МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

СВОД ПРАВИЛ СП 159.1325800.2014

СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ. ПРАВИЛА РАСЧЕТА

Издание официальное

Москва 2014

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

Сведения о своде правил

1 ИСПОЛНИТЕЛЬ – Филиал ОАО ЦНИИС «НИЦ «Мосты»

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство», Федеральным автономным учреждением «Федеральный центр нормирования, стандартизации и технической оценки соответствия в строительстве» (ФАУ «ФЦС»)

3 ПОДГОТОВЛЕН к утверждению Департаментом градостроительной деятельности и архитектуры Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России)

4 УТВЕРЖДЕН Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 7 августа 2014 г. № 441/пр и введен в действие с 1 сентября 2014 г.

5 ЗАРЕГИСТРИРОВАН Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии (Росстандарт)

6 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Информация об изменениях к настоящему своду правил, а также тексты изменений и поправок размещаются в информационной системе общего пользования – на официальном сайте Министерства по строительству и жилищно-коммунальному хозяйству Российской Федерации в сети Интернет

© Минстрой России, ФАУ «ФЦС», 2014

Настоящий свод правил не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания на территории Российской Федерации без разрешения Минстроя России

Содержание

1 Область применения 1
2 Нормативные ссылки 1
3 Термины и определения 1
4 Общие положения 2
5 Нагрузки и воздействия 6
6 Учет последовательности бетонирования (монтажа) плиты проезжей части 7
7 Учет образования трещин 9
8 Усадка и ползучесть бетона 9
9 Саморазогрев бетона в процессе твердения и температурные перепады между стальной и железобетонной частями сечения 11
10 Расчет строительного подъема 13
11 Расчет на временные нагрузки 14
Библиография 18

Введение

Настоящий свод правил разработан с целью повышения уровня безопасности людей в зданиях и сооружениях и сохранности материальных ценностей в соответствии с Федеральным законом от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», повышения уровня гармонизации нормативных требований с европейскими и международными нормативными документами, применения единых методов определения эксплуатационных характеристик и методов оценки. Учитывались также требования Федерального закона от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» и сводов правил системы противопожарной защиты.

Свод правил содержит правила расчета сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов.

Свод правил выполнен авторским коллективом ОАО «ЦНИИС» (канд. техн. наук *Ю.М. Егорушкин*, инженеры *Р.И. Рубинчик*, *Н.В. Илюшин*).

СВОД ПРАВИЛ

СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ. ПРАВИЛА РАСЧЕТА

Steel and concrete composite bridge decks on highways. Rules of analysis

Дата введения – 2014–09–01

1 Область применения

Настоящий свод правил распространяется на проектирование новых и реконструируемых постоянных мостовых сооружений со сталежелезобетонными пролетными строениями с ездой поверху, сооружаемых путем монтажа стальных балок и последующего бетонирования (монтажа) железобетонной плиты проезжей части:

на автомобильных дорогах;

на улицах и дорогах населенных пунктов.

Настоящий свод правил не распространяется на проектирование мостовых сооружений на железных дорогах и линиях метрополитена.

2 Нормативные ссылки

В настоящем своде правил использованы нормативные ссылки на следующие документы:

СП 35.13330.2011 «СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы»

СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»

Примечание – При пользовании настоящим сводом правил целесообразно проверить действие ссылочных стандартов (сводов правил и/или классификаторов) в информационной системе общего пользования – на официальном сайте национального органа Российской Федерации по стандартизации в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячно издаваемого информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный стандарт (документ), на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого стандарта (документа) с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный стандарт (документ), на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого стандарта (документа) с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего стандарта в ссылочный стандарт (документ), на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный стандарт (документ) отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил можно проверить в Федеральном информационном фонде технических регламентов и стандартов.

3 Термины и определения

В настоящем своде правил применены следующие термины с соответствующими определениями:

Издание официальное

3.1 **загружение поверхности влияния:** Поиск неблагоприятных расположений временных подвижных нагрузок на пролетном строении моста и, соответствующих этим расположениям, экстремальных значений расчетной величины (усилия, перемещения и т.д.).

3.2 **момент замыкания стали и бетона:** Начало совместной работы стальной балки и железобетонной плиты проезжей части. Условно считают момент, когда прочность бетона достигает 30 % расчетной прочности.

3.3 **поверхность влияния:** Функция, значениями которой являются усилия (или другие компоненты напряженно-деформированного состояния) в заданной точке пролетного строения в зависимости от положения перемещаемой единичной вертикальной силы. Задается таблично в виде матрицы аппликат, вектор-столбца абсцисс и вектор-строки ординат.

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

3.5 **сталежелезобетонный мост:** Мостовое сооружение со сталежелезобетонными пролетными строениями.

3.6 **сталежелезобетонные пролетные строения:** Пролетные строения мостовых сооружений, у которых основные несущие элементы (главные балки) состоят из стальных и железобетонных элементов, работающих совместно.

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

4 Общие положения

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

4.2 Расчеты сталежелезобетонных пролетных строений мостов на постоянные нагрузки и воздействия, а также на температурные перепады допускается выполнять с применением плоских расчетных схем.

4.3 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 загружения линий и поверхностей влияния усилий, напряжений, деформаций и перемещений с поиском неблагоприятного расположения временных нагрузок на пролетном строении и расчетных сочетаний нагрузок.

4.4 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 обобщенной методикой.

4.5 В основе обобщенной методики лежит расчет нормальных сечений по нелинейной деформационной модели [1], использующей диаграммы деформирования

(состояния) материалов, составляющих поперечное сечение сталежелезобетонной балки: конструкционной стали, бетона и арматуры.

