочных стандартов в информационной системе общего пользования — на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по соответствующим ежемесячно издаваемым информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный стандарт заменен (изменен), то при пользовании настоящим стандартом следует руководствоваться заменяющим (измененным) стандартом. Если ссылочный стандарт отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Термины и определения

3.1 В настоящем стандарте применены следующие термины с соответствующими определениями:

3.1.1

несущая способность: Максимальный эффект воздействия, реализуемый в строительном объекте без превышения предельных состояний.

[ГОСТ 27751-2014, статья 2.2.4]

3.1.2

надежность: Способность строительного объекта выполнять требуемые функции в течении расчетного срока эксплуатации.

[ГОСТ 27751-2014, статья 2.2.4]

3.1.3

мостовое сооружение: Инженерное сооружение, состоящее из опор и пролетных строений, предназначенное для пропуска через препятствие разных видов транспортных средств, пешеходов, водотоков, селей и коммуникаций различного назначения (мосты, путепроводы, пешеходные мосты, виадуки, эстакады, акведуки, селедуки); часто подменяется термином «мост».

[ГОСТ 33384-2015, пункт 3.7]

3.1.4

мост автодорожный: Мост на автомобильных дорогах, предназначенный для движения по нему транспортных средств.

[ГОСТ 33178-2014, пункт 3.4]

3.1.5

мост пешеходный: Мост, предназначенный в основном для движения пешеходов.

[ГОСТ 33178-2014, пункт 3.5]

3.1.6

мост городской: Мост, являющейся частью уличной сети городов.
[ГОСТ 33178-2014, пункт 3.8]

3.1.7

мост сталежелезобетонный: Мост из железобетонных и стальных конструкций, объединенных между собой элементами, обеспечивающими их совместную работу под нагрузками.
[ГОСТ 33178-2014, пункт 3.18]

3.1.8

основные конструкции: Конструкции, обеспечивающие основные функциональные свойства мостового сооружения.

3.1.9

вспомогательные (неосновные) конструкции: Конструкции, обеспечивающие защиту, безопасность в экстремальных ситуациях, удобство содержания в период эксплуатации и другие вспомогательные функциональные свойства.

3.1.10

момент замыкания стали и бетона: Начало совместной работы¹ стальной балки и железобетонной плиты проезжей части.

3.1.11

саморазогрев бетона: Повышение температуры бетона в процессе твердения вследствие экзотермии цемента.

3.1.12

температура саморазогрева бетона: Разность температур между стальной балкой и железобетонной плитой проезжей части в момент замыкания стали и бетона.

¹ Условно считают момент, когда прочность бетона достигает 30 процентов расчетной прочности.
Момент замыкания стали и бетона как правило наступает через 1-1,5 суток после укладки бетонной смеси.

3.1.13

трубобетонные конструкции: Сталежелезобетонные конструкции, состоящие из наружной стальной оболочки в виде круглой трубы и внутреннего бетонного ядра с рабочей и конструктивной стержневой арматурой или без нее; расчетные усилия от всех воздействий в трубобетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном, металлом трубы и рабочей стержневой арматурой.

3.1.14

стержневая арматура: Арматура в виде отдельных стержней, каркасов и сеток.

3.1.15

совместная работа: Восприятие нагрузки сталежелезобетонным элементом, в котором бетонная и стальная компонента деформируются как единая конструкция.

3.1.16

сдвиговое соединение: Соединение между бетонным и стальным компонентами сталежелезобетонного элемента, исключающее сдвиг одного компонента относительно другого и позволяющее рассчитывать оба компонента как части единого конструктивного элемента.

3.1.17

жесткий упор: Конструктивный элемент, объединяющий стальную и железобетонную части сталежелезобетонной конструкции, не допускающий их сдвига друг относительно друга.

3.1.18

гибкий упор: Конструктивный элемент, объединяющий стальную и железобетонную части сталежелезобетонной конструкции при их совместной работе и возможном незначительном взаимном сдвиге.

4 Обозначения и сокращения

- 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;
$\sigma_i, \sigma_{il}, M_{ij}$	– напряжения в i - м материале сечения с указанием самоуравновешенных напряжений по сечению i или местоположения проверяемой фибры j ;
$\varepsilon_i, \varepsilon_{ij}$	– деформации i - го материала сечения или от i - го воздействия с указанием j - го положения по сечению;
ρ	– характеристика цикла;
α_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;
D_p	– внешний диаметр трубобетонного элемента;
t_p	– толщина стенки трубы трубобетонного элемента;
R_{pc}	– расчетное сопротивление металла трубы при сжатии в составе трубобетонного элемента;
R_{bp}	– расчетное сопротивление бетона при сжатии в составе трубобетонного элемента;

КМ, (КЖ) – конструкции металлические, (железобетонные).

5 Основные положения

5.1 Тип исполнения металлических элементов сталежелезобетонных пролетных строений, в зависимости от значения расчетной минимальной температуры следует назначать:

- до минус 40 включительно – Обычное;
- ниже минус 40 до минус 50 включительно – Северное А;
- ниже минус 50 – Северное Б.

За расчетную минимальную температуру следует принимать среднюю температуру наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства в соответствии с требованиями СП 131.13330 с обеспеченностью 0,98.

5.2 При проектировании металлических элементов сталежелезобетонных пролетных строений мостов необходимо:

выбирать оптимальные в технико-экономическом отношении схемы, системы и конструкции пролетных строений, рациональные и эффективные сечения элементов, профили проката и марки (классы) сталей;

обеспечивать технологичность конструкций при заводском изготовлении и монтаже;

предусматривать унификацию деталей, узлов, соединений, отправочных марок, профилей проката с минимальной номенклатурой и минимальными отходами при раскрое;

применять отправочные марки и укрупненные монтажные блоки максимальной заводской готовности с минимальными объемами работ по образованию соединений на монтаже;

назначать допуски на линейные размеры и геометрическую форму отправочных марок исходя в первую очередь из обеспечения

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

беспрепятственной и нетрудоемкой собираемости конструкций на монтаже;

предусматривать применение наиболее надежных экономичных и нетрудоемких заводских и монтажных соединений: сварных, фрикционных, болтовых, шарнирных и комбинированных (фрикционно-сварных и болтосварных);

обеспечивать возможность осмотра, очистки, окраски и ремонта конструкций; исключать в элементах, узлах и соединениях зоны, в которых возможно скопление воды и других загрязнений;

предусматривать дренажные отверстия в местах скопления воды, проветривание внутренних зон и герметизацию полностью замкнутых профилей, элементов и блоков;

указывать в документации КМ и КЖ: марки (классы) сталей и требования к ним, классов бетона по прочности на сжатие в соответствии с действующими нормативными документами; типы и размеры заводских и монтажных сварных соединений, участки сварных швов с полным проплавлением толщины детали; угловые швы с роспусками; способы защиты от коррозии. Документация КМ и КЖ должна содержать все данные для заказа металлопроката, метизов, бетона и железобетонных элементов и т.п..

5.3 Сечения металлических и железобетонных элементов мостовых сталежелезобетонных конструкций должны быть оптимальными из условий расчета их на прочность, устойчивость, выносливость и деформативность.

5.4 При проектировании сталежелезобетонных мостов следует соблюдать требования **ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов»** и **ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»**.

5.5 Для элементов сталежелезобетонных мостов необходимо соблюдать указания об обеспечении требуемой надежности конструкций от возникновения предельных состояний двух групп, предусмотренных ГОСТ 27751.

Для этого, наряду с назначением соответствующих материалов по 5.4 и выполнением предусмотренных конструктивных требований, необходимо проведение указанных в настоящем стандарте расчетов.

В зависимости от класса сооружений при их проектировании необходимо использовать коэффициент надежности по ответственности, минимальные значения которых приведены в таблице 2 раздела 10 ГОСТ 27751.

5.6 Расчеты следует выполнять в соответствии с требованиями статьи 3 ТР ТС 014/2011 [1]. Конструктивные элементы сталежелезобетонных мостовых сооружений следует рассчитывать на нагрузки и воздействия и их сочетания, указанных в разделе 3 (подразделы 3.1 – 3.2) ГОСТ 33390 и пунктах 6.1 – 6.3 СП 35.13330.

5.7 Расчеты сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных, городских и пешеходных мостов необходимо выполнять с комплексным учетом следующих конструктивно-технологических факторов: последовательности бетонирования (монтажа) плиты проезжей (прохожей) части, усадки и ползучести бетона, трещинообразования, саморазогрева бетона в процессе твердения, температурных перепадов между стальной и железобетонной частями поперечного сечения.

5.8 Расчеты сталежелезобетонных пролетных строений мостов на постоянные нагрузки и воздействия, а также на температурные перепады допускается выполнять с применением плоских расчетных схем, исходя из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной частей в соответствии с СП 159.1325800. Податливость швов объединения необходимо

учитывать для балок пролетом менее 8 м и решетчатых ферм с панелями менее 8 м.

5.9 Расчеты на воздействие временных вертикальных нагрузок от транспорта и пешеходов следует выполнять с учетом пространственной работы конструкции. Рекомендуется, особенно при расчете конструкций сложного очертания в плане (косоугольных, криволинейных и т.п.), применять методику получения и загрузки линий и поверхностей влияния усилий, напряжений, деформаций и перемещений с поиском неблагоприятного расположения временных нагрузок на пролетном строении и расчетных сочетаний нагрузок.

5.10 Оценку сопротивляемости нормальных к продольной оси моста сечений изгибаемых сталежелезобетонных балок наступлению предельных состояний, а также расчеты на воздействие усадки и саморазогрева бетона в процессе твердения рекомендуется выполнять в соответствии с предлагаемой в СП 159.1325800 обобщенной методикой.

Предлагаемая обобщенная методика расчета нормальных сечений изгибаемых элементов базируется на применении: уравнений равновесия; гипотезы плоских сечений и диаграмм деформирования материалов. В основе ее реализации лежат вычислительные процедуры численного интегрирования, решения интерполяционной задачи, нахождения корней трансцендентных уравнений.

6 Нагрузки и воздействия

6.1 Расчеты сталежелезобетонного пролетного строения следует выполнять последовательно на нагрузки и воздействия различных видов с учетом изменения жесткости конструкции в процессе ее возведения (стадийности) с накоплением и последующим суммированием результатов. Коэффициенты сочетаний к временным нагрузкам и воздействиям следует принимать в соответствии Приложением В ГОСТ 33390.

6.2 Расчеты сталежелезобетонного пролетного строения следует выполнять на нагрузки и воздействия следующих видов:

- нагрузки от веса металлоконструкций;
- нагрузки от веса плиты проезжей (прохожей) части с учетом последовательности бетонирования (монтажа);
- нагрузки от веса мостового полотна, включая обустройство проезжей (прохожей) части;
- временные подвижные нагрузки от транспортных средств и пешеходов;
- воздействия от усадки бетона;
- воздействия от ползучести бетона;
- воздействия от саморазогрева бетона в процессе твердения;
- временные воздействия от температурных перепадов между стальной и железобетонной частями сталежелезобетонной балки.

К постоянным относят все перечисленные выше нагрузки кроме транспортных и температурных.

6.3 На нагрузки от веса металлоконструкций балки работают стальным сечением. Нагрузки от веса плиты проезжей (прохожей) части воспринимают балки, состоящие из стальных и сталежелезобетонных участков, совокупность которых в процессе

сооружения плиты постепенно меняется – от стальной до сталежелезобетонной конструкции.

Остальные нагрузки и воздействия балки воспринимают сталежелезобетонным сечением.

6.4 В неразрезных пролетных строениях расчет на воздействия от усадки, ползучести, саморазогрева и температурных перепадов осуществляют в два этапа:

- на первом этапе рассчитывают объемлющее разрезное пролетное строение, полученное путем условного отбрасывания промежуточных опор и принимаемое в качестве основной системы метода сил. В поперечных сечениях разрезного пролетного строения определяют напряжения и кривизны;

- на втором этапе, с помощью полученных значений кривизны, раскрывают статическую неопределимость. Напряжения первого и второго этапов суммируют.

6.5 Следует рассматривать три вида сочетаний нагрузок и воздействий:

- постоянные и временные от транспорта и пешеходов с коэффициентом сочетаний, равным единице;

- постоянные, временные от транспорта и пешеходов с коэффициентом сочетаний равным 0,8 и временные от температурных перепадов с коэффициентом сочетаний равным 0,7;

- постоянные, временные от транспорта и пешеходов с коэффициентом сочетаний равным 0,7 и временные от температурных перепадов с коэффициентом сочетаний равным 0,8.

7 Проектирование сталежелезобетонных элементов

7.1 Основные положения

7.1.1 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.

7.1.2 Требования к качеству и расчетные характеристики материалов сталежелезобетонных конструкций, а также не предусмотренные в настоящем разделе указания по расчету и конструированию следует принимать согласно 5.4.

7.1.3 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, определяемый по 6.1.15 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

7.1.4 Состав расчетов и виды учитываемых в них неупругих деформаций следует принимать по таблице 7.1. 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 Приложениям А и Б.

Расчеты сталежелезобетонных пролетных строений следует выполнять с учетом: последовательности бетонирования (монтажа) плиты проезжей (прохожей) части, усадки и ползучести бетона, трещинообразования, саморазогрева бетона в процессе твердения,

температурных перепадов между стальной и железобетонной частями поперечного сечения.

Оценку сопротивляемости нормальных к продольной оси моста сечений изгибаемых сталежелезобетонных балок наступлению предельных состояний, а также расчеты на воздействие усадки и саморазогрева бетона в процессе твердения допускается выполнять с использованием нелинейной деформационной модели.

Т а б л и ц а 7.1

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)
		пролетных строений автодорожных, городских и пешеходных мостов	по образованию трещин	по раскрытию трещин		
Постоянные	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	—	<i>kr, us, cr</i>
Временные вертикальные	<i>cr, pl</i>	<i>cr</i>	<i>wud</i>	<i>cr</i>	<i>cr</i>	<i>cr</i>
Температурные и усадочные	<i>cr, pl</i>	—	<i>wud</i>	<i>cr</i>	—	—
Временные поперечные	<i>pl</i>	—	—	—	<i>cr</i>	—
горизонтальные						
При транспортировании, монтаже, предварительном напряжении и регулировании	<i>wud</i>	—	<i>wud</i>	<i>cr</i>	—	<i>wud</i>
Обозначения, принятые в таблице 7.1: <i>kr</i> — ползучесть бетона; <i>us</i> — обжатие поперечных швов сборной железобетонной плиты; <i>cr</i> — поперечные трещины в железобетоне (от всей совокупности действующих нагрузок); <i>pl</i> — ограниченные пластические деформации стали и бетона (от всей совокупности действующих нагрузок и только при проверке сечения); <i>wud</i> — без учета неупругих деформаций; тире (—) обозначает, что расчет не производится.						

7.1.5 Ползучесть бетона необходимо учитывать при определении усилий и моментов от постоянных нагрузок и воздействий, если наибольшие напряжения в бетоне от них превосходят $0,2 \cdot R_b$, где R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию по 6.1.7 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

При определении влияния ползучести бетона на сталежелезобетонную конструкцию следует, как правило, учитывать изгибную жесткость железобетонной части конструкции ($E_b \cdot I_b$).

Ползучесть бетона допускается учитывать приближенно по Приложению А, если $E_b \cdot I_b \leq 0,2 \cdot E_{st} \cdot I_s$; здесь $E_{st} \cdot I_s$ — изгибная жесткость стальной части конструкции.

Потери натяжения напрягаемой арматуры от ползучести бетона, а также дополнительные деформации от обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты в сталежелезобетонной конструкции следует определять по Приложению А.

7.1.6 При расчетах на усадку бетона разгружающее влияние усадки не учитывается.

Предельную относительную деформацию усадки бетона ε_{shr} следует принимать равной:

$2 \cdot 10^{-4}$ — для монолитной плиты

$1 \cdot 10^{-4}$ — для сборной плиты.

Допускается уравновешенные в пределах поперечного сечения напряжения от усадки бетона определять по Приложению Б.

Ползучесть бетона от усадочных напряжений допускается учитывать путем применения в расчетах условного модуля упругости бетона $E_{ef,shr} = 0,5 \cdot E_b$. Значения E_b принимать по 7.1.3.

