УДК 624.21.014.2

РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ СДВИГОВОГО СОЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ СО СТАЛЬНОЙ БАЛКОЙ

Доцент **А.В. Козлов,**
аспирант **А.С. Егорычев**
(Воронежский государственный технический университет)
Конт. информация: kozlov.a.v@inbox.ru; egoryche-vas@gmail.com

Статья касается выполнения расчета сталежелезобетонного пролетного строения моста методом конечных элементов с учетом податливости стыка железобетонной плиты с верхним поясом стальной балки. Разработаны алгоритмы расчета поперечных сечений без допущений об абсолютной жесткости поперечного сечения, т.е. в обход гипотезы плоских сечений, что повышает точность определения напряжений в различных элементах пролетного строения. Анализ расчетной схемы при расчете на равномерно-распределенную нагрузку от собственного веса показал, что учет податливости соединения приводит к значительному перераспределению усилий между железобетонной плитой и верхним поясом стальной балки.

***Ключевые слова**: сталежелезобетонные мосты, напряженно-деформированное состояние мостовых конструкций.*

Постановка задачи

С началом применения сталежелезобетонных конструкций в мостостроении одним из вопросов по работе сталежелезобетонных мостов стал учет влияния сдвига между железобетонными и стальными конструктивными элементами таких сооружений на распределение силовых факторов в объединенной балке. В работе **[1]** при анализе экспериментально-теоретических исследований, проводимых в этом направлении, отмечаются значительные расхождения значений жесткости, полученных различными авторами, для связующих элементов стальной и железобетонной частей поперечного сечения конструкции. Из результатов испытаний временной нагрузкой натурных пролетных строений автор делает вывод о малом влиянии соединительных швов на работу сталежелезобетонных конструкций в целом. В связи с этим в действующих в

настоящее время российских строительных нормативных документах применяются расчетные формулы, не учитывающие сдвиг в месте контакта стальной балки и железобетонной плиты, и при действии вертикальных нагрузок для эпюры относительных деформаций принята справедливой гипотеза плоских сечений, в соответствии с которой сечения, нормальные к продольной оси элемента, остаются плоскими после деформирования элемента. В работе **[2]** сделано предположение, что сдвиговые смещения, включающие остаточные и неупругие деформации, деформации ползучести, вносят существенный вклад в распределение напряженно-деформированного состояния рассматриваемых конструкций под действием постоянной нагрузки. При этом под действием временной нагрузки конструкция работает как упругая, с малыми сдвиговыми смещениями и значительной сдвиговой жесткостью шва между плитой и балкой. В соответствии с положениями теории составных стержней Ржаницына А.Р., сталежелезобетонное пролетное строение рассматривается как составной стержень под воздействием постоянной нагрузки и усадки бетона. В такой постановке получение аналитического решения с учетом действия постоянных и подвижных временных нагрузок, температур, усадки бетона затруднительно в связи с возникающими сложностями при выборе граничных условий, условий сопряжения, а также при назначении жесткостных характеристик в зоне контакта составного стержня при различных направлениях действия усилий.

Наряду с аналитическими решениями еще на ранней стадии рассмотрения проблемы были предложены и численные подходы **[3]**, реализующие метод Вулфа на одном из алгоритмических языков того времени. В настоящее время в связи с бурным развитием вычислительной техники и сопутствующего программного обеспечения численные решения сложных технических задач занимают доминирующее положение в научных исследованиях, в ряде случаев уточняя аналитические, так как не используют гипотезы и предположения, которые принимаются с целью получения конечных аналитических формул. В предлагаемой работе представлен численный алгоритм расчета сталежелезобетонных двутавровых балок без допущений об абсолютной жесткости поперечного сечения, т.е. без учета гипотезы плоских сечений, что повышает точность определения напряженно-деформированного состояния (НДС) в различных элементах конструкции.

На **рис. 1** показана общая схема деформирования сталежелезобетонной балки по гипотезе плоских сечений и с учетом проскальзывания (сдвига) железобетонной плиты:

– для сталежелезобетона – в соответствии с гипотезой плоских сечений **(в)**, в предположении абсолютной жесткости стыка;

– для составной балки – в предположении полного отсутствия сопротивления сдвигу по границе бетона и стали **(д)**.