Отличительной особенностью методики является использование в расчетах по нелинейной деформационной модели в качестве критерия прочности предельных усилий, воспринимаемых сечением, а не предельных относительных деформаций согласно СП 63.13330.

4.6 Обобщенная методика расчета нормальных сечений изгибаемых элементов базируется на применении:

- уравнений равновесия;
- гипотезы плоских сечений;
- диаграмм деформирования материалов.

Предлагаемая методика ориентирована на применение компьютера. В основе ее реализации лежат вычислительные процедуры численного интегрирования, решения интерполяционной задачи, нахождения корней трансцендентных уравнений.

4.7 В общем случае для оценки предельных состояний сечений, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента, применяют три уравнения равновесия – равенство нулю суммы внешних и внутренних продольных сил и равенство нулю суммы внешних и внутренних моментов относительно двух не параллельных осей, расположенных в плоскости сечения. При расчете сечений, симметричных относительно плоскости действия внешней нагрузки, достаточно двух уравнений, а для расчета центрально сжатых (растянутых) элементов – одного.

4.8 Сечения, нормальные к продольной оси элемента, в соответствии с гипотезой плоских сечений, остаются плоскими после деформирования элемента.

Эпюра деформаций представляет собой призматическую поверхность, образованную исходной и деформированной плоскостями. Линия пересечения исходной и деформированной плоскостей поперечного сечения является нулевой линией (нейтральной осью), где деформации и напряжения равны нулю. При применении гипотезы плоских сечений, эпюры нормальных напряжений в поперечных сечениях балки могут быть представлены диаграммами (или фрагментами диаграмм) простого растяжения-сжатия материалов, составляющих поперечное сечение, с линейно измененным масштабом деформаций.

4.9 Диаграмма деформирования представляет собой зависимость между напряжениями σ и относительными деформациями ε при растяжении-сжатии материала

$$\sigma = f(\varepsilon).$$

Диаграмму деформирования для каждого материала представляют в аналитическом виде или в виде вектора

$$\sigma = \{n,\sigma_1,\varepsilon_1,\sigma_2,\varepsilon_2,\ldots,\sigma_n,\varepsilon_n,\},$$

где n – количество точек диаграммы.

4.10 В общем случае в качестве расчетной диаграммы состояния бетона, определяющей связь между напряжениями и относительными деформациями, используют параболу с ниспадающей ветвью, уравнение которой имеет вид

$$\sigma_b = \frac{\frac{E_b}{R_b}\varepsilon_b - \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}\right)^2}{1+\left(\frac{E_b}{R_b}\varepsilon_{b0} - 2\right)\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}} R, \qquad (1)$$

где σ_b – напряжения в бетоне, МПа;

ε_b – относительная деформация бетона, МПа;

E_b – начальный модуль упругости, МПа;

R – расчетное сопротивление бетона, МПа;

ε_{b0} – предельная относительная деформация бетона при одноосном воздействии (константа).

В приведенной выше зависимости в качестве расчетного сопротивления бетона R используют R_b, $R_{b,ser}$, R_{bt}, $R_{bt,ser}$ при расчетах на сжатие по предельным состояниям первой и второй групп и при расчетах на растяжение.

В расчетах на действие длительных нагрузок вместо начального модуля упругости E_b следует использовать модуль деформации E, определяемый по формуле

$$E = E_b / (1 + \varphi_{cr}), \quad (2)$$

где φ_{cr} – коэффициент ползучести.

4.11 Допускается применять в расчетах диаграмму деформирования сжатого бетона, состоящую из параболического и прямоугольного участков.

Уравнение параболического фрагмента диаграммы имеет вид

$$\sigma_b = [(1 - (1 - \varepsilon_b/\varepsilon_{b0})^2]\, R_b, \quad (3)$$

где ε_{b0} – относительная деформация бетона, равная 0,002 при кратковременном действии и 0,0035 при длительном действии нагрузки.

4.12 Деформирование конструкционной стали и арматуры, допускается описывать с помощью диаграммы Прандтля:

$$\sigma_s = \{4, -\varepsilon_s, -R_s, -R_s/E_s, -R_s, R_s/E_s, R_s, \varepsilon_s, R_s\},$$

где 4 – количество точек диаграммы;

R_s – расчетное сопротивление стали (для первой или второй группы предельных состояний), МПа;

E_s – модуль упругости стали, МПа;

ε_s – предельная относительная деформация ($\varepsilon_s = R_s / E_s + 0{,}006$ – для конструкционной стали, $\varepsilon_s = 0{,}025$ – для ненапрягаемой арматуры).

4.13 Предлагаемая обобщенная методика расчета нормальных сечений изгибаемых сталежелезобетонных элементов базируется на следующем утверждении.

Если при расчете изгибаемых балок применяют гипотезу плоских сечений и известна ориентация нейтральной оси, то относительной деформации (напряжению) в произвольной точке поперечного сечения, нормального к продольной оси балки, может быть однозначно поставлена в соответствие эпюра относительных деформаций (нормальных напряжений) в этом сечении.

Математически задача отыскания эпюры относительных деформаций сводится к выбору из пучка плоскостей, проходящих через заданную точку и параллельных заданному направлению нейтральной оси, такой плоскости, которая удовлетворяет условиям равновесия.

4.14 При симметричном изгибе силовая плоскость проходит через плоскость симметрии сечения, направление ее фиксировано и нейтральная ось перпендикулярна силовой плоскости. В этом случае пространственная задача может быть сведена к плоской, т.е. вместо рассмотрения силовой плоскости, плоскостей деформирования и поверхностей напряжений можно ограничиться рассмотрением следов их пересечения с плоскостью сечения.

Эпюра относительных деформаций представляет собой прямую линию, принадлежащую к пучку прямых, расположенных в плоскости сечения и проходящих через заданную точку (полюс пучка прямых).