7.1.6 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 7.1, а):

в случае когда температура стали выше, чем железобетона, и балка подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей при наклоне их к горизонту 30 градусов 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 воздействия (освещения) солнечных лучей, — 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 посередине:

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 автодорожных и городских мостов с ездой поверху без (до) устройства на железобетонной плите проезжей части одежды ездового полотна 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 7.1, б) с ординатой в i - й точке

$$t_{ni} = t_{n,max} \cdot v_{ti} = t_{n,max} \cdot \sqrt{3,91 \cdot \frac{Z_{b1,i}}{h_w} - 3,82 \cdot \left(\frac{Z_{b1,i}}{h_w}\right)^2}, \quad (7.1)$$

где $Z_{b1,i}$, h_w — по рисунку 7.1, а), см;

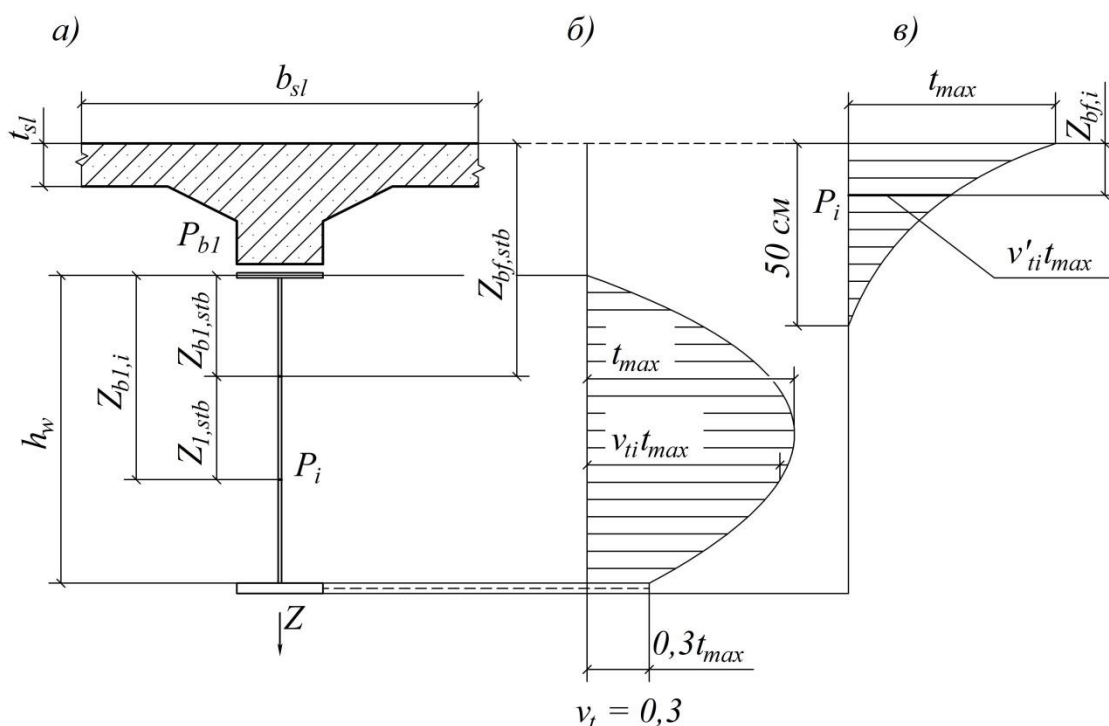
по «б» и «в» — с принятием прямоугольной эпюры разности температуры по всей высоте стальной части сечения;

по «г» — с принятием криволинейной эпюры разности температуры по рисунку 7.1, в), с ординатой в i -й точке

$$t_{ni} = t_{n,max} \cdot v'_{ti} = t_{n,max} \cdot \left(\frac{Z_{bf,i}}{50} - 1\right)^2, \quad (7.2)$$

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 7.1, б). Допускается уравновешенные в пределах поперечных сечений напряжения от изменений температуры определять по Приложению Б.



- а — схема поперечного сечения;
 б — криволинейная эпюра разности температуры по высоте стальной части сечения;
 в — криволинейная эпюра разности температуры для верхней части сечения балки (железобетонной плиты)

Рисунок 7.1 — Поперечное сечение сталежелезобетонной конструкции и расчетные эпюры разности температуры

7.1.7 Сжатую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности и трещиностойкости.

Влияние развития ограниченных пластических деформаций бетона и стали на распределение усилий в статически неопределимых конструкциях допускается не учитывать.

7.1.8 Растянутую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности и трещиностойкости.

Категории требований по трещиностойкости следует принимать согласно 8.1.1 **ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».**

Жесткость при растяжении железобетонной плиты с учетом образовавшихся трещин определяется выражением $(E_r \cdot A_r) / \Psi_{cr}$; 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 7.2.

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.

Т а б л и ц а 7.2

Арматура	Значения коэффициента Ψ_{cr} для	
	автодорожных и городских мостов при расчетах по прочности и трещиностойкости	пешеходных мостов при расчетах по прочности и трещиностойкости
Гладкая, пучки высокопрочной проволоки, стальные канаты	0,70	0,70
Периодического профиля	0,50	0,60

7.1.9 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.

7.1.10 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.

7.1.11 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 7.2).

Расчетное значение свеса плиты следует, как правило, определять пространственным расчетом; допускается принимать ее значение в соответствии с таблицей 7.3.

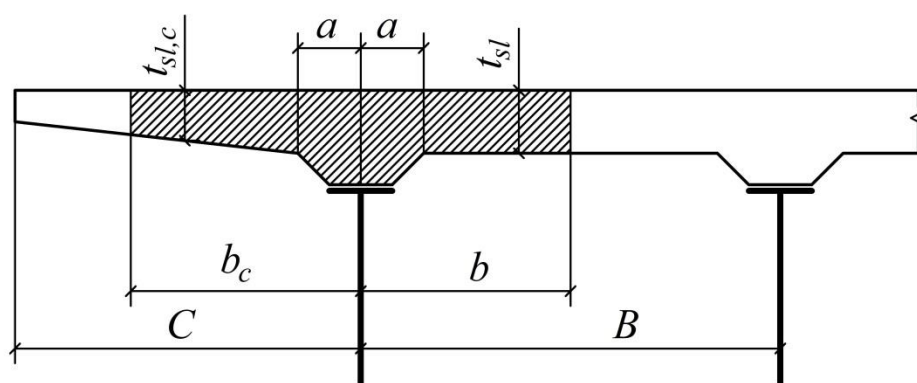


Рисунок 7.2 — Схема для определения расчетной ширины железобетонной плиты, учитываемой в составе сечения

7.1.12 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 указаниям 7.1.3. При учете неупругих деформаций допускается использовать коэффициенты приведения, найденные по условным модулям упругости бетона, определяемым по Приложениям А и Б.

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 19 ГОСТ Р

«Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения.
Проектирование железобетонных элементов».

Подливку, одежду ездового полотна автодорожных и городских мостов (или одежду проходной части пешеходных мостов) в составе расчетного поперечного сечения учитывать не следует.

Т а б л и ц а 7.3

Положение свеса плиты относительно стальной части, его обозначение	Параметр плиты l	Расчетная величина свеса плиты
Свес в сторону соседнего стального элемента b	Св. $4B$	$B/2$
	Менее $4B$	$a + 6 \cdot t_{sl}$, но не более $B/2$ и не менее $l/8$
Свес в сторону консоли b_c	Св. $12C$	C
	Менее $12C$	$a + 6 \cdot t_{sl,c}$, но не более C и не менее $l/12$
<i>Обозначения, принятые в таблице 7.3:</i> 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, — расстоянию для поперечных балок проезжей части; B — расстояние между осями стальных конструкций, равноценных по жесткости (рисунок 7.2); C — конструктивный консольный свес плиты от оси стальной конструкции (рисунок 7.2).		

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

7.1.13 Центры тяжести стального и приведенного сечений следует определять по сечению брутто.

Ослабление сечений болтовыми отверстиями учитывается согласно 9.1.5 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов».

7.1.14 Прочность и устойчивость стальных балок при монтаже проверяют согласно 9.3.2.4, 9.3.2.5 и 9.3.4.6 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов».

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 Приложению А ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

7.2 Расчеты по прочности

7.2.1 Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие положительного изгибающего момента (вызывающего в верхнем поясе сжатие) следует выполнять по формулам таблицы 7.4 по одному из расчетных случаев А, Б или В (рисунок 7.3) 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 .

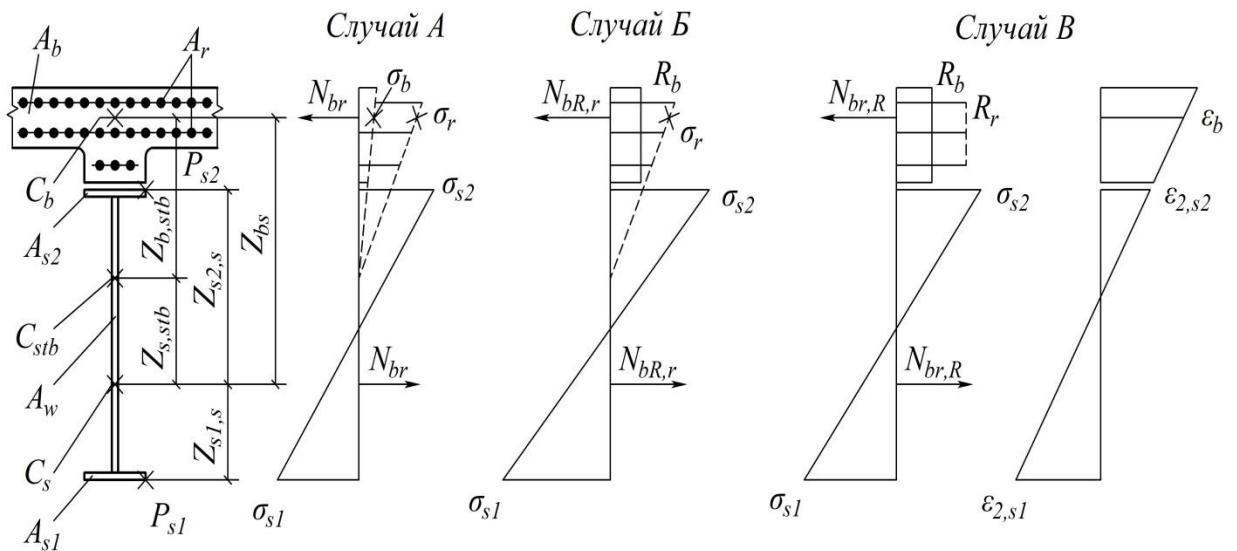


Рисунок 7.3 — Усилия, напряжения и деформации в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем положительный изгибающий момент

7.2.2 При расположении нейтральной оси сечения в пределах высоты железобетонной плиты и напряжениях в растянутой части плиты, превосходящих $m_b R_{bt}$ по 6.1.7 и 6.1.8 **ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»**, в состав сечения следует включать только сжатую часть бетона. Проверку прочности сечения следует выполнять с учетом неравномерного распределения напряжений по высоте железобетонной плиты.

7.2.3 Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие отрицательного изгибающего момента (вызывающего в верхнем поясе растяжение) следует выполнять по формулам таблицы 7.6 по одному из расчетных случаев Г или Д (рисунок 7.4) в зависимости от величины напряжения в бетоне σ_b на уровне центра тяжести железобетонной плиты.

7.2.4 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 7.2.1 — 7.2.3.

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.

7.2.5 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 7.4.1, 7.4.2, 7.4.4, 7.4.5, 7.6.1 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов» и 7.1.9, а в расчете всего сечения следует учитывать разгрузку стальной его части равнодействующей сжимающих или растягивающих продольных сил, воспринимаемых плитой.

Т а б л и ц а 7.4

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях		
	А	Б	В
<i>Критерии:</i> соотношения жесткостей	$E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$	—	—
напряжения в бетоне (сжатие (+), растяжение (-))	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} < m_b R_b$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \geq m_b R_b$	
Напряжения в расчетной продольной арматуре (сжатие (+), растяжение (-))	$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} < m_r R_r$		$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} \geq m_r R_r$
<i>Проверки:</i> железобетона (сжатие (+), растяжение (-))	—	—	$\frac{k}{E_{st}} \left(\frac{M_2 - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{bs}} - \frac{N_{br, R}}{A_s} \right) \leq \varepsilon_{b, lim}$
стального верхнего пояса (сжатие (+), растяжение (-))	$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_4 W_{s2, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_1 m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$	
стального нижнего пояса (сжатие (+), растяжение (-))	$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, r}}{\alpha_3 W_{s1, s}} - \frac{N_{br, r}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s1, s}} - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$
<i>Обозначения, принятые в таблице 7.4:</i> $M = M_1 + M_2$ — 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.			

Продолжение таблицы 7.4

Обозначения, принятые в таблице 7.4:

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 изменений температуры (за исключением случая, когда температура железобетонной плиты согласно 7.1.6, г) выше, чем стали, и расчеты проводятся по формулам таблиц 7.4 — 7.6) соответственно в бетоне и в продольной арматуре;

$A_s = A_{s1} + A_{s2} + A_w$ — 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 7.3;

$n = \frac{E_{st}}{E_{rs}}$ — коэффициент приведения, принимаемый по 7.1.12;

n_b — коэффициент приведения, принимаемый по 7.1.3;

$\varepsilon_{b, lim} = 0,0016$ — предельная (для сталежелезобетонных элементов конструкций) относительная деформация бетона в уровне центра тяжести его поперечного сечения;

$R_y, R_b, R_r = R_{rs}$ — расчетные сопротивления соответственно материала стальной конструкции согласно 7.1 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов»; бетона сжатию согласно 6.1.7, ненапрягаемой продольной арматуры согласно 6.2.5 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

Окончание таблицы 7.4

Обозначения, принятые в таблице 7.4:

$\alpha_3 = 1 + \eta(\alpha - 1)$ — поправочный коэффициент к моменту сопротивления при расчете прочности стальной балки на совместное действие изгибающего момента и осевой силы;

$\alpha_4 = \alpha_3 / m_1$ — поправочный коэффициент к моменту сопротивления при проверке стального верхнего пояса, принимаемый не менее 1,0;

α — коэффициент, принимаемый по 9.2.2.1 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов»;

η — коэффициент, принимаемый по таблице 7.5;

m — коэффициент условий работы стальной конструкции, принимаемый по 8.1 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов»;

m_b — коэффициент условий работы бетона, принимаемый по 6.1.8 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»;

m_r — коэффициент условий работы арматуры, принимаемый по 6.2.7 — 6.2.12 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»;

$m_1 = 1 + \frac{m_b R_b - \sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$ — 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 $\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{s2,s}} \leq m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s}$; в случае если

$\left(m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} < \frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{s2,s}} \right) \leq [1 + \eta(\alpha - 1)] \cdot \left(m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} \right)$, k определяют интерполяцией между предельными значениями $k = 1$ и $k = 1,0 + \frac{0,0009 \cdot E_{st}}{m R_y}$.