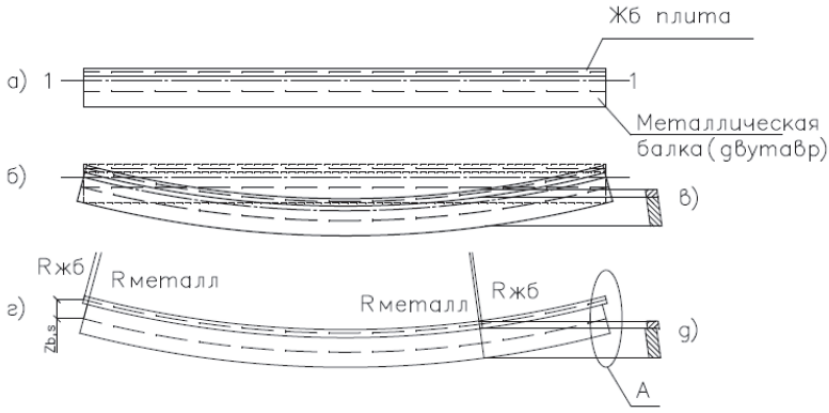

Рис. 1. Схема деформирования сталежелезобетонной балки по гипотезе плоских сечений и с учетом проскальзывания (сдвига) железобетонной плиты:

а) 1-1 – нейтральная линия общего сталежелезобетонного сечения (крупным пунктиром показаны нейтральные линии отдельно для плиты и для балки);

б) исходная и деформированная схема по гипотезе плоских сечений;

в) произвольное сечение, которое остается единым жестким диском;

г) деформированная схема составного стержня, в которой плита свободно скользит по балке;

д) в произвольном сечении после деформации изгиба балки верхняя часть (бетон) проскальзывает по нижней;

$Z_{b,s}$ – расстояние между центрами тяжести бетонного и стального сечений;

узел А – максимальный сдвиг плиты по балке на торце;

$R_{жб}$, $R_{металл}$ – радиусы изгиба соответственно железобетонной и стальной частей сечения

Расчетная схема

Расчеты сталежелезобетонной балки выполняются методом конечных элементов (МКЭ) в лицензионном программном комплексе ЛИРА-САПР. В качестве одной из расчетных моделей принята однопролетная шарнирно-опертая балка, показанная ниже, состоящая из

сварного двутавра со сплошной стенкой и смонтированной на верхнем поясе железобетонной плиты. Принятые характеристики материалов: бетон В25; E = 30000 Мпа; v = 0,2; сталь – 10ХСНД; E = 210000 МПа; v = 0,3. Конечно-элементная схема поперечного сечения представлена на **рис. 2**.

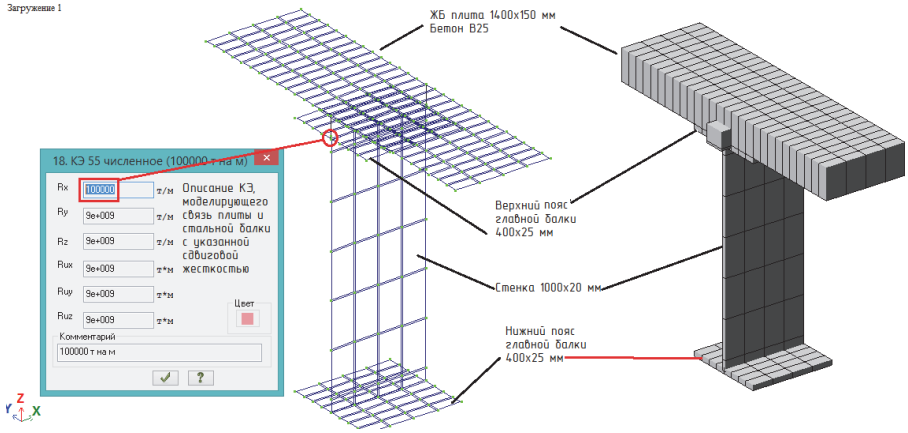

Рис. 2. Фрагмент конечно-элементной модели балки длиной 24 м

Моделирование сдвиговой жесткости соединительных элементов

Моделирование соединительных элементов (анкеров) выполнено в линейной постановке, т.е. в предположении их упругой работы на сдвиг без достижения несущей способности и пластических деформаций. Диапазон значений сдвиговых жесткостей подобран таким образом, чтобы на примере приведенной конечно-элементной модели **(рис. 2)** можно было составить наглядные зависимости напряжений и перемещений от этих жесткостей.

В расчетной схеме анкеры расставлены с шагом 0,4 м вдоль длины балки и смоделированы с помощью специальных КЭ 55, описываемых коэффициентами жесткости по шести степеням свободы (3 линейных и 3 угловых). Продольная ось балки располагается вдоль оси X, поэтому вариации сдвиговой жесткости моделируются только по этой степени свободы (Rx, **рис. 2**). По остальным степеням свободы коэффициенты жесткости задаются бесконечно большими ($9 \cdot 10^7$ МН/м).

Экспериментальные значения сдвиговой жесткости самых распространенных в настоящее время конструкций объединения железобетонной плиты со стальными балками (гибких стержневых упоров) представлены в **[4]**. Для одного соединительного элемента с диаметром стержня d_s = 14 мм на стадии упругих деформаций сдвиговая жесткость

составляет примерно 8,1 кН/100 мкм = 81 кН/мм = 81000 кН/м. Гибкие стержневые анкеры устанавливаются на верхнем поясе балки обычно в количестве от 9 до 16 шт. на погонный метр длины пояса. Соответственно, погонная сдвиговая жесткость такого стыка находится в интервале от 730000 кН/м^2 до 1300000 кН/м^2.