4.15 В качестве полюса может быть выбрана произвольная точка. Как правило, выбор полюса обусловлен назначением выполняемого расчета. При расчете сталежелезобетонного сечения по прочности в качестве полюса целесообразно использовать точку, принадлежащую наиболее сжатому от внешней нагрузки волокну сечения с относительной деформацией, равной предельному значению относительной деформации бетона при сжатии.

Поиск эпюры относительных деформаций (прямой линии, проходящей через полюс) сводится к определению соответствующей относительной деформации во второй (сопряженной) точке.

В качестве сопряженной может быть использована произвольная точка поперечного сечения, не совпадающая с полюсом. При расчете сталежелезобетонного сечения по прочности в качестве сопряженной целесообразно использовать точку, совпадающую с нижней фиброй балки.

4.16 Относительную деформацию в сопряженной точке находят с применением уравнения равновесия, отражающего условие равенства нулю суммы проекций всех внешних и внутренних сил на продольную ось элемента.

Для решения уравнения применяют «функцию равновесия»

$$F = \int_0^h \sigma_s b_s dz + \int_h^H \sigma_b b_b dz + \sum_{i=1}^n \sigma_i f_i + N, \qquad (4)$$

где z – ордината в направлении, нормальном к нулевой линии;

h, H – размеры стального и сталежелезобетонного сечений по направлению, нормальному к нулевой линии, м;

σ_s, σ_b – напряжения в стали и бетоне, МПа;

b_s, b_b – ширина стальной и бетонной частей сталежелезобетонного сечения, м;

n – количество арматурных стержней;

σ_i – напряжение в арматурном стержне, МПа;

f_i – площадь арматурного стержня, м^2;

N – внешняя продольная сила, МН.

Функция равновесия определена и имеет единственный корень на отрезке $[\varepsilon_{b,ult}, \varepsilon_{s,ult}]$, где $\varepsilon_{b,ult}, \varepsilon_{s,ult}$ – предельные значения относительной деформации сжатого бетона и растянутой стали.

4.17 Аргументом функции равновесия является относительная деформация в сопряженной точке, а значениями – значения равнодействующей внешних и внутренних продольных сил. Искомое значение относительной деформации в сопряженной точке, соответствующее точке пересечения графика функции равновесия с осью абсцисс, определяют итерационным методом деления отрезка пополам; при этом значения функции на каждом шаге итерации вычисляют с применением диаграмм деформирования материалов.

4.18 После отыскания эпюры деформаций, описываемой двумя точками – полюсом с координатами z_p, ε_p и сопряженной точкой с координатами z_c, ε_c, относительную деформацию в произвольной точке поперечного сечения определяют по формуле

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + (\varepsilon_p - \varepsilon_c)(z_t - z_c)/(z_p - z_c). \qquad (5)$$

4.19 Для определения напряжения в произвольной точке применяют диаграммы деформирования $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$.

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением сталежелезобетонного элемента, определяют с помощью процедуры численного интегрирования по формуле

$$M = \int_0^h \sigma_s b_s z dz + \int_h^H \sigma_b b_b z dz + \sum_{i=1}^{n} \sigma_i f_i z_i . \qquad (6)$$

Таким образом, задавшись полюсом (координатой и значением относительной деформации), определяют эпюру деформаций, соответствующую ей эпюру напряжений и изгибающий момент, воспринимаемый сечением.

5 Нагрузки и воздействия

5.1 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 с СП 35.13330.

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

- нагрузки от веса металлоконструкций;
- нагрузки от веса плиты проезжей части с учетом последовательности бетонирования (монтажа);
- нагрузки от веса мостового полотна;
- временные подвижные нагрузки от транспорта 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 нагрузки и воздействия, кроме транспортных и температурных.

5.3 На нагрузки от веса металлоконструкций балки работают стальным сечением.

Нагрузки от веса плиты проезжей 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.

5.4 В неразрезных пролетных строениях расчет на воздействия от усадки, ползучести, саморазогрева и температурных перепадов осуществляют в два этапа. Сначала 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. Затем, с помощью полученных значений кривизны, раскрывают статическую неопределимость. Напряжения первого и второго этапов суммируют.

5.5 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 0,8 и временные от температурных перепадов с коэффициентом 0,7;
- постоянные, временные от транспорта и пешеходов с коэффициентом 0,7 и временные от температурных перепадов с коэффициентом 0,8.

6 Учет последовательности бетонирования (монтажа) плиты проезжей части

6.1 Современные конструкции сталежелезобетонных пролетных строений мостов сооружают путем монтажа стальных балок и последующего бетонирования (монтажа) железобетонной плиты проезжей части. В процессе своего возведения сталежелезобетонное пролетное строение проходит несколько стадий. Основных стадий – две: начальная (стадия I), когда балка воспринимает нагрузки стальным сечением и конечная (стадия II), на которой балка работает приведенным (сталежелезобетонным) сечением.

В случае, когда процесс бетонирования плиты осуществляют не сразу («мгновенно») на весь мост, а постепенно дискретными порциями (захватками), жесткость пролетного строения изменяется после бетонирования каждой захватки. В расчетах на воздействия нагрузок от веса плиты, опалубки и вспомогательных устройств для бетонирования следует рассматривать (с позиции приложения и восприятия нагрузок от веса плиты и веса опалубки) промежуточные стадии, при которых часть пролетного строения стальная, а другая часть – сталежелезобетонная.

6.2 Случай, когда бетонирование плиты проезжей части всего пролетного строения осуществляется за один прием (или последовательность бетонирования не принимается в расчет) будем называть «нулевым вариантом» бетонирования.