Т а б л и ц а 7.5

$\frac{A_{s2}}{A_{s1}}$	Значения коэффициента η при $\frac{N}{A_s m R_y}$, равном							
	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
0	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{0,98}$	$\frac{1,0}{0,94}$	$\frac{1,0}{0,90}$	$\frac{1,0}{0,87}$	$\frac{1,0}{0,81}$	$\frac{0,99}{0,75}$	$\frac{0,98}{0,67}$
0,2	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{0,97}$	$\frac{1,0}{0,92}$	$\frac{1,02}{0,87}$	$\frac{1,03}{0,80}$	$\frac{1,04}{0,70}$	$\frac{1,05}{0,57}$	$\frac{1,06}{0,38}$
0,4	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,04}{0,90}$	$\frac{1,08}{0,8}$	$\frac{1,12}{0,67}$	$\frac{1,14}{0,52}$	$\frac{1,16}{0,34}$	$\frac{1,19}{0,53}$	$\frac{1,20}{0,68}$
0,6	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,10}{0,84}$	$\frac{1,19}{0,64}$	$\frac{1,28}{0,40}$	$\frac{1,35}{0,56}$	$\frac{1,40}{0,75}$	$\frac{1,44}{0,95}$	$\frac{1,46}{1,13}$
0,8	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,20}{0,61}$	$\frac{1,39}{0,51}$	$\frac{1,55}{0,84}$	$\frac{1,70}{1,12}$	$\frac{1,83}{1,36}$	$\frac{1,93}{1,60}$	$\frac{1,98}{1,86}$
1,0	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,29}{1,29}$	$\frac{1,63}{1,63}$	$\frac{2,04}{2,04}$	$\frac{2,47}{2,47}$	$\frac{2,86}{2,86}$	$\frac{3,20}{3,20}$	$\frac{3,38}{3,38}$

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 7.5

$\frac{A_{s2}}{A_{s1}}$	Значения коэффициента η при $\frac{N}{A_s m R_y}$, равном						
	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
0	$\frac{0,96}{0,58}$	$\frac{0,95}{0,45}$	$\frac{0,92}{0,28}$	$\frac{0,88}{0,52}$	$\frac{0,83}{0,68}$	$\frac{0,75}{0,76}$	$\frac{0,63}{0,82}$
0,2	$\frac{1,07}{0,49}$	$\frac{1,06}{0,61}$	$\frac{1,05}{0,72}$	$\frac{1,02}{0,82}$	$\frac{0,99}{0,91}$	$\frac{0,90}{0,99}$	$\frac{0,75}{1,05}$
0,4	$\frac{1,21}{0,84}$	$\frac{1,20}{0,98}$	$\frac{1,18}{1,12}$	$\frac{1,16}{1,22}$	$\frac{1,13}{1,30}$	$\frac{1,09}{1,38}$	$\frac{1,04}{1,42}$
0,6	$\frac{1,47}{1,30}$	$\frac{1,46}{1,45}$	$\frac{1,45}{1,58}$	$\frac{1,42}{1,69}$	$\frac{1,39}{1,76}$	$\frac{1,35}{1,84}$	$\frac{1,30}{1,90}$
0,8	$\frac{2,00}{2,08}$	$\frac{2,02}{2,29}$	$\frac{2,01}{2,47}$	$\frac{1,99}{2,52}$	$\frac{1,97}{2,50}$	$\frac{1,91}{2,46}$	$\frac{1,84}{2,38}$
1,0	$\frac{3,49}{3,49}$	$\frac{3,56}{3,56}$	$\frac{3,57}{3,57}$	$\frac{3,53}{3,53}$	$\frac{3,43}{3,43}$	$\frac{3,29}{3,29}$	$\frac{3,05}{3,05}$

Т а б л и ц а 7.6

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях	
	Г	Д
Критерии: соотношения жесткостей	$E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$	—
напряжений в бетоне (сжатие (+), растяжение (-))	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} > 0,1 m_b R_b$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \leq 0,1 m_b R_b$
Проверки: напряжения в продольной арматуре железобетона (растяжение (+), сжатие (-))	—	$\sigma_r = \frac{-M_2 - Z_{b, s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\Psi_{cr} n_r W_{r, s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\Psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri} \leq m_r R_r$
стального верхнего пояса (растяжение (+), сжатие (-))	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{\alpha_5 W_{s2, s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_2 m R_y$	$\frac{-M - Z_{rs} N_{rR}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{rR}}{A_s} \leq m R_y$
стального нижнего пояса (растяжение (+), сжатие (-))	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{-M - Z_{rs} N_r}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_r}{A_s} \leq m R_y$
Обозначения, принятые в таблице 7.6: M; M_1; M_2; σ_{bi}; σ_{ri}; A_b; A_s; A_{s2}; $W_{b, stb}$; $W_{s1, s}$; $W_{s2, s}$; n_b; n_r; R_y; R_b; R_r; α_3; m; m_r; m_b — см. обозначения к таблице 7.4; $A_{s\psi} = A_s + \frac{A_r}{n_r \Psi_{cr}}$; $W_{r, s\psi} = \frac{I_{s\psi}}{Z_{r, s\psi}}$; $I_{s\psi}$ — 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 7.4; $\alpha_5 = \alpha_3/m_2$ — поправочный коэффициент, принимаемый не менее 1,0; $m_2 = 1 + \frac{\sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$ — коэффициент условий работы верхнего стального пояса, принимаемый не более 1,2.		

Обозначения, принятые в таблицах 7.4— 7.6:

$N = N_{br} = A_b \cdot \sigma_b + A_r \cdot \sigma_r$ — в случаях А и Г;

$N = N_{br,R} = A_b \cdot R_b + A_r \cdot \sigma_r$ — в случае Б при проверке нижнего пояса;

$N = N_{br,R} = A_b \cdot R_b + A_r \cdot R_r$ — в случае Б при проверке верхнего пояса, а также в случае В;

$N = N_{r,R} = A_r \cdot R_r$ — в случае Д при проверке верхнего пояса;

$N = N_r = A_r \cdot \sigma_r$, но не более $A_r \cdot R_r$ — в случае Д при проверке нижнего пояса.

П р и м е ч а н и я

1 Случаи А, Б и В следует принимать по 7.2.1 (рисунок 7.3), Г и Д — по 7.2.3 (рисунок 7.4).

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»).

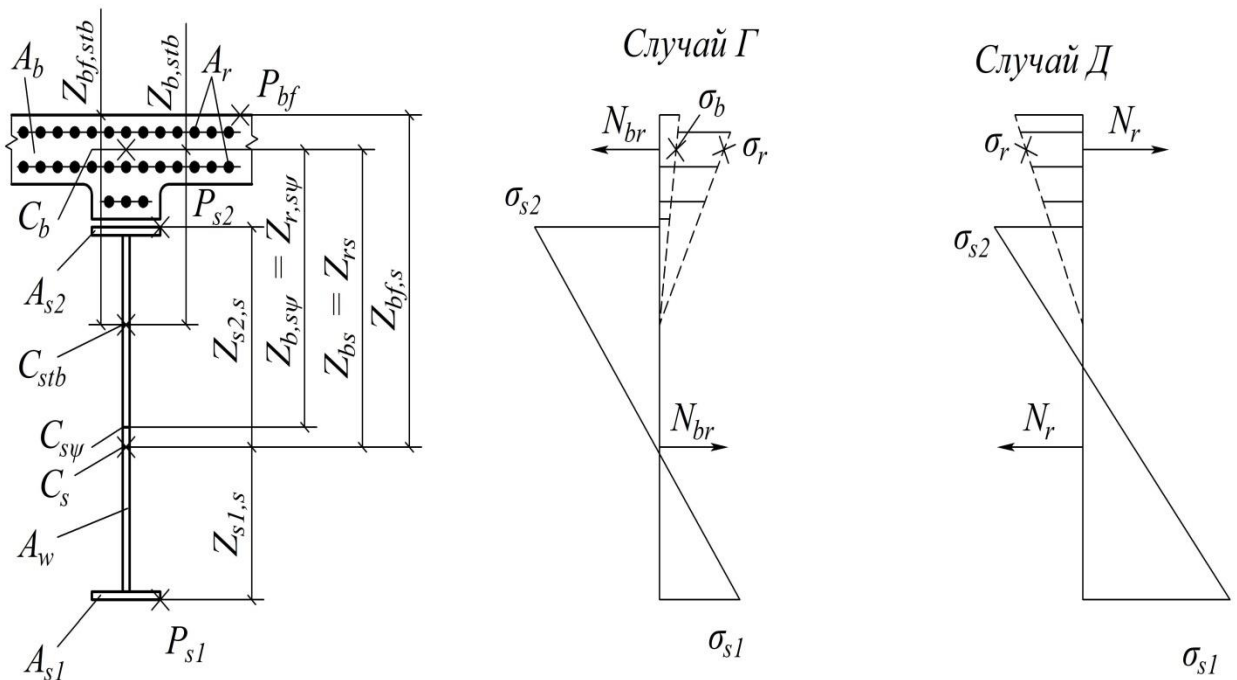


Рисунок 7.4 — Усилия и напряжения в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем отрицательный изгибающий момент

7.3 Расчет на выносливость

7.3.1 Расчет на выносливость следует выполнять только для стальной части конструкции, креплений конструкций объединения, а также плиты проезжей части автодорожных, городских и пешеходных мостов. 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 7.1.4, 7.1.5 и Приложению А.

Температурные воздействия, усадку бетона и горизонтальные нагрузки в расчетах на выносливость допускается не учитывать.

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

В состав сечения при определении $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ следует включать ту часть бетона, в которой при рассматриваемом нагружении отсутствуют растягивающие напряжения.

Проверку выносливости следует выполнять с учетом требований, изложенных в 7.12.1 – 7.12.4 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов» и 9.4.1 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов».

7.4 Расчет по трещиностойкости

7.4.1 Расчет железобетонных плит по трещиностойкости при совместной работе со стальными конструкциями следует выполнять в соответствии с требованиями 8.1.1 — 8.1.4; 8.2.1 — 8.2.6; 8.3.1 — 8.3.7 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов» и 7.1.8. 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 7.1.4.

В расчетах по раскрытию трещин напряжения в крайнем ряду продольной арматуры следует вычислять с учетом увеличения ее площади согласно 7.1.8 и потерь напряжения от неупругих деформаций. При ненапрягаемой продольной арматуре и работе сечения по двум стадиям растягивающее напряжение следует вычислять по формуле

$$\sigma_r = \frac{-M_2 - Z_{b,s}\Psi A_b \sigma_{bi}}{\Psi_{cr} n_r W_{r,s}\Psi} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\Psi_{cr} n_r A_s \Psi} - \sigma_{ri} , \quad (7.3)$$

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 7.1.8, 7.2.1, 7.2.3 и на рисунке 7.4.

7.4.2 Раскрытие трещин (при двух стадиях работы) в растянутой сборной железобетонной плите, у которой ненапрягаемая арматура в поперечных швах не состыкована, следует определять по формуле

$$a_{cr,d} = \frac{Z_{bf,s}}{Z_{s2,s}} \cdot \frac{\sigma_{2,s2}}{E_{st}} \cdot l_a \leq \Delta_{cr,d} , \quad (7.4)$$

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 7.4;

$\Delta_{cr,d} = 0,03$ 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 проверке трещиностойкости железобетонной плиты в автодорожных, городских и пешеходных мостах величина растягивающих напряжений не должна превышать $0,5R_{bt,ser}$ (по таблице 6 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»).

При использовании клееных стыков в предварительно напряженной железобетонной плите ее трещиностойкость следует принимать по 8.1.1 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

7.5 Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

7.5.1 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 примыкающего 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.

7.5.2 Сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции следует определять по формуле

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{r1}A_r) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{r2}A_r), \quad (7.5)$$

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 7.2.1 и 7.1.8.

Если растягивающие напряжения в железобетонной плите превышают $0,4R_{bt,ser}$, сдвигающие усилия следует определять в

предположении наличия в плите трещин и вычислять напряжения в арматуре σ_r с учетом продольной жесткости плиты согласно 7.1.8.

Полное концевое сдвигающее усилие S_e следует определять, принимая на конце $\sigma = 0$ и назначая длину концевого расчетного участка равной

$$a_e = 0,36 \cdot (H + b_{sl}) , \quad (7.6)$$

где H — расчетная высота поперечного сечения сталежелезобетонного элемента;

b_{sl} — согласно 7.1.11.

Распределение сдвигающих усилий между железобетонной плитой и стальной конструкцией в сложных случаях воздействий допускается принимать согласно Приложению В.

7.5.3 Концевые, отрывающие железобетонную плиту от стальной конструкции усилия S_{ab} следует определять по формуле

$$S_{ab} = 5,6 \cdot \frac{Z_{b,s2}}{H + b_{sl}} \cdot S_e , \quad (7.7)$$

где $Z_{b,s2}$ — расстояние от центра тяжести поперечного сечения бетона до верхней фибры стальной конструкции;

S_e, H, b_{sl} — согласно 7.5.2.

Отрывающее усилие S_{ab} следует принимать приложенным на расстоянии $0,024 \cdot (H + b_{sl})$ от конца плиты (рисунок В.1 Приложения В).

7.5.4 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 Г;

в) при наклонных анкерах — исходя из условий работы анкера на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона согласно Приложению Г;

г) при закладных деталях плиты, объединенных со стальными поясами высокопрочными болтами, — исходя из расчета фрикционных соединений на высокопрочных болтах согласно 10.4.19 и 10.4.20 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов»;

д) при объединительных швах на высокопрочных болтах, обжимающих железобетон, — исходя из условий работы объединения на трение по контактным поверхностям шва согласно Приложению Д настоящего стандарта;

е) при болтоклеевых объединительных швах — в соответствии с «Г» или «Д», но с учетом сил сцепления от склеивания;

ж) при гребенчатых упорах на действие расчетных сдвигающих и отрывающих усилий с учетом равномерного распределения по длине пролетного строения.

7.5.5 Расчет конструкции объединения на жестких упорах в автодорожных, городских и пешеходных мостах по прочности следует выполнять по формуле:

$$S_h \leq 1,6 \cdot R_b A_{b,dr} , \quad (7.8)$$

где S_h — сдвигающие усилие, приходящиеся на один упор, при расчете по прочности;

$A_{b,dr}$ — площадь поверхности смятия бетона упором; при цилиндрических и дугообразных упорах — площадь их диаметрального сечения.

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 величины S_h следует уменьшать, умножая правую часть формулы 7.8 на величину:

$$0,9 \text{ при } 1,5 \cdot b_{dr} \geq b_{rib} > 1,3 \cdot b_{dr} ;$$

$$0,7 \text{ при } b_{rib} \leq 1,3 \cdot b_{dr} ,$$

где b_{dr} — ширина площади смятия бетона упором;

b_{rib} — ширина ребра или вута на уровне центра тяжести расчетной площади смятия бетона упором.

Расчет соединений с непрерывными гребенчатыми упорами рекомендуется выполнять в соответствии с [2].

7.5.6 Прикрепления конструкций объединения к стальной части следует рассчитывать согласно 10.4.1 — 10.4.21 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов».

Расчеты прикрепления жесткого упора к стальной части конструкции следует выполнять с учетом момента от сдвигающей силы.

7.5.7 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.

7.5.8 Классификация объединения железобетонной плиты со стальными балками, технические требования и параметры сдвиговых жесткостей для различных конструкций объединения указаны в ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые

сооружения. Правила расчета сталежелезобетонных пролетных строений».

7.6 Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам

7.6.1 Вертикальные прогибы от действующих нагрузок, а также перемещения при определении периодов колебаний следует вычислять, принимая жесткость сталежелезобетонной балки с учетом трещинообразования.

С целью реализации контроля прогибов на стадии бетонирования (монтажа) сталежелезобетонной плиты проезжей (прохожей) части следует в составе результатов расчетов предусматривать выдачу эпюр прогибов пролетного строения (с накоплением и без накопления) для каждого этапа сооружения плиты.

7.6.2 При расчете строительного подъема пролетных строений с монолитной плитой проезжей части следует учитывать последовательность бетонирования (монтажа) сталежелезобетонной плиты проезжей (прохожей) части, усадку и ползучесть бетона, возможные перепады температуры между стальной и железобетонной частями сооружения, а также саморазогрев бетона в процессе твердения. Прогибы от веса плиты, опалубки и вспомогательных обустройств следует вычислять с учетом изменения жесткости пролетного строения в процессе сооружения плиты для каждого этапа бетонирования (приложения – снятия нагрузки) с последующим суммированием результатов.

Строительный подъем сталежелезобетонных пролетных строений следует предусматривать в каждом пролете мостового сооружения по плавной выпуклой кривой. Стрела кривой строительного подъема равна сумме упругих прогибов от нормативных постоянных и 40 процентов

временных подвижных нагрузок (при $\gamma_f = 1$ и $(1 + \mu) = 1$). Прогибы от временных подвижных нагрузок следует определять для неблагоприятного (вызывающего наибольший прогиб) расположения нагрузок на пролетном строении.

В проектной документации (КМ, КЖ) следует указывать продольный профиль проезда (прохода) на момент устройства одежды проезжей (прохожей) части (с намечаемым улучшением его очертания посредством изменения толщины выравнивающего слоя) и после проявления деформаций от усадки и ползучести бетона.

Влияние усадки бетона плиты проезжей (прохожей) части при расчете строительного подъема не следует учитывать:

- в пролетных строениях со сборной плитой;
- в случаях, когда учет влияния усадки ведет к уменьшению строительного подъема.

7.6.3 При определении периодов свободных горизонтальных колебаний прогиб железобетонной плиты в горизонтальной плоскости допускается определять с введением в состав сечения защитного слоя, подготовки под гидроизоляцию, железобетонных тротуаров и т.д. и т.п.

8 Конструирование

8.1 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.

8.2 Толщина железобетонной плиты проезжей части должна быть не менее указанной в 9.1.1 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов». Толщина железобетонной плиты

тротуарной консоли, учитываемой в составе рабочего сечения, должна быть не менее 12 см.

8.3 Объединение сборной железобетонной плиты со стальной конструкцией следует осуществлять, как правило, с применением фрикционных, болтоклеевых или сварных соединений.

Допускается объединение упорами и анкерами, замоноличиваемыми в окнах и швах сборной железобетонной плиты. Зазоры между упором и конструкцией блока плиты должны быть не менее 5 и 3 см соответственно вдоль и поперек пролетного строения.

Устройство упоров и анкеров в полостях и пазах, закрытых сверху, а также трудно омоноличиваемых, не допускается.

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.

8.4 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 8.1.

8.5 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.

8.6 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.

Т а б л и ц а 8.1

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

8.7 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 КМ и КЖ;
- обеспечить возможность устранения неплотностей за счет деформирования стальных листов при стягивании, применения податливых прокладок или других мер.

8.8 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.

8.9 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.

8.10 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.

8.11 Объединение стальных балок с монолитной железобетонной плитой следует выполнять посредством: непрерывных гребенчатых упоров из стальных полос, привариваемых к верхним поясам стальных балок; гибких стержневых упоров из арматуры периодического профиля; гибких штыревых упоров.

8.12 Основные конструктивные требования к мостовым сооружениям приведены в разделе 8 ГОСТ 33384.

9 Труботетонные несущие элементы

9.1 Основные положения

9.1.1 Труботетонные несущие элементы с внешней стальной оболочкой в виде круглой трубы с ядром подразделяются:

а) по типу сечений:

с бетонным ядром (неармированное),

с железобетонным ядром (бетонное, армированное стержневой арматурой);

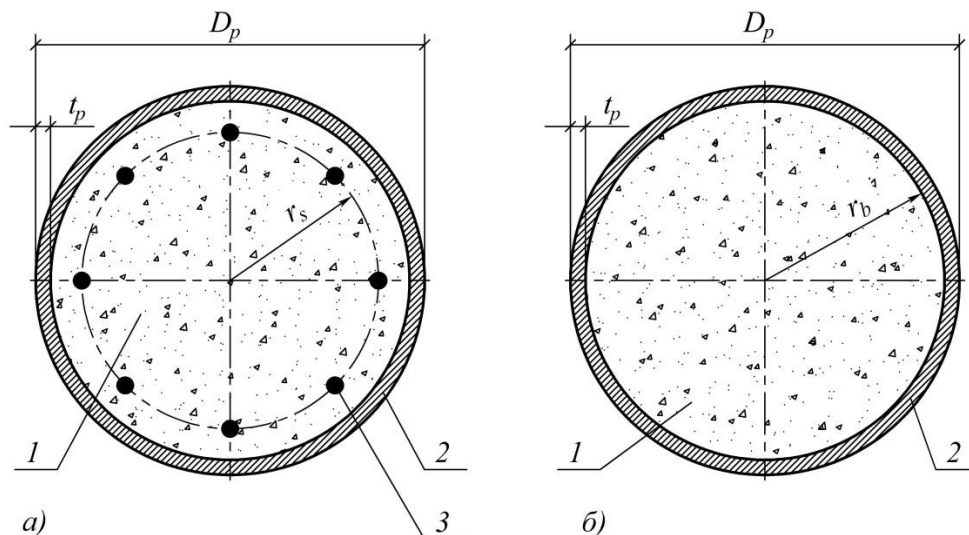
б) по способу изготовления оболочки круглых труб:

бесшовные с наружным диаметром от 245 до 530 мм включительно;

электросварные прямошовные с наружным диаметром от 426 до 1420 мм включительно;

электросварные спиральношовные с наружным диаметром от 426 до 2520 мм включительно.

Типы сечений элементов показаны на рисунке 9.1.



1 - бетонное ядро; 2 - труба; 3 - продольная стержневая арматура

а) с железобетонным ядром (бетонным ядром, армированным стержневой арматурой);

б) с бетонным ядром.

Рисунок 9.1 — Типы сечений труботетонных несущих элементов

9.2 Расчетные сопротивления материалов

9.2.1 Бетон и металл трубы в трубобетонной конструкции работают в условиях многоосного напряженного состояния. Расчетные сопротивления бетона на осевое сжатие R_b и металла трубы R_y в составе трубобетонного элемента отличаются от расчетных сопротивлений материалов, рассматриваемых вне трубобетонной конструкции. Расчетные сопротивления материалов в составе трубобетонного элемента зависят:

от прочностных свойств материалов при одноосном напряженном состоянии;

от соотношения размеров бетонного (железобетонного) ядра и трубы;

от эксцентриситета приложения продольной силы в сечении (при внецентренном сжатии).

9.2.2 Расчетное сопротивление металла трубы при сжатии R_{pc} в составе трубобетонного элемента принимается в соответствии с формулой

$$R_{pc} = R_y - 0,25 \cdot R_y \cdot \left(1 - \frac{7,5 \cdot e}{D_p - 2 \cdot t_p}\right), \quad (9.1)$$

где $\left(1 - \frac{7,5 \cdot e}{D_p - 2 \cdot t_p}\right) \geq 0$;

D_p – внешний диаметр трубы (рисунок 9.1);

t_p – толщина стенки трубы (рисунок 9.1).

Расчетное сопротивление металла трубы при растяжении R_p в составе трубобетонного элемента принимается равным расчетному сопротивлению стали при одноосном напряженном состоянии $R_p = R_y$.

В качестве R_y принимается расчетное сопротивление металла трубы, согласно таблице 5 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических

элементов», в зависимости от вида расчета и с учетом необходимого коэффициента условий работы m по таблице 11 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов»;

e - эксцентриситет приложения продольной сжимающей силы относительно центра тяжести сечения с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба. При изгибе при отсутствии продольной силы, e принимается бесконечно большим.

9.2.3 Расчетное сопротивление бетона при сжатии в составе трубобетонного элемента принимается в соответствии с формулой

$$R_{bp} = R_b - \Delta R_y \cdot \left(1 - \frac{7,5 \cdot e}{D_p - 2 \cdot t_p}\right), \quad (9.2)$$

где $\left(1 - \frac{7,5 \cdot e}{D_p - 2 \cdot t_p}\right) \geq 0$;

D_p, t_p – см. 9.2.2;

$$\Delta R_y = R_b \cdot \left(2 + 2,52 \cdot e^{\frac{-1}{c} \cdot (R_p \cdot A_p + R_b \cdot A_b)}\right) \cdot \frac{t_p}{D_p - 2 \cdot t_p} \cdot \frac{R_y}{R_b}. \quad (9.3)$$

A_p, A_b – соответственно площади сечения металла трубы и бетонного ядра;

R_p, R_b – соответственно расчетные сопротивления металла трубы и бетонного ядра;

c – значение постоянной принимается равным 25 МН – при измерении величин, МПа и м;

e – основание натурального логарифма, иррациональная константа, равная 2,7182 ...

П р и м е ч а н и я

Указанные значения параметров формулы (9.3) применимы для значений отношения величины толщины стенки трубы t_p к внешнему диаметру трубы D_p , лежащих в пределах области определения неравенства $0,0064 \leq \frac{t_p}{D_p} \leq 0,046$.

При других соотношениях толщины стенок трубы и ее диаметра, расчетные сопротивления бетона, в составе трубобетонной конструкции, должны определяться на основе испытаний опытных образцов.

9.2.4 При расчете по нелинейной деформационной модели, исходные диаграммы деформирования материалов должны быть скорректированы с учетом изменения расчетных сопротивлений материалов в составе трубобетонного сечения по сравнению с расчетными сопротивлениями материалов при одноосном напряженном состоянии.

9.3 Основные требования к расчетам

9.3.1 Расчеты по прочности компонентов трубобетонных конструкций (конструкционные стальные элементы и железобетонные элементы) должны удовлетворять основным требованиям, предъявляемым к расчетам по прочности в ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов», ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов» и настоящем стандарте.

9.3.2 Расчеты по образованию трещин элементов трубобетонных конструкций должны удовлетворять основным требованиям, предъявляемым к расчетам по трещинообразованию в ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов» и настоящем стандарте.

9.3.3 Расчет трубобетонных элементов по раскрытию трещин не проводится. Расчет по образованию трещин выполняется как

вспомогательный в рамках расчета по деформациям.

9.3.4 Прогибы или перемещения трубобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых жесткостных характеристик элемента.

9.3.5 Кривизну и продольные деформации трубобетонного элемента определяют по нелинейной деформационной модели исходя из гипотезы плоских сечений, диаграмм деформирования бетона, арматуры и стали.

9.3.6 Основные конструктивные требования к мостовым сооружениям приведены в разделе 8 ГОСТ 33384.

9.3.7 Расчеты следует выполнять в соответствии с требованиями статьи 3 ТР ТС 014/2011 [1]. Конструктивные элементы железобетонных мостовых сооружений следует рассчитывать на нагрузки и воздействия и их сочетания, указанных в разделе 3 (подразделы 3.1 - 3.2) ГОСТ 33390 и пунктах 6.1 - 6.3 СП 35.13330.

9.4 Расчеты по предельным состояниям первой группы

Расчет по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил

9.4.1 Трубобетонные несущие элементы рассчитывают по прочности (по предельным состояниям первой группы) на действие изгибающих моментов, продольных сил, поперечных сил и крутящих моментов.

9.4.2 Расчет по прочности трубобетонных элементов на действие изгибающих моментов и продольных сил (внецентренное сжатие или растяжение) следует проводить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет по прочности нормальных сечений трубобетонных элементов следует проводить по предельным усилиям или на основе нелинейной деформационной модели.

Расчет трубобетонных элементов на действие поперечной силы, изгибающего и крутящего моментов выполняют: по прочности наклонного бетонного сечения на действие поперечной силы, по прочности трубы на действие поперечной силы, на действие изгибающего момента и на действие крутящего момента. Прочность сечения определяется большим из двух значений - прочностью бетонного (железобетонного) ядра или прочностью трубы.

При наличии в бетонном ядре стержневой арматуры, количество стержней должно быть не менее семи. Стержни должны быть равномерно распределены по окружности с центром, совпадающим с центром трубы.

9.4.3 Расчет по прочности трубобетонных элементов выполняют с учетом следующих особенностей работы этого вида конструкций:

- бетон и металл трубы работают в многоосном напряженном состоянии. Это приводит к изменению их расчетных сопротивлений, учитываемых в расчете;

- при действии продольных сжимающих сил, бетон ядра испытывает сжатие, как в продольном направлении, так и в боковых направлениях со стороны трубы. Это приводит к повышению его расчетного сопротивления по сравнению с одноосным напряженным состоянием;

- при действии продольных сжимающих сил, металл трубы испытывает сжатие в продольном направлении и растяжение в поперечном (тангенциальном) направлении из-за давления бетона. Это приводит к снижению его расчетного сопротивления по сравнению с одноосным напряженным состоянием;

- с увеличением эксцентриситета приложения продольной нагрузки расчетные сопротивления материалов уменьшаются. При приложении продольной сжимающей силы (сжато - изогнутые элементы рассматриваются как внецентренно-сжатые) за пределами

ядра сечения бетонной части (более $0,25 \cdot r_b$) или при действии только изгибающего момента, расчетные сопротивления материалов принимаются как при одноосном напряженном состоянии.

9.4.4 При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать влияние прогибов на их несущую способность, путем расчета конструкций по деформированной схеме.

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $l_0/i_{red} > 12$ влияние прогиба элемента на его прочность путем умножения начального эксцентриситета на коэффициент η , определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (9.4)$$

где N_{cr} – условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_0^2} \cdot D, \quad (9.5)$$

l_0 – расчетная длина элемента, определяемая по 5.16 **ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»**, как для элементов рамной конструкции. Степени свободы закрепления концов элемента подбираются по отношению жесткостей ригеля и стоек, согласно таблице 3.

D – жесткость трубобетонного элемента в предельной по прочности стадии, определяемая по Приложению Е.

i_{red} – радиус инерции приведенного трубобетонного сечения, определяемый по Приложению Е.

9.4.5 При расчете трубобетонных 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

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

учитывать случайный эксцентриситет $e_{с,сл} = \frac{l_0}{400}$ (l_0 — геометрическая длина элемента или ее часть между точками закрепления элемента, принимаемая с учетом требований 5.16 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»).

При расчете по образованию трещин и деформациям случайный эксцентриситет учитывать не следует.

В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет e_0 (относительно центра тяжести приведенного сечения) находится как сумма эксцентриситетов, определяемая из статического расчета конструкции и случайного $e_{с,сл}$.

Для элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимается равной эксцентриситету, полученному из статического расчета, но не менее $e_{с,сл}$.

Расчет сжатых трубобетонных элементов производится как в плоскости расчетного эксцентриситета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости, в которой e_0 принимается равным значению случайного эксцентриситета. При этом в обоих случаях учитывается влияние прогиба.

Расчет на косое внецентренное сжатие производится при расчетных эксцентриситетах продольной силы e_0 в двух направлениях.

Расчет по прочности нормальных сечений по предельным усилиям

9.4.6 Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси трубобетонного элемента, следует определять исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию определяется напряжениями, равными R_{bp} по 9.2.3 и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;
- напряжения и деформации в стержневой арматуре и металле трубы определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;
- растягивающие напряжения в стержневой арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_s ;
- сжимающие напряжения в стержневой арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} ;
- растягивающие напряжения в металле трубы принимают не более расчетного сопротивления растяжению стали R_y ;
- сжимающие напряжения в металле трубы принимают не более расчетного сопротивления сжатию R_{yp} по 9.2.2;
- нормальные напряжения в сечении трубы распределены равномерно в пределах растянутой и сжатой частей сечения;
- продольная стержневая арматура в расчетной схеме сечения заменяется кольцевым металлическим сечением радиусом, равным радиусу окружности, на которой расположена арматура; приведение к кольцевому сечению осуществляется из условия равенства площади всей стержневой арматуры и приведенного кольцевого сечения.

Расчет изгибаемых элементов

9.4.7 При изгибе трубобетонных элементов расчетные сопротивления металла трубы и бетона принимаются как при одноосном напряженном состоянии: $R_{pc} = R_y$, $R_{bp} = R_b$.

9.4.8 Расчет по прочности нормальных сечений изгибаемых элементов выполняют из условия

$$M \leq M_{ult}. \quad (9.6)$$

9.4.9 Значение предельного изгибающего момента относительно центра тяжести сечения для изгибаемых элементов (рисунок 9.2) определяют по формуле

$$M_{ult} = \frac{2}{3} \cdot r_b^3 R_{bp} \cdot \sin^3(\alpha) + \frac{1}{\pi} \cdot A_s r_s (R_s + R_{sc}) \cdot \sin(\alpha) + \frac{1}{\pi} \cdot A_p r_p (R_y + R_{pc}) \cdot \sin(\alpha), \quad (9.7)$$

где α – угол, радианы;

A_s – площадь всей стержневой арматуры;

r_b – радиус бетонного ядра;

r_s – радиус окружности, на которой расположена стержневая арматура;

r_p – радиус срединной поверхности трубы

$$r_p = \frac{D_p - t_p}{2}.$$

Угол α , радианы, находят из решения уравнения

$$r_b^2 \cdot (\alpha - 0,5 \cdot \sin(2\alpha)) \cdot R_{bp} + \frac{\alpha}{\pi} \cdot A_s R_{sc} - \left(1 - \frac{\alpha}{\pi}\right) \cdot A_s R_s + \frac{\alpha}{\pi} \cdot A_p R_{pc} - \left(1 - \frac{\alpha}{\pi}\right) \cdot A_p R_y = 0. \quad (9.8)$$

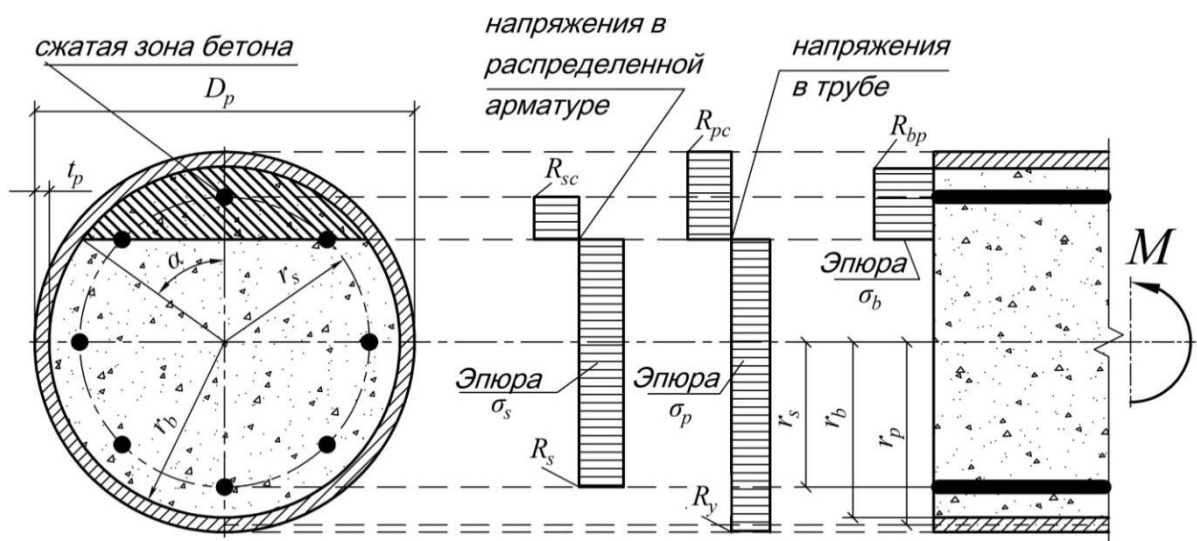


Рисунок 9.2 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого трубобетонного элемента, при его расчете по прочности

Расчет внецентренно сжатых элементов

9.4.10 При расчете внецентренно сжатых трубобетонных элементов учитывают повышение расчетного сопротивления бетона в трубе при сжатии R_{bp} и снижение расчетного сопротивления металла трубы при сжатии R_{pc} по сравнению с одноосным напряженным состоянием в соответствии с 9.2.3, 9.2.2.