При нулевом варианте бетонирования нагрузка от веса плиты проезжей части целиком передается на металлическую конструкцию пролетного строения в предположении, что бетон на этой стадии не включается в работу.

6.3 В случае, когда бетонирование осуществляется в несколько этапов, бетон ранее уложенных фрагментов плиты включается в восприятие нагрузок от веса участков плиты, бетонируемых позже. При этом в расчетах следует учитывать расположение и очередность не только бетонируемых фрагментов плиты, но и участков пролетного строения, на которых устанавливается (снимается) опалубка и другие, сопутствующие бетонным работам, вспомогательные обустройства.

6.4 Для формального описания процесса бетонирования P в исходной информации к компьютерному расчету применяют иерархическую структуру: варианты бетонирования V, этапы бетонирования E, участки (захватки) бетонирования U.

6.5 Участок бетонирования – непрерывный фрагмент пролетного строения, бетонирование которого осуществляется за один прием. Более точное определение понятия «участок бетонирования» связано с процессом приложения (снятия) нагрузок во время устройства плиты проезжей части, в течение которого жесткость пролетного строения предполагается постоянной.

В качестве участка бетонирования можно использовать не только бетонируемый фрагмент плиты, но и участок пролетного строения, на котором снимается (устанавливается) опалубка или другие вспомогательные обустройства для производства бетонных работ.

Участок бетонирования U характеризуют три параметра – координата участка X, длина участка L и значение снимаемой (прикладываемой) нагрузки q

$$U = \{X, L, q\}.$$

6.6 Под этапом бетонирования понимают совокупность одновременно бетонируемых или загружаемых – разгружаемых участков пролетного строения.

Для формального описания этапа бетонирования применяют вектор

$$E = \{n, X_1, L_1, q_1, X_2, L_2, q_2, \ldots, X_n, L_n, q_n\},$$

где n – количество участков бетонирования на этапе.

6.7 Вариант последовательности бетонирования представляет собой совокупность этапов бетонирования:

$$V = \{m, E_1, E_2, \ldots, E_m\},$$

где m – количество этапов бетонирования.

В развернутом виде вариант последовательности бетонирования может быть описан с помощью вектора:

$$V = \{m, n_1, X_{11}, L_{11}, q_{11}, \ldots, X_{1,n1}, L_{1,n1}, q_{1,n1}, \ldots, n_m, X_{m1}, L_{m1}, q_{m1}, \ldots, X_{m,nm}, L_{m,nm}, q_{m,nm}\}.$$

6.8 Для варианта последовательности бетонирования плиты проезжей части, состоящего из m этапов, необходимо выполнить m последовательных расчетов пролетного строения (каждый раз со своей жесткостью) с определением усилий, перемещений, напряжений и последующим суммированием результатов.

6.9 При сооружении плиты проезжей части сталежелезобетонного моста с использованием съемной опалубки рекомендуется применять следующий порядок описания расчетов на воздействие нагрузок от веса плиты и опалубки.

В процессе первого расчета к стальной конструкции прикладывается нагрузка от веса плиты и опалубки всех участков первого этапа бетонирования. Во втором расчете в конструкции с изменившейся жесткостью снимают нагрузку от веса опалубки всех участков первого этапа бетонирования и прикладывает нагрузку от веса плиты и опалубки участков второго этапа и т.д. В последнем расчете со сталежелезобетонной конструкции пролетного строения снимают нагрузку от веса опалубки участков последнего этапа бетонирования.

6.10 При выборе рациональной последовательности бетонирования следует рассматривать и оценивать несколько вариантов. Как правило, структура исходной информации к расчету имеет вид:

$$P = \{k, V_1, V_2, \ldots, V_k\},$$

где k – количество рассматриваемых вариантов бетонирования железобетонной плиты проезжей части.

6.11 Применение в составе исходной информации к компьютерным расчетам представленной структуры описания процесса бетонирования железобетонной плиты позволяет организовать непрерывный процесс вычислений и представление результатов расчетов в форме, удобной для анализа результатов и выбора рационального варианта.

7 Учет образования трещин

7.1 Образование и раскрытие поперечных (по отношению к оси моста) трещин в железобетонной плите проезжей части под воздействием постоянных и временных нагрузок вызывает перераспределение силовых факторов в сталежелезобетонной конструкции, повышает ее деформативность, снижает способность треснувших сечений сопротивляться наступлению предельных состояний.

7.2 В расчетах сталежелезобетонных пролетных строений мостов образование и раскрытие поперечных трещин в растянутой железобетонной плите следует учитывать путем изменения ее жесткости на участках с трещинами.

В расчетах, на участках с трещинами назначают пониженную жесткость растянутой плиты. При наличии продольной рабочей арматуры жесткость треснувшей плиты следует принимать равной $E_a \cdot A_a / \psi$, где E_a, A_a – модуль упругости и площадь арматуры, ψ – коэффициент, учитывающий вовлечение бетона между трещинами в работу на растяжение и принимаемый в соответствии с таблицей 9.2 СП 35.13330.

Приведенную к стали жесткость сталежелезобетонных сечений, расположенных на участках с трещинами, вычисляют с учетом снижения жесткости плиты.

7.3 Для учета влияния трещинообразования на перераспределение силовых факторов в сталежелезобетонной конструкции рекомендуется применять следующий порядок расчетов.

Сначала расчеты сталежелезобетонного пролетного строения выполняют без учета трещин, назначив жесткость при изгибе $E_s \cdot I_1$, где E_s – модуль упругости конструкционной стали, а I_1 – момент инерции при изгибе сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали.

С помощью огибающей эпюры продольных нормальных напряжений в железобетонной плите, полученной по результатам «расчета без учета трещин», определяют участки сталежелезобетонного пролетного строения, где растягивающие напряжения в два раза превышают прочность бетона на растяжение $R_{bt,ser}$.

На выявленных растянутых участках пролетного строения снижают жесткость при изгибе до $E_s \cdot I_2$, где I_2 – момент инерции при изгибе сталежелезобетонного сечения с учетом трещин. Затем, путем повторных расчетов определяют новое распределение силовых факторов и соответствующих деформаций.

Полученные результаты «расчета с учетом трещин» применяют для проверки сечений по предельным состояниям.

7.4 Для неразрезных сталежелезобетонных пролетных строений мостов с ездой поверху, у которых соотношение смежных (короткого и длинного) пролетов больше или равно 0,6 допускается влияние трещинообразования учитывать упрощенно. Расчеты допускается выполнять с применением значений жесткости при изгибе $E_s \cdot I_2$ на 15 % длины пролета с каждой стороны каждой промежуточной опоры и значений жесткости при изгибе без учета трещин $E_s \cdot I_1$ на остальных участках пролета.

8 Усадка и ползучесть бетона

8.1 В расчетах сталежелезобетонных пролетных строений мостов на воздействие усадки и ползучести бетона различают первичные и вторичные влияния усадки и ползучести на напряженно-деформированное состояние.

Первичное влияние имеет место в статически определимой разрезной конструкции пролетного строения. Под первичным влиянием усадки и ползучести

напряжения в сечениях перераспределяются между сталью и бетоном, пролетное строение стремится прогнуться вниз.

Вторичное влияние имеет место в неразрезных пролетных строениях вследствие того, что промежуточные опоры препятствуют перемещениям, обусловленным первичными воздействиями усадки и ползучести.

8.2 Определение напряжений в стали и бетоне от первичного воздействия усадки бетона для статически определимой конструкции следует проводить в соответствии с приложением Э СП 35.13330.

Вертикальный прогиб от первичного воздействия усадки бетона в статически определимой сталежелезобетонной балке следует вычислять по формуле:

$$W = \varepsilon_{shr} \sum \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} \int Mdx, \qquad (7)$$

где ε_{shr} – предельная относительная деформация усадки бетона, принимаемая равной 0,0002 для монолитной плиты и 0,0001 для сборной плиты;

S_{shr} – статический момент площади стальной части сечения включающий арматуру железобетонной плиты относительно центра тяжести сталежелезобетонного сечения, вводимого в расчет с условным модулем упругости бетона $E_{ef,shr}$=0,5 E_b;

$I_{stb,shr}$ – момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки при условном модуле упругости бетона $E_{ef,shr}$.

$\int Mdx$ – площади участков эпюры изгибающих моментов от единичной вертикальной силы, приложенной в месте вычисляемого прогиба.

8.3 Напряженно-деформированное состояние поперечного сечения статически определимой (разрезной) сталежелезобетонной конструкции от первичного влияния усадки бетона допускается оценивать с применением нелинейной деформационной модели путем решения системы уравнений равновесия:

$$\begin{cases} \int\limits_{F_s} \sigma_s dz + \int\limits_{F_b} \sigma_b dz + \sum\limits_{i=1}^{n} \sigma_i F_i = 0 \\ \int\limits_{F_s} \sigma_s z dz + \int\limits_{F_b} \sigma_b z dz + \sum\limits_{i=1}^{n} \sigma_i z F_i = 0 \end{cases}, \qquad (8)$$

где F_s, F_b, F_i – площади соответственно конструкционной стали, бетона и i-го арматурного стержня;

n – количество арматурных стержней;

z – ордината рассматриваемой фибры, отсчитываемая от центра тяжести приведенного сталежелезобетонного поперечного сечения;

σ_s – напряжение в стальной фибре, вычисляемое с помощью диаграммы деформирования конструкционной стали $\sigma_s = f(\varepsilon_s)$;

σ_b – напряжение в бетонной фибре, вычисляемое с помощью диаграммы длительного деформирования (с учетом характеристики ползучести бетона) $\sigma_b = f(\varepsilon_{shr} - \varepsilon_b)$, где ε_{shr} – предельная относительная деформация усадки бетона, принимаемая равной 0,0002 для монолитной плиты и 0,0001 для сборной плиты;

σ_i – напряжение в i-том арматурном стержне, вычисляемое с помощью диаграммы деформирования арматурной стали $\sigma_a = f(\varepsilon_a)$.

Решение системы уравнений для каждого поперечного сечения осуществляют методом последовательных приближений. В результате решения системы уравнений для каждого поперечного сечения отыскивают эпюры деформаций и напряжений.

8.4 Кривизну в поперечном сечении балки, обусловленную первичным влиянием усадки, определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = (\varepsilon_v - \varepsilon_n)/H,$$

где ε_v, ε_n – относительные деформации в верхней и нижней фибрах;

H – высота сталежелезобетонной балки, м.

8.5 Для определения прогибов в статически определимой сталежелезобетонной конструкции, обусловленных первичным влиянием усадки, применяют формулу:

$$W = \int_0^L M_x \left(\frac{1}{r}\right)_x dx, \qquad (9)$$

где M_x – изгибающий момент в сечении X от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяют прогиб W, в направлении этого прогиба;

$\left(\frac{1}{r}\right)_x$ – кривизна элемента в сечении X от действия усадки.

8.6 Учет вторичного влияния усадки в неразрезной конструкции осуществляют, выбирая в качестве основной системы метода сил объемлющую разрезную балку и используя перемещения в основной системе от первичного воздействия усадки для раскрытия статической неопределимости.

8.7 Влияние ползучести на напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонного пролетного строения следует учитывать при действии следующих видов постоянных нагрузок и воздействий: вес мостового полотна и коммуникаций, усадка и саморазогрев бетона.