9.4.11 Расчет по прочности нормальных сечений внецентренно сжатых трубобетонных элементов (рисунок 9.3) выполняют из условия

$$N \cdot e = \frac{2}{3} \cdot r_b^3 R_{bp} \cdot \sin^3(\alpha) + \frac{1}{\pi} \cdot A_s r_s (R_s + R_{sc}) \cdot \sin(\alpha) + \frac{1}{\pi} \cdot A_p r_p (R_y + R_{pc}) \cdot \sin(\alpha), \quad (9.9)$$

где изгибающие моменты вычисляются относительно центра тяжести сечения, или из условия

$$\begin{aligned} N \cdot e_1 = & \left(\frac{r_s \cdot \sin(\alpha)}{\pi} + \left[\frac{\alpha}{\pi} - 1 \right] \cdot 0,5 \cdot D_p \right) \cdot A_s \cdot R_s + \\ & + \frac{1}{\pi} \cdot (r_s \cdot \sin(\alpha) + \alpha \cdot 0,5 \cdot D_p) \cdot A_s \cdot R_{sc} + \\ & + \left(\frac{r_b^3 \cdot \sin(\alpha)}{2} - \frac{r_b^3 \cdot \sin(3\alpha)}{6} - \frac{r_b^2 \cdot D_p \cdot \sin(2\alpha)}{4} + r_b^2 \cdot \alpha \cdot \frac{D_p}{2} \right) \cdot R_{bp} + \\ & + \left(\frac{r_p \cdot \sin(\alpha)}{\pi} + \left[\frac{\alpha}{\pi} - 1 \right] \cdot 0,5 \cdot D_p \right) \cdot A_p \cdot R_y + \\ & + \frac{1}{\pi} \cdot (r_p \cdot \sin(\alpha) + \alpha \cdot 0,5 \cdot D_p) \cdot A_p \cdot R_{pc}, \quad (9.10) \end{aligned}$$

где изгибающие моменты вычисляются относительно крайнего волокна сечения.

Обозначения в формулах (9.9), (9.10) приняты в соответствии с 9.4.9 настоящего стандарта;

N – продольная сила от внешней нагрузки;

e – эксцентриситет приложения продольной силы относительно

центра тяжести сечения с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба;

e_1 – эксцентриситет приложения продольной силы относительно крайнего волокна сечения с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба;

$$e = e_0 \cdot \eta, \quad (9.11)$$

$$e_1 = e + 0,5 \cdot D_p, \quad (9.12)$$

Коэффициент η учитывает влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность и определяется согласно 9.4.12;

e_0 – эксцентриситет, принимается в соответствии с 9.4.5.

Угол α , радианы, находят из решения уравнения

$$r_b^2 \cdot (\alpha - 0,5 \cdot \sin(2\alpha)) \cdot R_{bp} + \frac{\alpha}{\pi} \cdot A_s R_{sc} - \\ - \left(1 - \frac{\alpha}{\pi}\right) \cdot A_s R_s + \frac{\alpha}{\pi} \cdot A_p R_{pc} - \left(1 - \frac{\alpha}{\pi}\right) \cdot A_p R_y = N. \quad (9.13)$$

Во всех случаях принимается $\alpha \leq \pi$.

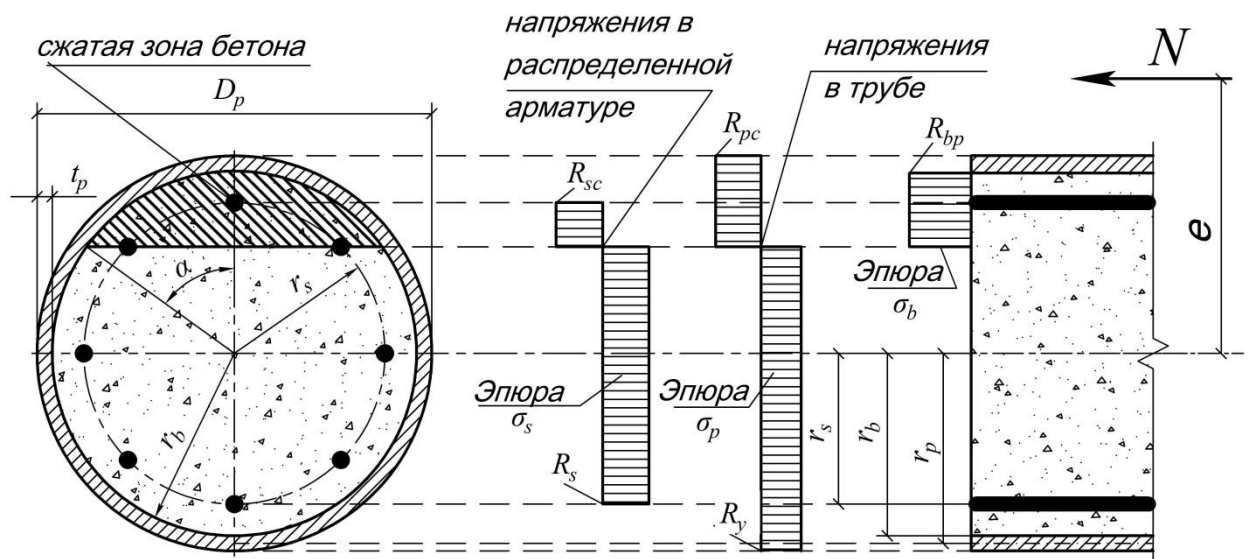


Рисунок 9.3 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого трубобетонного элемента, при его расчете по прочности

9.4.12 Значение коэффициента η при расчете конструкций по

недеформированной схеме определяют по формулам (9.4) и (9.5), принимая D - жесткость трубобетонного элемента в предельной по прочности стадии, определяемая согласно расчету по деформациям, допускается определять по (Е.1) Приложения Е.

Расчет центрально растянутых и растянуто-изогнутых элементов

9.4.13 Расчет по прочности нормальных сечений центрально растянутых и растянуто-изогнутых трубобетонных элементов следует выполнять как для металлической трубы в соответствии с 9.2.1 и 9.2.3 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов».

Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели

9.4.14 При расчете по прочности усилия и деформации в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяют на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента, а также следующих положений:

- распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений);

- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона, металла трубы и арматуры принимают в виде диаграмм деформирования соответствующих материалов;

- диаграммы деформирования бетона и металла трубы принимаются с изменениями, учитывающими отличия расчетных сопротивлений материалов в трубобетонной конструкции по сравнению с одноосным напряженным состоянием по 9.2.2, 9.2.3;

- сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается, при $\varepsilon_{bi} \geq 0$ принимаются напряжения $\sigma_{bi} = 0$;
- деформации бетона и металла трубы - совместные.

9.4.15 Переход от эпюры напряжений в бетоне и металле к обобщенным внутренним усилиям определяют с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение условно разделяют на малые участки. Напряжения в пределах малых участков принимают равномерно распределенными (усредненными).

9.4.16 При расчете элементов с применением деформационной модели принимают:

- значения сжимающей продольной силы, а также сжимающих напряжений и деформаций укорочения материалов со знаком "минус";
- значения растягивающей продольной силы, а также растягивающих напряжений и деформаций удлинения материалов со знаком "плюс".

Знаки координат центров тяжести арматурных стержней и выделенных участков бетона, а также точки приложения продольной силы принимают в соответствии с назначенной системой координат ХОУ (рисунок 9.4).

9.4.17 При расчете нормальных сечений по прочности (рисунок 9.4) в общем случае применяют:

уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента:

$$M_y = \sum_i (\sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot X_{bi}) + \sum_j (\sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot X_{sj}) + \sum_k (\sigma_{pk} \cdot A_{pk} \cdot X_{pk}); \quad (9.14)$$

$$M_x = \sum_i (\sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Y_{bi}) + \sum_j (\sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Y_{sj}) + \sum_k (\sigma_{pk} \cdot A_{pk} \cdot Y_{pk}); \quad (9.15)$$

$$N = \sum_i (\sigma_{bi} \cdot A_{bi}) + \sum_j (\sigma_{sj} \cdot A_{sj}) + \sum_k (\sigma_{pk} \cdot A_{pk}); \quad (9.16)$$

уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} \cdot X_{bk} + \frac{1}{r_y} \cdot Y_{bk} ; \quad (9.17)$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} \cdot X_{sk} + \frac{1}{r_y} \cdot Y_{sk} ; \quad (9.18)$$

$$\varepsilon_{pk} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} \cdot X_{pk} + \frac{1}{r_y} \cdot Y_{pk} ; \quad (9.19)$$

зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона, металла трубы и арматуры:

$$\sigma_{bi} = E_b \cdot v_{bi} \cdot \varepsilon_{bi} ; \quad (9.20)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot v_{sj} \cdot \varepsilon_{sj} ; \quad (9.21)$$

$$\sigma_{pk} = E_p \cdot v_{pk} \cdot \varepsilon_{pk} ; \quad (9.22)$$

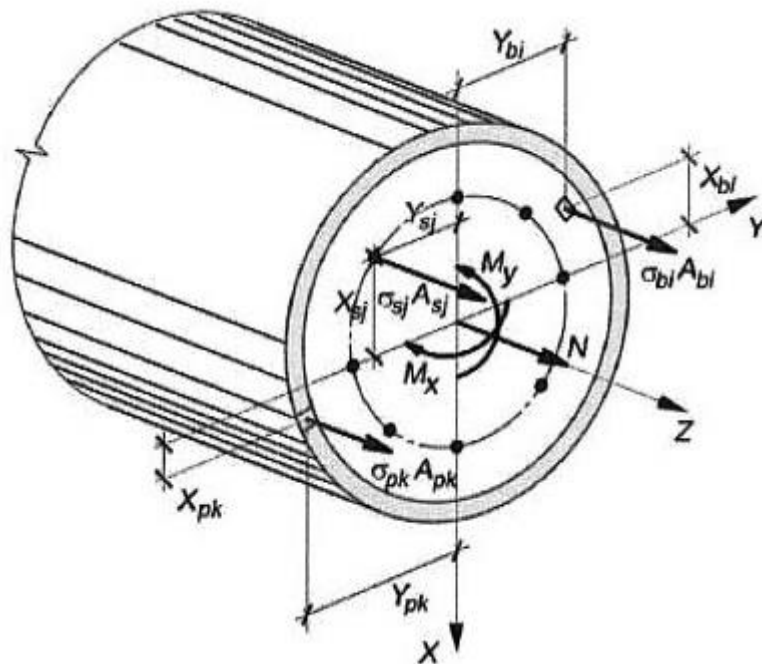


Рисунок 9.4 — Расчетная схема нормального сечения трубобетонного элемента

где M_x, M_y — изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно осей X и Y (соответственно действующие в плоскостях YOZ и XOZ), определяемые по формулам:

$$M_x = M_{xd} + N \cdot e_x ; \quad (9.23)$$

$$M_y = M_{yd} + N \cdot e_y ; \quad (9.24)$$

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

где M_{xd} , M_{yd} — изгибающие моменты в соответствующих плоскостях от внешней нагрузки, определяемые из расчета конструкции методами строительной механики;

N — продольная сила от внешней нагрузки;

e_x , e_y — расстояния от точки приложения продольной силы N до соответствующих осей;

A_{bi} , X_{bi} , Y_{bi} , σ_{bi} — площадь, координаты центра тяжести -го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

A_{sj} , X_{sj} , Y_{sj} , σ_{sj} — площадь, координаты центра тяжести -го стержня арматуры и напряжение в нем;

A_{pk} , X_{pk} , Y_{pk} , σ_{pk} — площадь, координаты центра тяжести -го участка сечения трубы и напряжение на уровне его центра тяжести;

ε_0 — относительная деформация волокна, расположенного в начале координат (в точке 0);

ε_{bi} — относительная деформация волокна -го участка бетона;

ε_{sj} — относительная деформация волокна -го стержня арматуры;

ε_{pk} — относительная деформация волокна -го участка сечения трубы;

$\frac{1}{r_x}$, $\frac{1}{r_y}$ — кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов M_x и M_y ;

E_b — начальный модуль упругости бетона;

E_{sj} — модуль упругости -го стержня арматуры;

E_p — модуль упругости металла трубы;

ν_{bi} — коэффициент упругости бетона -го участка;

ν_{sj} — коэффициент упругости -го стержня арматуры;

ν_{pk} — коэффициент упругости -го участка сечения трубы.

Коэффициенты ν_{bi} , ν_{sj} и ν_{pk} принимают по соответствующим

диаграммам деформирования бетона, арматуры и металла трубы.

Значения коэффициентов v_{bi} , v_{sj} и v_{pk} определяют как соотношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек соответствующих диаграмм деформирования материалов, принятых в расчете, деленное на модуль упругости материала (при двухлинейной диаграмме деформирования бетона выполняют деление на приведенный модуль упругости сжатого бетона трубобетонного элемента). При этом применяют аналитические зависимости для рассматриваемых участков диаграмм:

$$v_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \cdot \varepsilon_{bi}} ; \quad (9.25)$$

$$v_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}} ; \quad (9.26)$$

$$v_{pk} = \frac{\sigma_{pk}}{E_{pk} \cdot \varepsilon_{pk}} . \quad (9.27)$$

9.4.18 Расчет нормальных сечений трубобетонных элементов по прочности выполняют из условий:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult} ; \quad (9.28)$$

$$\varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult} ; \quad (9.29)$$

$$\varepsilon_{p,max} \leq \varepsilon_{p,ult} , \quad (9.30)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ — относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{s,max}$ — относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{p,max}$ — относительная деформация наиболее растянутого волокна в нормальном сечении трубы от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{b,ult}$ — предельное значение относительной деформации бетона при сжатии;

$\varepsilon_{s,ult}$ — предельное значение относительной деформации

удлинения арматуры;

$\varepsilon_{p,ult}$ — предельное значение относительной деформации удлинения металла трубы.

9.4.19 Предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ и $\varepsilon_{bt,ult}$ принимают при двузначной эпюре деформаций (сжатие и растяжение) в поперечном сечении бетона элемента равными ε_{b2} и ε_{bt2} , соответственно.

При внецентренном сжатии или растяжении элементов и распределении в поперечном сечении бетона элемента деформаций только одного знака предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ и $\varepsilon_{bt,ult}$ определяют в зависимости от соотношения деформаций бетона на противоположных гранях сечения элемента ε_1 и ε_2 ($|\varepsilon_2| \geq |\varepsilon_1|$) по формулам:

$$\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} - (\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b0}) \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}; \quad (9.31)$$

$$\varepsilon_{bt,ult} = \varepsilon_{bt2} - (\varepsilon_{bt2} - \varepsilon_{bt0}) \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}, \quad (9.32)$$

где ε_{b0} , ε_{bt0} , ε_{b2} , ε_{bt2} — деформационные параметры расчетных диаграмм деформирования бетона.

Предельные значения относительной деформации арматуры $\varepsilon_{s,ult}$ принимают равными (см. 6.2.14 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»):

0,025 — для арматуры с физическим пределом текучести;

0,015 — для арматуры с условным пределом текучести.

Предельные значения относительной деформации металла трубы $\varepsilon_{p,ult}$ принимают равными 0,025 (применяются только трубы из стали с физическим пределом текучести, согласно таблице 2 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов»).

Расчет по прочности при действии поперечных сил и крутящих моментов

9.4.20 При расчете прочности трубобетонного элемента при действии поперечных сил выполняется отдельно расчет для трубы и расчет для бетонного (железобетонного) ядра. Прочность элемента определяется большим показателем из результатов этих двух расчетов.