Учет влияния ползучести, возникающий от веса мостового полотна и коммуникаций следует учитывать в соответствии с приложением Щ СП 35.13330.

Учет влияния ползучести от усадки и саморазогрева бетона при расчете по нелинейной деформационной модели осуществляют с применением диаграмм длительного деформирования бетона.

9 Саморазогрев бетона в процессе твердения и температурные перепады между стальной и железобетонной частями сечения

9.1 Влияние саморазогрева бетона в процессе твердения на напряженно-деформированное состояние конструкции следует учитывать в расчетах сталежелезобетонных конструкций с монолитной плитой проезжей части.

Свежеуложенная бетонная смесь в процессе твердения бетона разогревается за счет экзотермии цемента, что вызывает в поперечных сечениях пролетного строения деформации и напряжения. Растягивающие напряжения в плите проезжей части, возникающие в результате саморазогрева бетона, влияют в первую очередь на трещиностойкость и деформативность сталежелезобетонного пролетного строения.

Первоначально, вследствие пластичности бетонной смеси, ее деформации, вызванные саморазогревом бетона, не оказывают влияния на напряженно-деформированное состояние конструкции пролетного строения. Затем, в процессе твердения бетона формируются связи между бетонной плитой и стальной балкой. Плита и балка вступают в совместную работу.

9.2 Началом совместной работы стальной балки и бетонной плиты допускается считать момент («момент замыкания» стали и бетона), когда прочность бетона достигает 30 % расчетной прочности. Момент замыкания стали и бетона как правило наступает через 1–1,5 суток после укладки бетонной смеси.

9.3 Разность температур между стальной балкой и железобетонной плитой в момент замыкания, называемая «температурой саморазогрева» бетона, является основным параметром, характеризующим влияние саморазогрева бетона на напряженно-деформированное состояние конструкции пролетного строения.

9.4 Температуру саморазогрева бетона следует, в общем случае, определять на основании теплофизических расчетов. При этом расчеты допускается выполнять, принимая неизменной распределение температуры саморазогрева по толщине плиты и по длине сталежелезобетонного пролетного строения. Температура саморазогрева бетона не должна превышать 15 °С.

9.5 При проведении расчетов, а также при выполнении работ по сооружению монолитной железобетонной плиты проезжей части следует учитывать, что на температуру саморазогрева бетона влияют следующие основные факторы:

- температура стальных балок в момент замыкания (допускается принимать ее равной температуре воздуха, окружающего балки);
- термическое сопротивление опалубки;
- толщина бетонируемой плиты проезжей части;
- расход цемента при изготовлении бетонной смеси.

9.6 Допускается при проектировании сталежелезобетонных пролетных строений с монолитной железобетонной плитой проезжей части принимать (без теплофизического расчета) температуру саморазогрева бетона равной 15 °С. При этом должны быть предусмотрены специальные конструктивно-технологические мероприятия по снижению температуры саморазогрева бетона.

К мероприятиям, снижающим саморазогрев бетона, относятся:

- терморегулирование путем подачи горячего воздуха в специальные кожухи, объемлющие металлические балки;
- терморегулирование путем искусственного отвода тепла из железобетонной плиты в процессе твердения бетона;
- применение деревянной опалубки вместо металлической;
- снижение расхода цемента, который должен составлять не более 400 кг на один кубический метр бетонной смеси;
- отказ от укрытия бетона теплоизолирующими материалами;
- уменьшение толщины железобетонной плиты проезжей части.

9.7 Определение напряжений в стали и бетоне от саморазогрева бетона, а также от температурных перепадов между стальной балкой и железобетонной плитой для статически определимой конструкции следует проводить в соответствии с приложением Э СП 35.13330.

Вертикальный прогиб от саморазогрева бетона в статически определимой сталежелезобетонной балке следует определять по формуле

$$W = \alpha T \sum \frac{17b(Z-8)/m}{I_{st}} \int Mdx, \quad (10)$$

где $\alpha = 10^{-1}\ °C^{-1}$ – коэффициент линейного расширения стали и бетона;

T – температура саморазогрева бетона или (при расчете на температурный перепад) наибольшее значение разности температур железобетонной плиты и стальной конструкции по 9.10 СП 35.13330, °С;

b – ширина железобетонной плиты, м;

Z – расстояние от центра тяжести сталежелезобетонного сечения до верхней фибры железобетонной плиты, м;

m – отношение модулей упругости стали и бетона;

I_{st} – момент инерции стальной балки при изгибе, $м^4$;

$\int Mdx$ – площади участков эпюры изгибающих моментов от единичной вертикальной силы, приложенной в месте вычисляемого прогиба, $м^3$.

9.8 Напряженно-деформированное состояние поперечного сечения статически определимой сталежелезобетонной конструкции от саморазогрева бетона допускается оценивать с применением нелинейной деформационной модели, используя в качестве полюса точку в центре тяжести железобетонной плиты с относительной деформацией, равной деформации плиты от саморазогрева бетона $\varepsilon_p = \alpha T$.

9.9 В сталежелезобетонных неразрезных пролетных строениях при расчете на воздействие саморазогрева бетона, а также в расчете на температурные перепады между стальной балкой и железобетонной плитой допускается применять основную систему метода сил, образуемую путем замены реакций промежуточных опор вертикальными лишними неизвестными, применяя при раскрытии статической неопределимости приведенную выше формулу для определения вертикальных перемещений.

10 Расчет строительного подъема

10.1 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 % временных подвижных нагрузок. Прогибы от временных подвижных нагрузок следует определять для неблагоприятного (вызывающего наибольший прогиб) расположения нагрузок на пролетном строении.

10.2 При назначении строительного подъема необходимо учитывать последовательность бетонирования (монтажа) сталежелезобетонной плиты проезжей части. 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.

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

10.4 Влияние усадки бетона плиты проезжей 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.

10.5 При расчете строительного подъема жесткость сталежелезобетонной балки следует принимать с учетом трещинообразования.

11 Расчет на временные нагрузки

11.1 Расчеты сталежелезобетонных мостов на воздействие временных вертикальных нагрузок от транспорта и пешеходов следует выполнять по пространственным конечно-элементным расчетным схемам с поиском неблагоприятных расположений нагрузок на пролетном строении, соответствующих этим расположениям экстремальных значений компонентов напряженно-деформированного состояния и расчетных сочетаний нагрузок.

11.2 Для поиска неблагоприятных расположений нагрузок на пролетном строении рекомендуется применять аппарат получения (в памяти компьютера) и загружения нагрузками АК (с учетом и без учета пешеходного движения) и НК линий и поверхностей влияния усилий, напряжений, деформаций и перемещений.

11.3 В сталежелезобетонных мостах допускается, наряду с методом конечных элементов в традиционной постановке, определять значение усилий, напряжений, деформаций и перемещений от временных нагрузок с применением метода пространственного расчета плитно-балочных конструкций мостов, ориентированного на получение и загружение поверхностей влияния.

11.4 Метод плитно-балочных конструкций является узкоспециализированной дискретно-континуальной разновидностью метода конечных элементов, предназначенной для пространственного расчета пролетных строений мостов, основными конструктивными элементами которых являются плиты и балки. К таким конструкциям относятся сталежелезобетонные автодорожные мосты.

К основным достоинствам метода относятся:

- высокая точность расчета (метод хорошо моделирует реальную работу пролетных строений мостов);
- малый объем исходной информации и простота ее подготовки;
- относительно небольшая трудоемкость расчета на компьютере (несмотря на то, что метод требует многократного решения систем линейных алгебраических уравнений, порядок решаемых систем и ширина ленты матрицы коэффициентов – невысоки);
- приспособленность метода к выполнению расчетов на временные нагрузки, т.е. расчетов, связанных с поиском неблагоприятного расположения нагрузок на мосту.

11.5 Метод предназначен для расчета разрезных и неразрезных плитно-балочных пролетных строений с основными граничными условиями на крайних опорах, обеспечивающими три степени свободы опорных сечений – продольные перемещения и повороты вокруг поперечной горизонтальной и вертикальной осей.

В соответствии с методом пролетное строение условно расчленяют продольными разрезами на отдельные конечные элементы – плиты, балки, стержни. В зависимости от поставленной задачи, сложности и требуемой точности применяют различные схемы членения – более крупные или более детальные. Для определения усилий в главных балках применяют простейшую схему по типу балка-балка. Схема членения по типу плита-балка-плита позволяет полнее оценить работу плиты проезжей части. Для

детального исследования пространственной работы всей конструкции пролетного строения применяют членение на стержни и участки плит. При комбинированной схеме членения, когда часть конструкции разбивают на крупные элементы по схеме балка-балка, а часть на более мелкие по схеме плита-плита, можно одновременно получать усилия в главных балках и плитах.

11.6 При определении взаимодействий между продольными конечными элементами применяют метод сил. Лишние неизвестные выражают в форме разложения в тригонометрические ряды Фурье.

11.7 В общем случае на единице длины продольного сечения учитывают четыре компонента сил и моментов, являющиеся функциями абсциссы x, направленной вдоль пролета и принимающей на его концах значения 0 и l. На единице длины сечения действуют следующие компоненты усилий:

$$Q(x) = \sum_{n=1}^{\infty} g_n \sin\frac{n\pi x}{l}; \qquad S(x) = \sum_{n=1}^{\infty} s_n \sin\frac{n\pi x}{l};$$

$$M(x) = \sum_{n=1}^{\infty} m_n \sin\frac{n\pi x}{l}; \qquad T(x) = \sum_{n=1}^{\infty} t_n \cos\frac{n\pi x}{l},$$

где $Q(x)$ – поперечные силы,

$M(x)$ – изгибающие моменты,

$S(x)$ – нормальные силы,

$T(x)$ – сдвигающие силы,

l – расчетная длина пролета, м;

n – номер гармоники.

11.8 Внешнюю нагрузку q также выражают в форме тригонометрического ряда:

$$q(x) = \sum_{n=1}^{\infty} k_n \sin\frac{n\pi x}{l},$$

где g_n, m_n, s_n, t_n, k_n – коэффициенты разложений Фурье.

11.9 Канонические уравнения метода сил, выражающие сумму перемещений от всех внешних и внутренних воздействий, могут быть упрощенно записаны в виде:

$$\Sigma W_{Q,M,S,T,q} = 0; \Sigma V_{Q,M,S,T,q} = 0;$$

$$\Sigma \Phi_{Q,M,S,T,q} = 0; \Sigma U_{Q,M,S,T,q} = 0.$$

Параметры W, Ф, V, U обозначают соответственно перемещения в направлении оси z, углы закручивания, перемещения в направлении оси y и вдоль оси x.

11.10 Определение усилий и перемещений в балках осуществляет методами сопротивления материалов. Усилия и перемещения в плитах определяют методами теории упругости, применяя решение Файлона для плоского напряженного состояния и решение Леви для изгиба плиты. Деформативность контура балок также учитывают с привлечением аппарата теории упругости.

В результате решения систем канонических уравнений находят значения неизвестных параметров g_n, m_n, s_n, t_n, вычисляют усилия и перемещения в элементах конструкции и строят поверхности влияния.