9.4.21 Расчет по прочности бетонного ядра при действии поперечных сил выполняют на основе модели наклонных сечений. Железобетонное ядро при этом рассматривается как бетонное.

При расчете по модели наклонных сечений должна быть проверена прочность по наклонному сечению на действие поперечных сил, а также прочность бетона от действия наклонных сжимающих усилий.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил выполняют на основе уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента. Внутренняя поперечная сила - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении. При этом поперечную силу, воспринимаемую бетоном, определяют по сопротивлению бетона растяжению с учетом длины проекции C наклонного сечения.

Расчет бетонного ядра по прочности при действии наклонных сжимающих усилий

9.4.22 Расчет бетонного ядра трубобетонного элемента по прочности при действии наклонных сжимающих напряжений выполняют из условия

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bA_b. \quad (9.33)$$

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

В формуле (9.33):

Q — поперечная сила на расстоянии не ближе $2 \cdot r_b$ от оси опоры (см. рисунок 9.5);

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot n_1 \cdot \frac{A_{sw}}{2 \cdot r_b \cdot S_w} \leq 1,3 \text{ — при расположении спиральной}$$

арматуры нормально к продольной оси элемента с шагом S_w .

где n_1 — отношение модулей упругости арматуры и бетона, определяемое согласно 6.2.15 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»;

A_{sw} — площадь сечения ветви спирали, расположенной в одной плоскости;

S_w — шаг спиральной арматуры (расстояние между ветвями спирали);

$2 \cdot r_b$ — диаметр бетонного ядра;

Коэффициент φ_{b1} определяется по формуле

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b, \quad (9.34)$$

Примечание

В формуле (9.34) расчетное сопротивление R_b принимается в Мпа, (см. таблицу 6 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»).

Расчет бетонного ядра по наклонным сечениям на действие поперечных сил

9.4.23 Расчет бетонного ядра трубобетонного элемента по наклонному сечению (рисунок 9.5) выполняют из условия

$$Q \leq Q_b, \quad (9.35)$$

где Q — поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции S на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного

сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{R_{bt} \cdot A_b \cdot (D_p - 2t_p)}{C}, \quad (9.36)$$

или

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot A_b \cdot \operatorname{tg}(\varphi), \quad (9.37)$$

но принимают не более $2,5 \cdot R_{bt} \cdot A_b$ и не менее $0,5 \cdot R_{bt} \cdot A_b$;

где A_b — площадь поперечного сечения бетонного ядра;

φ — угол наклона сечения к продольной оси элемента;

C — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

Расчет выполняют для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C .

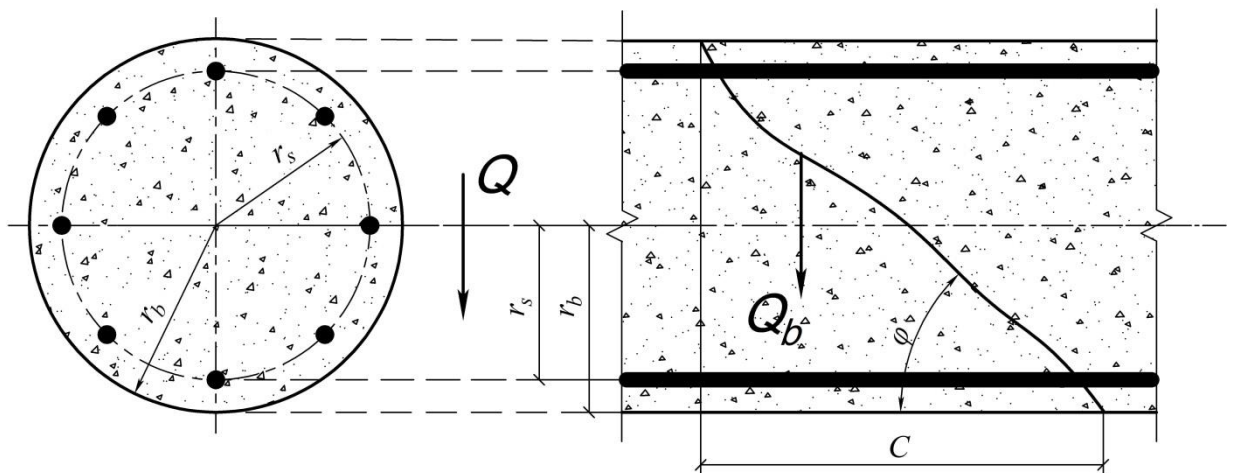


Рисунок 9.5 — Схема усилий при расчете железобетонного ядра по наклонному сечению на действие поперечных сил

Расчет трубы на действие поперечных сил

9.4.24 Расчет прочности трубы на действие поперечных сил выполняют в соответствии с положениями таблиц 3, 4 и 5 **ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов»**, по формуле

$$Q_p = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{t_p}{(D_p - t_p)} \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m \cdot \sqrt{3}} \cdot (D_p^2 - 2 \cdot D_p t_p + 2 \cdot t_p^2), \quad (9.38)$$

или

$$Q_p = \frac{0,907 \cdot R_{yn}}{\gamma_m} \cdot (D_p^2 - 2 \cdot D_p t_p + 2 \cdot t_p^2) \cdot \frac{t_p}{(D_p - t_p)}, \quad (9.39)$$

где R_{yn} — расчетное сопротивление металла трубы по пределу текучести;

γ_m — коэффициент надежности по материалу;

D_p, t_p — внешний диаметр трубы и толщина стенки трубы соответственно (см. рисунок 9.1).

Расчет по прочности трубобетонных элементов при действии крутящих моментов

9.4.25 Прочность трубобетонных элементов при действии крутящих моментов (чистый сдвиг²), а также при совместном действии крутящих моментов и других силовых факторов обеспечивается только стальной трубой.

При кручении стенки трубы испытывают деформацию сдвига. Расчет трубы выполняется в соответствии с методами сопротивления материалов. При этом, при действии продольных сжимающих сил для металла трубы принимается пониженное расчетное сопротивление

² Напряженно-деформируемое состояние, характеризуемое тем, что на гранях элемента (для элемента трубы ее поверхность) возникают только касательные напряжения, называют чистым сдвигом

R_{pc} в соответствии с 9.2.2.

Проверка прочности трубы при кручении по касательным напряжениям выполняется по формуле

$$\tau_{max} = \frac{M_z}{W_\rho} \leq R_{pc} , \quad (9.40)$$

где τ_{max} — максимальное касательное напряжение в стенке трубы при кручении;

M_z — крутящий момент относительно продольной оси трубы;

R_{pc} — расчетное сопротивление трубы;

W_ρ — момент сопротивления сечения при кручении;

$$W_\rho = \frac{\pi \cdot D_p^3}{16} \cdot \left[1 - \left(\frac{D_p - 2 \cdot t_p}{D_p} \right)^4 \right] . \quad (9.41)$$

П р и м е ч а н и е

Для тонкостенного кольцевого сечения, когда толщина стенки трубы t_p во много раз меньше среднего диаметра сечения трубы $D_p - 2 \cdot t_p$, можно принять приближенно касательные напряжения τ равномерно распределенными по толщине стенки трубы t_p и равными средним напряжениям.

Учитывая вышесказанное, момент сопротивления сечения при кручении W_ρ допускается определять по упрощенной формуле

$$W_\rho = \frac{\pi \cdot t_p \cdot (D_p - t_p)^2}{2} . \quad (9.42)$$

9.5 Расчет по предельным состояниям второй группы

9.5.1 Расчетом трубобетонных элементов по предельным состояниям второй группы является расчет по деформациям. Для правильного назначения жесткостей при расчете по деформациям выполняется вспомогательный расчет по образованию трещин в бетонном (железобетонном) ядре.

9.5.2 При расчете по образованию трещин принимают коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Расчет бетонного (железобетонного) ядра на образование трещин

9.5.3 При расчете бетонного ядра на образование трещин, трубобетонный элемент рассматривается как упругое тело из однородного материала. Трубобетонное сечение приводится к бетонному сечению.

Приведение выполняется отдельно для растяжения - сжатия, для изгиба и для кручения. В результате вычисляется приведенная площадь поперечного сечения и приведенные моменты инерции из условия равенства жесткостей истинного и приведенного сечений по каждому из перечисленных видов напряженного состояния.

Расчет усилий и деформаций в рассматриваемом упругом теле выполняется методами строительной механики и сопротивления материалов.

9.5.4 Условие образования трещин - превышение напряжениями в наиболее растянутом волокне бетонного ядра расчетного сопротивления бетона на растяжение для второй группы предельных состояний $R_{bt,ser}$ (см. таблицу 6 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»)

$$\sigma_{bt,max} > R_{bt,ser} , \quad (9.43)$$

9.5.5 При действии в сечении продольной силы и изгибающих моментов в двух плоскостях, наибольшие напряжения растяжения будут действовать в плоскости суммарного изгибающего момента. Суммарный изгибающий момент вычисляется по формуле

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} , \quad (9.44)$$

где M_x, M_y — изгибающие моменты относительно двух выбранных координатных осей в сечении элемента.

9.5.6 Наибольшие напряжения растяжения в бетоне определяют по формуле

$$\sigma_{bt,max} = \frac{N}{A_{red}} + \frac{M}{I_{red}} \cdot \frac{D_p - 2 \cdot t_p}{2}, \quad (9.45)$$

В формуле (9.45) знак «плюс» для продольной силы соответствует растяжению элемента.

9.5.7 При действии в сечении крутящего момента совместно с другими силовыми воздействиями, образование трещин в бетоне определяется из условия превышения главными растягивающими напряжениями расчетного сопротивления бетона на растяжение для второй группы предельных состояний.

Расчет по деформациям

9.5.8 Расчет элементов трубобетонных конструкций по деформациям выполняют с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых к конструкциям.

Расчет по деформациям следует выполнять на действие:

- постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;

- постоянных и временных длительных нагрузок при ограничении деформаций эстетическими требованиями.

9.5.9 Расчет трубобетонных элементов по прогибам (деформациям) рассчитывают из условия, по которому прогибы или перемещения конструкций f от действия внешней нагрузки не должны превышать предельно допустимых значений прогибов или перемещений f_{ult} :

$$f \leq f_{ult}, \quad (9.46)$$

Прогибы или перемещения трубобетонных конструкций

определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых жесткостных характеристик элемента в различных сечениях по его длине.

9.5.10 При выполнении расчетов трубобетонный элемент разбивается на отдельные участки по длине. Каждый участок рассматривается как упругий стержневой элемент. Жесткостные характеристики каждого элемента определяют, руководствуясь следующими правилами:

- трубобетонное сечение приводится к сечению из однородного материала;
- приведение выполняется отдельно для растяжения-сжатия, изгиба и кручения из условия равенства жесткостных характеристик фактического и приведенного сечений для каждого вида воздействия;
- при вычислении приведенных жесткостных характеристик, жесткость бетонного ядра принимается различной в зависимости от длительности действия нагрузок, наличия или отсутствия трещин в бетоне, наличия или отсутствия продольной стержневой арматуры.
- значение модуля деформации бетона принимается равным:
- при действии кратковременных нагрузок и отсутствии трещин

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b; \quad (9.47)$$

- при действии длительных и постоянных нагрузок и отсутствии трещин

$$E_{b1} = E_{bt} = \frac{E_b}{1 + C_n \cdot E_b}, \quad (9.48)$$

В формуле (9.48) определение C_n и E_b производить по 8.4.3 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов», E_{bt} – модуль деформации бетона при длительном действии нагрузок;

- при наличии трещин в бетоне и отсутствии продольной

стержневой арматуры $E_{b1} = 0$;

- при наличии трещин в бетоне и наличии продольной стержневой арматуры для кратковременных нагрузок $E_{b1} = 0,56 \cdot E_b$;

- при наличии трещин в бетоне и наличии продольной стержневой арматуры для длительно действующих и постоянных нагрузок $E_{b1} = 0,66 \cdot E_b$;

П р и м е ч а н и е

При сочетании нагрузок разной длительности, из трех модулей упругости принимается модуль упругости, соответствующий группе нагрузок, дающей основной вклад в напряженное состояние элемента.

9.6 Конструктивные требования

9.6.1 Для обеспечения безопасности и эксплуатационной пригодности трубобетонных конструкций помимо требований к расчету следует выполнять конструктивные требования к их размерам и армированию.

Требования к размерам трубобетонных элементов

9.6.2 Приведенные в настоящем национальном стандарте формулы для расчетных сопротивлений бетона трубобетонных конструкций применимы для значений t_p/D_p в пределах от 0,0064 до 0,046. При других соотношениях толщины стенок трубы и ее диаметра, расчетные сопротивления бетона в составе трубобетонной конструкции должны определяться на основе испытаний опытных образцов.

9.6.3 Размеры трубобетонных конструкций должны быть не менее значений, обеспечивающих:

- возможность размещения арматуры, ее анкеровки и

совместной работы с бетоном;

- ограничение гибкости сжатых элементов в соответствии с 9.6.4.

9.6.4 Размеры сечений внецентренно сжатых трубобетонных элементов для обеспечения их жесткости следует принимать такими, чтобы гибкость $\lambda = l_0/i_{red}$ их приведенного к металлу трубы сечения (приложение Е) не превышала:

120 - для элементов в любом направлении в стадии эксплуатации сооружения;

150 - для элементов на стадии монтажа.

Требования к узлам примыкания окружающих конструкций

9.6.5 В местах передачи нагрузок на трубу от примыкающих конструкций в трубобетонной конструкции должны быть установлены упоры для перераспределения усилий между трубой и бетонным (железобетонным) ядром.

В качестве анкерных устройств следует использовать приваренные к внутренней поверхности трубы стержни или пластины. Упоры пропускаются внутрь трубы на 1/4 ее внутреннего диаметра

Упоры должны быть установлены вдоль оси трубобетонного элемента на участке длиной равной двум диаметрам трубы в каждую сторону от узла передачи нагрузки.

Упоры следует распределять равномерно по сечению трубы и ее длине. Число приваренных упоров с внутренней стороны трубы не ограничивается. Для равномерной передачи усилий с трубы на бетон, с каждой стороны от узла передачи нагрузки должно быть установлено не менее восьми упоров.

9.6.6 Требуемое по расчету число упоров определяется передающейся на них нагрузкой, их прочностью на срез и прочностью бетона на смятие под упором.

Нагрузка на упор вычисляется, исходя из следующих предпосылок:

- усилия, передаваемые в узле примыкания конструкций на трубу, перераспределяются между бетонным (железобетонным) ядром и трубой как между упругими телами - пропорционально их жесткостям. Изгибающие моменты перераспределяются пропорционально изгибным жесткостям. Силы, направленные вдоль продольной оси трубы, перераспределяются пропорционально жесткостям на растяжение - сжатие. При разных длинах (L_1 , L_2) трубобетонных элементов, расположенных с обеих сторон от узла передачи нагрузки, или при разных размерах сечений этих элементов (при разных $E_1 I_1$, $E_2 I_2$ и $E_1 A_1$, $E_2 A_2$) передающееся усилие распределяется между этими элементами пропорционально их погонным жесткостям ($E_1 I_1 / L_1$, $E_2 I_2 / L_2$ или $E_1 A_1 / L_1$, $E_2 A_2 / L_2$);

- упоры рассчитываются на срез от действия усилий, передающихся на бетон;

- бетон ядра рассчитывается на смятие в соответствии с разделом 7.11 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования.

Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»

В том случае, если упор жесткий, при расчете на смятие принимается, что давление упора на бетон распределено равномерно по площади проекции упора на нормальное сечение элемента. В случае, если упоры гибкие, то давление упора на бетон принимается по треугольной эпюре по длине упора (от края бетонного ядра - по радиусу). Поперек оси упора нагрузка на бетон распределена равномерно по проекции упора. При этом принимается, что вдоль оси упора (от края бетонного ядра - по радиусу) вся нагрузка приложена в пределах трех наименьших поперечных размеров упора;

- при вычислении жесткостей бетонного ядра принимается начальный модуль упругости бетона при кратковременных нагрузках

E_{b0} . При наличии продольной стержневой арматуры в ядре, в расчете используется приведенный модуль упругости материала. Приведение выполняется как при растяжении-сжатии;

- усилия, приложенные в узле, направленные вдоль продольной оси трубы и приходящиеся на элемент с каждой стороны узла, должны быть восприняты всеми упорами, установленными на этом элементе. При этом усилия распределяются между упорами поровну;

- суммарный изгибающий момент, приложенный в узле и приходящийся на элемент с каждой стороны узла, должен быть воспринят упорами, установленными на этом элементе. При этом усилия распределяются между двумя парами диаметрально противоположных рядов упоров, расположенных наиболее близко к плоскости действия суммарного момента. Все упоры в указанных рядах нагружены поровну;

- расчет для наиболее нагруженных упоров выполняется в соответствии с 7.5.5.