11.11 Алгоритм пространственного расчета разрезного прямоугольного в плане пролетного строения с основными граничными условиями на опорах включает в себя следующие основные вычислительные процедуры:

- выбор расчетной схемы;
- вычисление коэффициентов канонических уравнений и грузовых членов;
- формирование матриц;
- решение систем уравнений;
- определение усилий и перемещений;
- построение линий и поверхностей влияния;
- загружение линий и поверхностей влияния;
- определение экстремальных нормативных и расчетных усилий.

Вычислительный процесс, включающий в себя определение коэффициентов канонических уравнений, решение систем, нахождение усилий и перемещений и построение поверхностей влияния, повторяется для каждого члена ряда с последующим суммированием рядов.

11.12 При расчете неразрезного пролетного строения применяют метод сил, используя в качестве основной системы расширенное разрезное прямоугольное в плане пролетное строение с основными граничными условиями на опорах, алгоритм расчета которого описан выше.

11.13 Основную систему получают отбрасыванием промежуточных опор. Расчет основной системы завершается накапливанием амплитуд усилий и перемещений, значения которых не зависят от вида и расположения отброшенных опорных устройств, шага сетки и координат сечений, для которых строят поверхности влияния.

11.14 В общем виде расчет неразрезного пролетного строения описывают формулой

$$R = R_p + R_e (D^{-1} Dp), \qquad (11)$$

где R – матрица результатов (поверхность влияния искомого усилия или перемещения);

R_p – поверхность влияния искомого усилия или перемещения в расширенной системе от внешней нагрузки;

R_e – то же, от единичных неизвестных;

D – матрица перемещений;

Dp – грузовая матрица.

11.15 Расчет неразрезного пролетного строения выполняют в два этапа, связь между которыми реализуют посредством передачи данных.

На первом этапе выполняют пространственный расчет расширенной системы, завершаемый определением и накоплением во внешней памяти компьютера амплитудных значений усилий и перемещений для каждой гармоники. Накопленные значения амплитуд применяют на втором этапе расчета для определения усилий и перемещений в расширенной системе от лишних неизвестных и внешней нагрузки.

11.16 Область применения матричного выражения, приведенного выше, не ограничивается пространственным расчетом неразрезных пролетных строений. Входящие в него компоненты можно рассматривать с более общих позиций и под матрицами R_p и R_e понимать поверхности влияния усилий и перемещений в основной системе, а под матрицей D подразумевать расчетную матрицу (матрицу перемещений в методе сил, матрицу реакций в методе перемещений, матрицу смешанного или комбинированного метода). В этом случае выражение можно рассматривать как универсальную формулу для раскрытия внешней статической неопределимости при пространственном расчете пролетных строений мостов различных систем и очертания в плане. Раскрытие внутренней неопределимости проводят посредством расчета разрезного пролетного строения с основными граничными условиями на опорах.

11.17 Поверхность влияния, получаемая в результате пространственного расчета, задается матрицей аппликат z, вектор-столбцом абсцисс x и вектор-строкой ординат y. Каждый столбец матрицы аппликат вместе с вектор-столбцом абсцисс представляют собой продольное сечение поверхности влияния. Его положение поперек моста определено вектор-строкой ординат.

При загружении поверхностей влияния временной подвижной нагрузкой принято, что траектория движения нагрузки по пролетному строению параллельна продольной оси моста.

11.18 Допускается при загружении поверхностей влияния усилий (перемещений, напряжений, деформаций) применять следующий алгоритм.

Для продольных сечений (столбцов матрицы) исходной поверхности влияния намечают сопряженные продольные сечения, расположенные на расстоянии, равном ширине колеи автомобильной нагрузки (1,9 м для нагрузки АК и 2,7 м для нагрузки НК). Сложив попарно исходные и сопряженные продольные сечения заданной поверхности влияния, получим «колейную» матрицу. Каждый столбец этой матрицы представляет собой продольное сечение новой обобщенной поверхности влияния.

Путем загружения продольных сечений новой колейной поверхности влияния (линий влияния) расчетной полосой нагрузки находят невыгодные положения нагрузки (на максимум и минимум) в продольном направлении и соответствующие этим положениям экстремальные значения расчетной величины.

Перемещая нагрузку в поперечном направлении с заданным шагом и находя на каждом шаге невыгодное положение нагрузки в продольном направлении и соответствующее экстремальное значение расчетной величины, «свертывают» поверхности влияния в поперечные линии влияния. Каждая ордината поперечной линии влияния характеризует экстремальное значение расчетной величины от загружения пролетного строения одной полосой нагрузки при фиксированном ее положении поперек моста.

Результатом загружения поперечной линии влияния системой единичных грузов (количество единичных грузов соответствует количеству полос) является искомое экстремальное значение расчетной величины.

11.19 Приведенный алгоритм загружения поверхностей влияния усилий, перемещений, напряжений, деформаций допускается применять при расчете сталежелезобетонных мостов на временные автомобильные нагрузки как отечественные – АК, НК, так и зарубежные – LM1 и другие.

Библиография

[1] СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

УДК 625.745.1:624.21.012.45(083.74) ОКС 91.040

Ключевые слова: автодорожные мосты, сталежелезобетонные пролетные строения, расчет

Издание официальное

Свод правил

СП 159.1325800.2014

Сталежелезобетонные пролетные строения автодорожных мостов. Правила расчета

Подготовлено к изданию ФАУ «ФЦС»
Тел.: (495) 930-64-69; (495) 930-96-11; (495) 930-09-14

Формат 60×84 1/8. Тираж 100 экз. Заказ № 1699/14.

Отпечатано в ООО «Аналитик»
г. Москва, ул. Клары Цеткин, д. 18, корп. 3

gost.e-ecolog.ru