9.6.7 Допускается не устанавливать упоры в случаях, когда применяется особо жесткая конструкция узла, обеспечивающая передачу усилий от примыкающих конструкций на бетонное ядро и трубу как от жесткого тела.

9.6.8 В узлах примыкания окружающих конструкций должны быть выполнены необходимые расчеты прочности трубы и дополнительных элементов узла в соответствии с ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов». При действии продольной силы с изгибом, расчетное сопротивление металла трубы R_{pc} принимается пониженным в соответствии с 9.2.2.

Требования к армированию трубобетонных элементов

9.6.9 Наружный слой бетона между стержнями продольной стержневой арматуры и стенками трубы должен обеспечивать совместную работу бетонного ядра с трубой, совместную работу арматуры с бетоном, анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов, качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси.

9.6.10 Толщину наружного слоя бетона между стержнями продольной стержневой арматуры и стенками трубы (в свету) следует принимать не менее 2,5 диаметров стержня продольной арматуры и не менее 60 мм.

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины наружного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Для спиральной арматуры в составе трубобетонного сечения возможно применение гладкой и арматуры периодического профиля с минимальным диаметром сечения 12 мм.

9.6.11 Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать такими, чтобы обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси не менее:

40 мм - при горизонтальном или наклонном положении конструкции при бетонировании;

50 мм - при горизонтальном или наклонном положении конструкции при бетонировании, при расположении арматуры в один ряд (сдвоенная арматура);

50 мм - при вертикальном положении конструкции при бетонировании.

9.6.12 В железобетонном ядре трубобетонного элемента общую площадь сечения продольной стержневой арматуры, если она требуется по расчету следует принимать от площади сечения бетона, не менее указанной в 5.16 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

9.6.13 Бетонное (железобетонное) ядро трубобетонной конструкции, анкеровка стержневой арматуры, а также соединения стержневой арматуры железобетонного ядра трубобетонного элемента должно соответствовать требованиям раздела 9 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

Приложение А (обязательное)

Учет ползучести, виброползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях

А.1 При учете ползучести бетона в статически определимых конструкциях необходимо определить уравновешенные в пределах поперечного сечения (далее – внутренние) напряжения и соответствующие деформации.

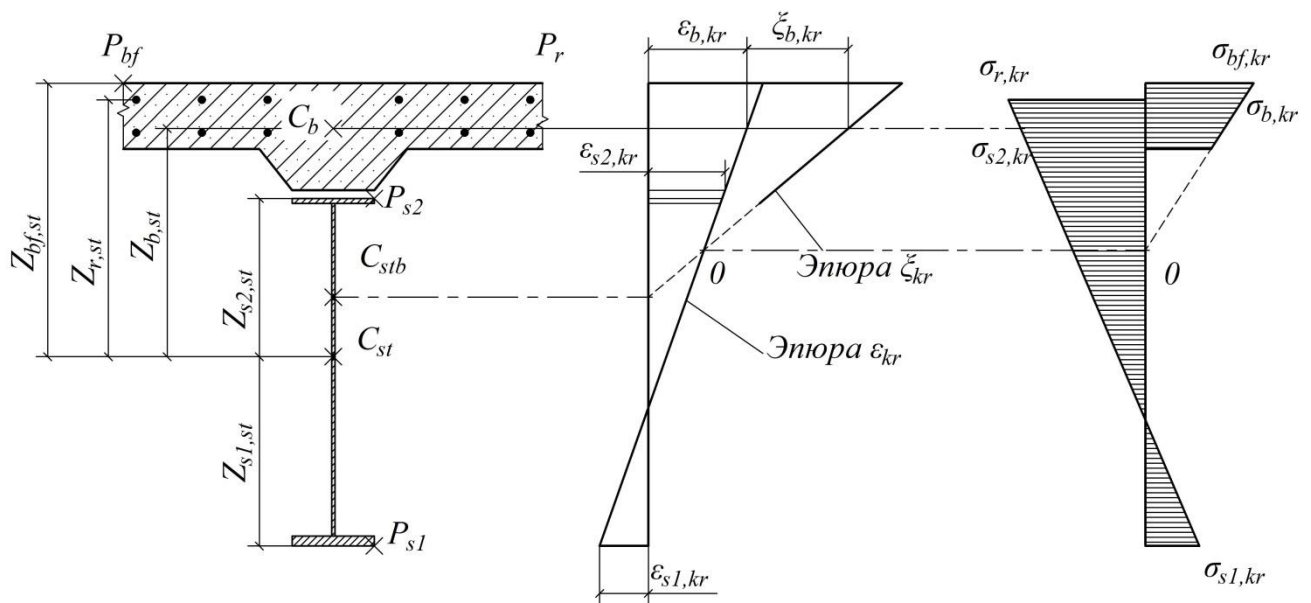


Рисунок А.1 – Эпюры относительных деформаций и внутренних
напряжений от ползучести бетона

Для конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты (рисунок А.1), внутренние напряжения от ползучести бетона в общем случае надлежит определять по следующим формулам:

на уровне центра тяжести бетонной части сечения (растяжение)

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha \cdot \sigma_{b1} ; \quad (A.1)$$

в крайней фибре нижнего пояса стальной балки (растяжение или сжатие)

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} \cdot A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st}}{W_{s1,st}} \right); \quad (A.2)$$

в крайней фибре верхнего пояса стальной балки (сжатие)

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} \cdot A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{s2,st}} \right); \quad (A.3)$$

в стержнях крайнего ряда ненапрягаемой арматуры плиты при $E_r = E_{rs} = E_{st}$ (сжатие)

$$\sigma_{r,kr} = \sigma_{b,kr} \cdot A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{rf,st}} \right); \quad (A.4)$$

потери предварительного напряжения напрягаемой арматуры (сжатие)

$$\sigma_{p,kr} = \frac{1}{n_r} \cdot \sigma_{b,kr} \cdot A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{p,st}} \right); \quad (A.5)$$

в крайней фибре бетона (растяжение)

$$\sigma_{bf,kr} = (\alpha + \beta) \cdot \sigma_{bf,1} - \frac{1}{n_b} \cdot \sigma_{sbf,kr}. \quad (A.6)$$

Относительные деформации от ползучести бетона в уровне центра тяжести его сечения (рисунок А.1) надлежит вычислять по следующим формулам:

относительные деформации, отвечающие напряжениям в стальной части сечения

$$\varepsilon_{b,kr} = \beta \cdot \frac{\sigma_{b1}}{E_b}; \quad (A.7)$$

относительные деформации, отвечающие напряжениям в бетонной части сечения

$$\xi_{b,kr} = \frac{\sigma_{b,kr}}{E_b}. \quad (A.8)$$

В формулах (А.1) – (А.8):

α, β, ν – параметры, связанные с податливостью бетонной и стальной частей сечения и определяемые из выражений:

$$\alpha = \frac{\varphi_{kr}}{0,5 \cdot \varphi_{kr} + \nu + 1}; \quad (\text{А.9})$$

$$\beta = \alpha \cdot \nu; \quad (\text{А.10})$$

$$\nu = \frac{A_b}{n_b} \cdot \left[\frac{1}{A_{st}} + \frac{(Z_{b,st})^2}{I_{st}} \right]; \quad (\text{А.11})$$

$\varphi_{kr} = \gamma_f \cdot E_b \cdot c_n$ – предельная характеристика ползучести бетона;

γ_f – принимается по таблице 1 (номер нагрузки и воздействия 5) ГОСТ 33390;

c_n – нормативная деформация ползучести бетона, определяемая по 5.15 и приложению А при уточнении с учетом приложения Б **ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»**;

$\sigma_{b1}, \sigma_{bf,1}$ – 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

$$\sigma_{sbf,kr} = \sigma_{b,kr} \cdot A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st} \cdot Z_{bf,st}}{I_{st}} \right); \quad (\text{А.12})$$

$$A_{st}, I_{st}, W_{s1,st}, W_{s2,st}, W_{rf,st}$$

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;

$n_r = E_{st}/E_r$ – коэффициент приведения по 7.1.12.

Остальные обозначения соответствуют 7.1.3 и 7.2.1 и рисунку А.1.

А.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

$$E_{ef,kr} = \frac{v - 0,5 \cdot \varphi_{kr} + 1}{v \cdot (1 + \varphi_{kr}) + 0,5 \cdot \varphi_{kr} + 1}, \quad (\text{A.13})$$

где v, φ_{kr} – см. А.1.

Внутренние напряжения от ползучести бетона для i -й фибры сечения следует вычислять по формуле

$$\sigma_{i,kr} = \sigma_{i,ef} - \sigma_i, \quad (\text{A.14})$$

где $\sigma_{i,ef}, \sigma_i$ – напряжения от постоянных нагрузок, полученные при модуле упругости бетона соответственно $E_{ef,kr}$ и E_b .

А.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 А.1).

При этом, выполняя расчет методом сил, бетонную часть сечения надлежит учитывать следующим образом: с модулем $E_{ef,kr}$ (см. А.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 А.1.

Т а б л и ц а А.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}	$0,5\varphi_{kr}$
2	$0,5\varphi_{kr}$	$0,38\varphi_{kr}$
3	$0,38\varphi_{kr}$	$0,32\varphi_{kr}$

А.4 Прогибы конструкции от ползучести бетона следует определять, рассматривая стальную часть сечения под действием сил ($\sigma_{kr} \cdot A_b$), 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.

А.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. А.1 и А.2) обобщенной характеристики ползучести бетона и обжатия поперечных швов $\varphi_{kr,d}$, определяемой по формуле

$$\varphi_{kr,d} = \varphi_{kr} + \frac{E_b \cdot \Sigma \Delta_d}{0,2 \cdot R_b \cdot L}, \quad (\text{А.15})$$

где L – длина сжатой постоянными нагрузками и воздействиями железобетонной плиты;

$\sum \Delta_d$ – суммарная деформация обжатия поперечных швов, расположенных на длине L ;

φ_{kr} – принимается по А.1;

E_b, R_b – принимаются по 6.1.7 и 6.1.15 ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

При отсутствии опытных данных величину Δ_d , см, допускается вычислять по формуле

$$\Delta_d = 0,005 + 0,00035 \cdot b_d, \quad (\text{А.16})$$

где b_d – ширина шва (зазор между торцами сборных плит).

А.6 Учет виброползучести бетона следует выполнять введением в расчет условного модуля упругости бетона E_{vkr} , вычисляемого по А.2, с заменой φ_{kr} на φ_{vkr} , определяемой по формуле

$$\varphi_{vkr} = \frac{2 \cdot \rho_1}{1 + \rho_1} \varphi_{kr} + (1 - \rho_1) \cdot (0,388 \cdot c_n - 0,35 \cdot 10^{-6}) \cdot E_b, \quad (\text{А.17})$$

где $\rho_1 = \sigma_{min,1} / \sigma_{max,1}$ – характеристика цикла начальных напряжений в бетоне, определенных без учета виброползучести и ползучести;

φ_{kr}, c_n – принимается по А.1.

Приложение Б (обязательное)

Определение напряжений в сталежелезобетонных балках от усадки бетона и температурных воздействий

Б.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

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} \cdot E \cdot \left(\frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} \cdot Z - v_{shr} \right), \quad (\text{Б.1})$$

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 7.1.6;

A_{st} – площадь стальной части сечения, включая арматуру железобетонной плиты;

$$S_{shr} = A_{st} \cdot Z_{st,stb};$$

$Z_{st,stb}$ – 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);

$v_{shr} = 0$, $v_{shr} = 1$ – при определении напряжений соответственно в бетоне и в стали;

E – следует принимать при определении напряжений равным:

в бетоне – $E_{ef,shr}$;

в стальной балке – E_{st} ;

в ненапрягаемой арматуре – E_{rs} ;

в напрягаемой арматуре – E_{rp} ;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

ε_{shr} – предельная относительная деформация усадки бетона, принимаемая по 7.1.6;

б) от температурных воздействий

$$\sigma_t = \alpha \cdot t_{max} \cdot E \cdot \left(\frac{A_t}{A_{stb,t}} + \frac{S_t}{I_{stb,t}} \cdot Z - v \right), \quad (\text{Б.2})$$

где $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹ – коэффициент линейного расширения стали и бетона;

$$t_{max} = \gamma_f \cdot t_{n,max};$$

γ_f – принимается по таблице 1 (номер нагрузки и воздействия 15) ГОСТ 33390;

$t_{n,max}$ – принимается по 7.1.6;

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 $A_{stb,t}$ до фибры, где определяется σ_t .

В случаях повышения или понижения температуры стальной части конструкции в формуле (Б.2) следует принимать:

$$A_t = 0,8 \cdot A_{wt} + 0,3 \cdot A_{s1,t}; \quad (\text{Б.3})$$

$$S_t = (0,4 \cdot h_w - 0,8 \cdot Z_{b1,stb}) A_{wt} + 0,3 \cdot A_{s1,t} \cdot Z_{s1,stb}; \quad (\text{Б.4})$$

$$v = v_{ti}$$

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 (Б.2) следует принимать:

$$A_t = \frac{17 \cdot b_{sl}}{n_b} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{t_{sl}}{50} \right)^3 \right]; \quad (\text{Б.5})$$

$$S_t = -\frac{17 \cdot b_{sl}}{n_b} \cdot (Z_{bf, stb} - 8); \quad (\text{Б.6})$$

$$v = v'_{ti},$$

где b_{sl} , t_{sl} , см, принимаются по 7.1.11.

Величины v_{ti} и v'_{ti} , относящиеся к i -й точке сечения, в которой определяются напряжения, следует принимать по 7.1.6.

Остальные обозначения, принятые в формулах (Б.3) – (Б.6), соответствуют 7.1.3 и рисунку 7.1.

Б.2 При расчете статически неопределимых систем на температурные воздействия и усадку бетона геометрические характеристики сечения следует принимать по Б.1.

Приложение В
(обязательное)

**Распределение сдвигающих усилий по шву объединения
железобетонной плиты и стальной конструкции в сложных
случаях воздействий**

В.1 Распределение концевого сдвигающего усилия S_{eN} следует принимать по несимметричной треугольной эпюре с длиной основания a_e (рисунок В.1).

При этом:

$$s'_{1N} = \frac{S_{eN}}{0,5 \cdot a_e}; \quad (\text{В.1})$$

$$s_{1N} = \frac{S_{eN}}{a_e}, \quad (\text{В.2})$$

где s'_{1N} , s_{1N} – интенсивность погонных сдвигающих сил в соответствии с рисунком В.1;

S_{eN} , a_e – принимаются по 7.5.1 и 7.5.2.

В.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 (рисунок В.1); при этом ордината в середине околоопорного участка равна

$$s_{pQ} = \frac{1,15 \cdot S_{pQ}}{a_e}. \quad (\text{В.3})$$

В.3 Распределение местных сосредоточенных сдвигающих усилий (от заанкеривания высокопрочной арматуры, примыкания ванта или раскоса и т.д.) S_{cN} в удаленных от конца плиты зонах

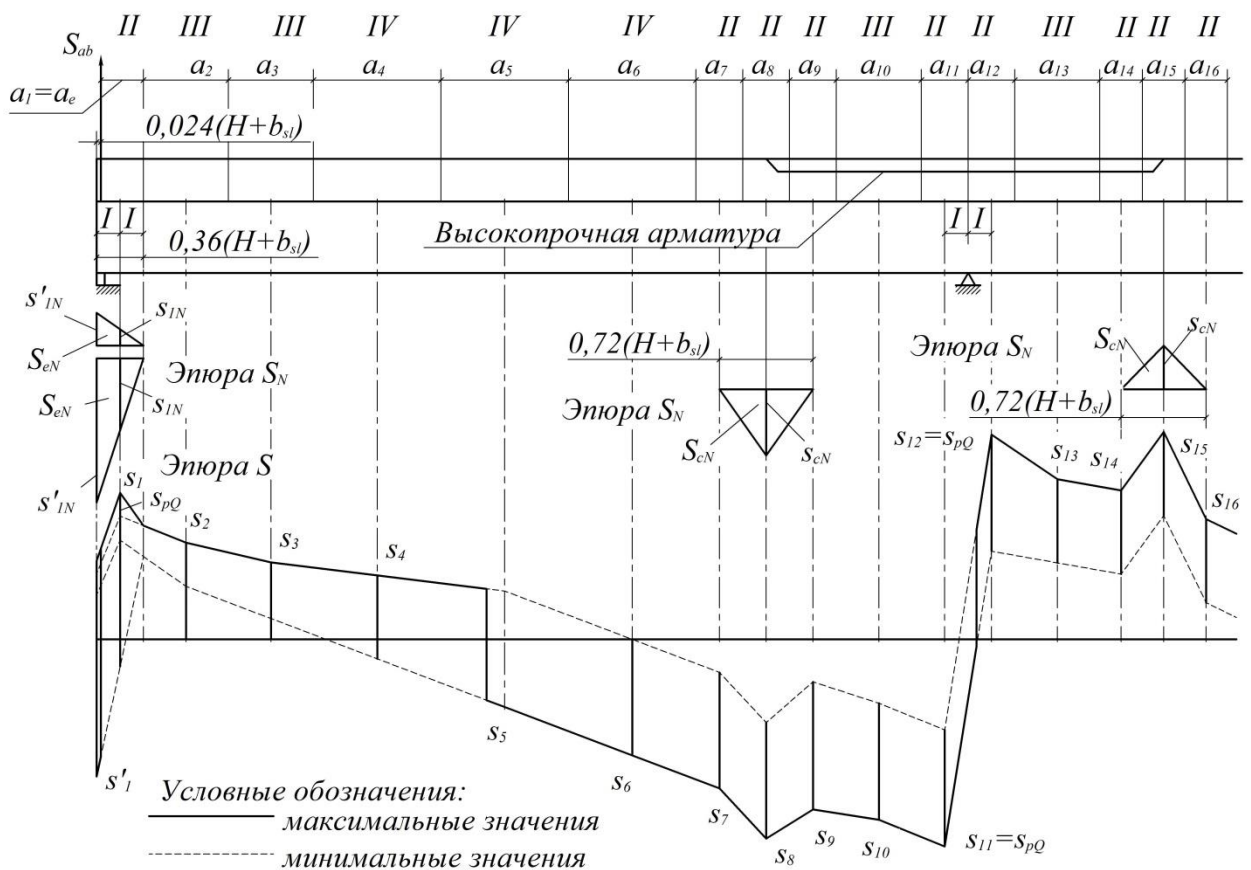
следует принимать по симметричной треугольной эпюре с длиной основания $2a_e$ (рисунок В.1).

В.4 При определении сдвигающих усилий длины расчетных участков следует принимать (рисунок В.1):

$$I = 0,18 \cdot (H + b_{sl});$$

$II = 0,36 \cdot (H + b_{sl})$ – для концевых участков и в местах приложения сосредоточенных сил, а также в местах, примыкающих к указанному участку;

$III \leq 0,8 \cdot (H + b_{sl}); IV \leq 1,6 \cdot (H + b_{sl})$ – на остальной длине пролетного строения соответственно в крайней и средней четвертях пролета.



I, II, III, IV – расчетная длина участков a_i

Рисунок В.1 – Эпюры погонных сдвигающих сил между железобетонной и стальной частями

Приложение Г
(обязательное)

Расчет по прочности объединения железобетона и стали
гибкими упорами и анкерами

Г.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

$$S_h \leq 0,55 \cdot b_{dr} \cdot (t_{fr} + 0,5t_w) \cdot \sqrt{10R_b}, \text{ кН}; \quad (\text{Г.1})$$

для гибких упоров в виде круглых стержней при $2,5 < l/d \leq 4,2$

$$S_h \leq 0,24 \cdot l \cdot d \cdot \sqrt{10R_b}, \text{ кН}; \quad (\text{Г.2})$$

для гибких упоров в виде круглых стержней при $l/d > 4,2$

$$S_h \leq d^2 \cdot \sqrt{10R_b}, \text{ кН}. \quad (\text{Г.3})$$

Для гибких упоров в виде круглых стержней должно быть, кроме того, выполнено условие

$$S_1 \leq 0,063 \cdot d^2 \cdot m \cdot R_y, \text{ кН}. \quad (\text{Г.4})$$

В формулах (Г.1) – (Г.4):

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 7.2.1.

Г.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:

$$S_h \leq 0,1 \cdot A_{an} \cdot m \cdot R_y \cdot \cos(\alpha) + d^2 \cdot \sqrt{10R_b} \cdot \sin(\alpha), \text{ кН}; \quad (\text{Г.5})$$

$$S_h \leq 0,1 \cdot A_{an} \cdot m \cdot R_y \cdot (\cos(\alpha) + 0,8 \cdot \sin(\alpha)), \text{ кН}; \quad (\text{Г.6})$$

где A_{an} – 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 (Г.5) и (Г.6) вместо $\cos(\alpha)$ следует подставлять произведение $\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)$, где β – угол между горизонтальной проекцией анкера и направлением действия сдвигающей силы.

Сдвигающее усилие, воспринимаемое сжатыми наклонными анкерами, не должно превышать 25 процентов полного сдвигающего усилия, действующего на рассчитываемом участке.

Г.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 (Г.5), заменяя d^2 выражением $t_{an} \cdot \sqrt{A_{an}}$ (где t_{an} – в см).

Г.4 Если наклонные или вертикальные анкера 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 Д
(обязательное)

Расчеты по прочности объединения железобетона и стали
высокопрочными болтами обжимающими железобетон

Д.1 Усилие натяжения высокопрочного болта следует определять по формуле

$$N_{hb} = N_{hb,n} - \Delta N , \quad (Д.1)$$

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 Д.1 потери допускается определять по формуле

$$\Delta N = N_{hb,n} \cdot (0,23 - 0,0025 \cdot t) , \quad (Д.2)$$

где $t < 50$ см – суммарная толщина плиты и слоя раствора по оси отверстия.

Д.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

$$S_h \leq \frac{1}{k} \cdot f \cdot N_{hb} , \quad (Д.3)$$

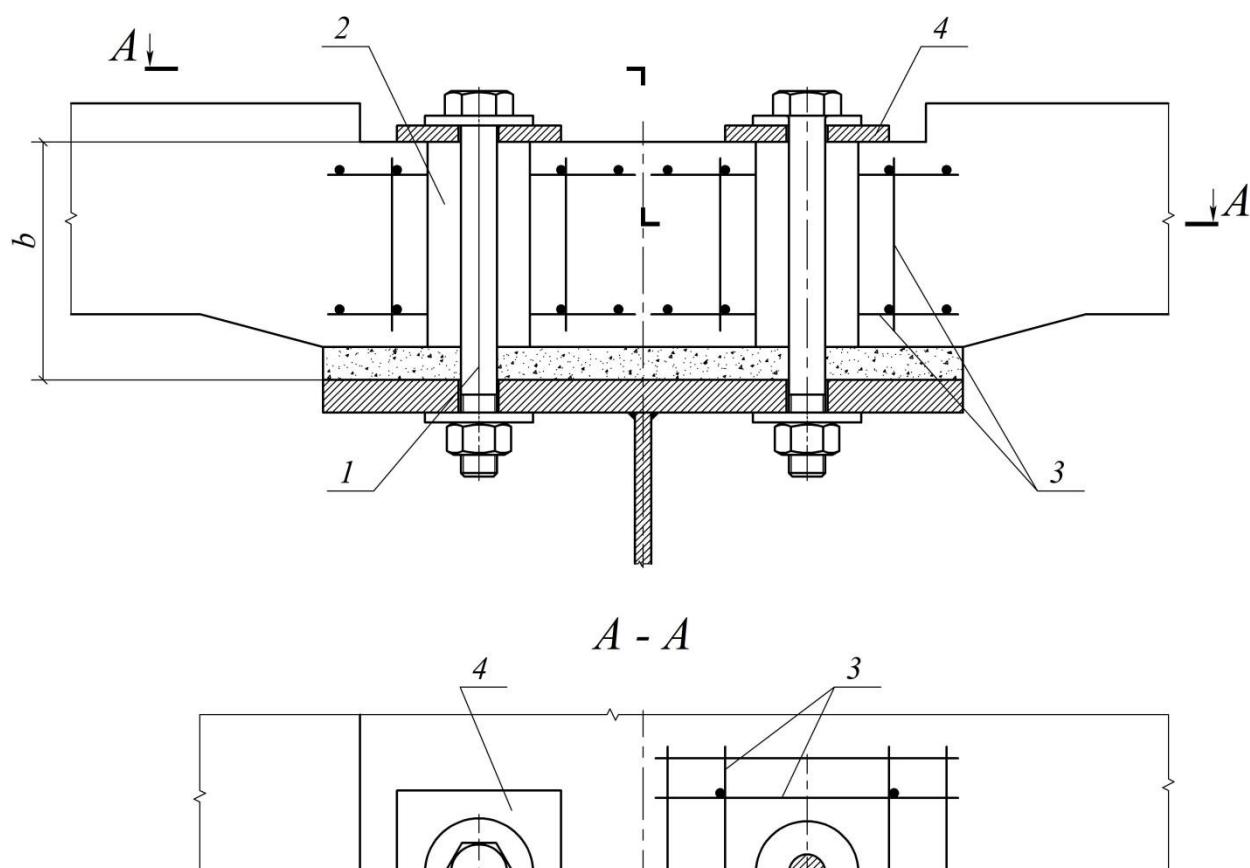
где N_{hb} – усилие натяжения высокопрочного болта, принимаемое по Д.1 настоящего приложения;

$k = 1,3$ – 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 Д.1 – Конструкция болтового объединения

Приложение Е
(обязательное)

Определение геометрических характеристик приведенного сечения трубобетонных несущих элементов

Е.1 Допускается значение при вычислении условной критической силы определять по формуле

$$D = \min \begin{cases} k_b E_{b1} \cdot I + 0,7 \cdot (E_s I_s + E_p I_p), \\ k_b E_{b1} \cdot I + 0,7 \cdot E_s I_s + \frac{l_0^2}{\pi^2} \cdot R_{pc} A_p, \end{cases} \quad (\text{Е.1})$$

где E_s , E_p — модули упругости арматуры и трубы соответственно;

E_{b1} — модуль упругости бетона, принимается с учетом длительности действия нагрузки:

- при действии кратковременных нагрузок и отсутствия трещин

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b;$$

- при действии длительных и постоянных нагрузок и отсутствии

трещин $E_{b1} = E_{bt} = \frac{E_b}{1 + C_n \cdot E_b}$, (определение C_n и E_b см. 8.4.3 ГОСТ Р

«Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»);

- при наличии трещин в бетоне и отсутствии продольной стержневой арматуры $E_{b1} = 0$;

- при наличии трещин в бетоне и наличии продольной стержневой арматуры для кратковременных нагрузок $E_{b1} = 0,56 \cdot E_b$;

- при наличии трещин в бетоне и наличии продольной стержневой арматуры для длительно действующих и постоянных нагрузок $E_{b1} = 0,66 \cdot E_b$;

П р и м е ч а н и е

При сочетании нагрузок разной длительности, из трех модулей упругости принимается модуль упругости, соответствующий группе нагрузок, дающей основной вклад в напряженное состояние элемента.

I , I_s , I_p — моменты инерции соответственно сечения бетона, всей продольной арматуры (в виде приведенного кольцевого сечения) и сечения трубы относительно оси, проходящей через центр тяжести поперечного сечения элемента;

k_b — коэффициент, определяемый по формуле

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l \cdot (0,3 + \delta)}, \quad (\text{E.2})$$

В формуле (E.2) коэффициент φ_l учитывает влияние на прогиб длительного действия нагрузки и относительной величины эксцентриситета.

Значение коэффициента φ_l следует принимать равным

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1}, \text{ но не более } 2 \quad (\text{E.3})$$

где M_1 , M_{l1} — моменты относительно центра наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок;

Значение коэффициента δ следует принимать равным e_c/D_p , но не менее определяемого по формуле

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{D_p} - 0,01 \cdot R_b, \quad (\text{E.4})$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона, МПа (см. таблицу 6 **ГОСТ Р «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов»**);

l_0 — расчетная длина элемента см. 9.4.4.

Если моменты (или эксцентриситеты) от полной нагрузки и от постоянной имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки $e_c \geq 0,1D_p$ следует принимать

$\varphi_l = 1,0$, а при $e_c < 0,1D_p$ $\varphi_l = 1,05$.

Моменты инерции сечения бетона, трубы и приведенного кольцевого сечения для арматуры вычисляются по формулам

$$I = \pi \cdot \frac{(D_p - 2 \cdot t_p)^4}{64}, \quad (\text{E.5})$$

$$I_p = \pi \cdot \frac{D_p^4 - (D_p - 2 \cdot t_p)^4}{64}, \quad (\text{E.6})$$

В формулах (E.4) – (E.6) D_p , t_p — внешний диаметр и толщина стенки трубы трубобетонного элемента см. рисунок 9.1.

Момент инерции приведенного кольцевого сечения для стержневой арматуры

$$I_s = \pi \cdot \frac{d_{2s}^4 - d_{1s}^4}{64}, \quad (\text{E.7})$$

где d_{2s} , d_{1s} — наружный и внутренний диаметры приведенного кольцевого сечения

$$d_{2s} = 2 \cdot r_s + t_{s,red}; \quad (\text{E.8})$$

$$d_{1s} = 2 \cdot r_s - t_{s,red}. \quad (\text{E.9})$$

В формулах (E.8), (E.9) $t_{s,red}$ — толщина приведенного кольцевого сечения для стержневой арматуры

$$t_{s,red} = \frac{A_s}{2 \cdot \pi \cdot r_s}. \quad (\text{E.10})$$

Приведение трубобетонного сечения к бетону выполняется по формулам

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha_s + I_p \cdot \alpha_p, \quad (\text{E.11})$$

$$A_{red} = A_b + A_s \cdot \alpha_s + A_p \cdot \alpha_p, \quad (\text{E.12})$$

где I_{red} , A_{red} — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести и площадь приведенного поперечного сечения элемента соответственно;

α_s — коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{b1}}, \quad (\text{E.13})$$

α_p — коэффициент приведения металла трубы к бетону

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{b1}}, \quad (\text{E.14})$$

A_b , A_s , A_p — площади поперечного сечения бетона, арматуры и металла трубы, соответственно.

Приведение трубобетонного сечения к металлу трубы выполняется по формулам

$$I_{red(p)} = I_p + I_s \cdot \alpha_{s(p)} + I \cdot \alpha_{b(p)} , \quad (E.15)$$

$$A_{red(p)} = A_p + A_s \cdot \alpha_{s(p)} + A_b \cdot \alpha_{b(p)} , \quad (E.16)$$

где $I_{red(p)}$, $A_{red(p)}$ — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести и площадь приведенного поперечного сечения элемента соответственно;

$\alpha_{b(p)}$ — коэффициент приведения бетона к металлу трубы

$$\alpha_s = \frac{E_{b1}}{E_p} , \quad (E.17)$$

$\alpha_{s(p)}$ — коэффициент приведения стали арматуры к металлу трубы

$$\alpha_{s(p)} = \frac{E_s}{E_p} , \quad (E.18)$$

A_b , A_s , A_p — площади поперечного сечения бетона, арматуры и металла трубы, соответственно.

Радиус инерции приведенного к металлу трубы сечения следует определять по формуле

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red(p)}}{A_{red(p)}}} , \quad (E.19)$$

Значения $I_{red(p)}$ и $A_{red(p)}$ в формуле (E.19) определяются по формулам (E.15), (E.16).

Библиография

- | | | |
|-----|--|---|
| [1] | Технический регламент
Таможенного союза
ТР ТС 014/2011 | Безопасность
автомобильных дорог |
| [2] | ОДМ 218.4.003-2009 | Рекомендации по
объединению
металлических балок с
монолитной
железобетонной плитой
посредством непрерывных
гребенчатых упоров в
сталежелезобетонных
пролетных строениях
мостов |

УДК 624.21.016

ОКС 93.040

Ключевые слова: стандарты, национальные стандарты Российской Федерации, автомобильная дорога общего пользования, мостовые сооружения, проектирование сталежелезобетонных элементов, трубобетонные несущие элементы, автодорожные мосты, пролетные строения, расчеты, конструктивные требования.

Руководитель организации разработчика

Общество с ограниченной ответственностью «Мастерская Мостов»
(ООО «Мастерская Мостов»)

Генеральный директор

 18.12.2020
подпись, дата

А.Н. Щербаков

Руководитель разработки

Технический директор,
канд. техн. наук

 18.12.2020
подпись, дата

Н.В. Илюшин

Исполнители:

Зам. технического
директора

 18.12.2020
подпись, дата

Н.Ю. Новак

Начальник отдела

 18.12.2020
подпись, дата

В.В. Одинцов

Главный специалист

 18.12.2020
подпись, дата

В.А. Конопатов