Погонная сдвиговая жесткость, ζ – численная характеристика упругой работы соединения железобетонной плиты со стальной балкой на сдвиг в направлении, параллельном продольной оси балки, приведенная к одному погонному метру длины верхнего пояса. Представляет собой усилие (кН или МН), которое требуется приложить к участку стыка длиной 1 м, чтобы сдвиг плиты по балке составил 1 м. Соответственно, единица измерения – кН/м^2 или МН/м^2 (запись этой единицы через кПа и МПа не соответствует ее физическому смыслу).

При выполнении данной работы произведено варьирование жесткости соединения таким образом, чтобы получить наглядную сводную таблицу зависимости напряжений и перемещений от погонной сдвиговой жесткости стыков расчетной модели, представленную ниже. Значения, соответствующие интервалу сдвиговой жесткости реальных конструкций, указанному выше (от 730000 кН/м^2 до 1300000 кН/м^2), выделены цветом.

Анализ данных таблицы показывает, что в пределах границ значений сдвиговой жесткости соединения с наиболее часто применяемыми конструктивными решениями учет этой жесткости в расчетной модели позволяет получить ощутимое перераспределение напряжений и перемещений:

- прогиб балки – в пределах 3,5 %;
- сжимающее напряжение в верхнем поясе – в пределах 10,5 %;
- сжимающее напряжение в плите – в пределах 4 %;
- растягивающее напряжение в нижнем поясе – в пределах 1 %.

При этом наибольшее перераспределение напряжений происходит в верхнем сжатом поясе стальной балки.

Таблица 1

Зависимость НДС балки от жесткости соединения

Погонная сдвиговая жесткость стыка, МН/м²	2,5	7,5	12,5	25	30	50	125	250	750	1250	2500
Проскальзывание ж/б плиты по стальной балке на торце, мм	16,49	14,41	12,79	9,98	9,17	6,9	3,54	1,91	1,12	0,337	0,146
Прогиб балки в середине пролета, мм	223,42	211,35	201,97	185,65	180,95	167,86	148,38	138,93	134,3	129,67	128,38
Сжимающее напряжение в верхнем поясе стальной балки, МПа	385	350	323	276	263	225	170	144	131,5	119	116
Сжимающее напряжение в ж/б плите, МПа	1,52	4	5,92	9,26	10,2	12,9	16,8	18,7	19,55	20,4	20,7
Растягивающее напряжение в нижнем поясе стальной балки, МПа	401	392	385	372	369	359	344	337	334	331	330

Численные результаты

Ниже представлены графики зависимости НДС рассматриваемой конструкции от сдвиговой жесткости соединения (ось абсцисс – погонная сдвиговая жесткость соединения, МН/м^2). На всех графиках указано граничное значение между податливым и неподатливым соединением (прямолинейный отрезок), согласно Еврокод EN 1994-2:2006-07 и идентичному ему техническому кодексу **[5]**.

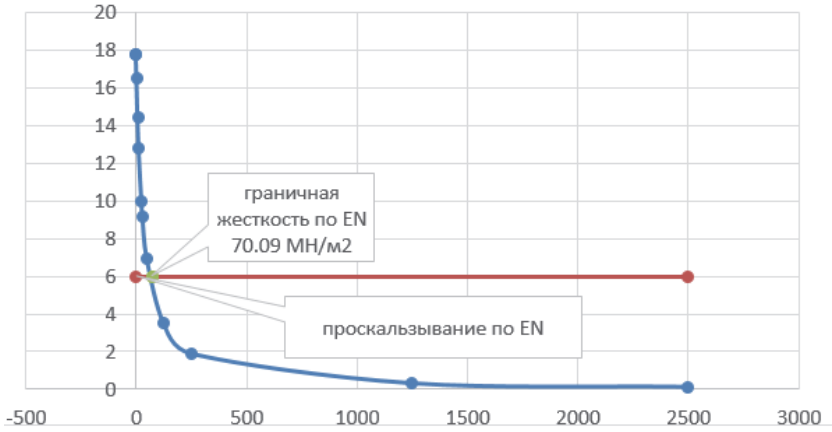

Рис. 3. Максимальное проскальзывание ж/б плиты:
ось ординат – проскальзывание плиты по верхнему поясу балки, мм;
ось абсцисс – погонная сдвиговая жесткость соединения, МН/м^2

На **рис. 3** представлена зависимость максимальной величины проскальзывания (взаимного сдвига на торце шарнирно опертой однопролетной балки длиной 24 м) железобетонной плиты по верхнему поясу от погонной сдвиговой жесткости соединения. Прямым отрезком обозначено граничное значение сдвига (проскальзывания), согласно Еврокоду **[5]**, более которого соединение считается податливым, а менее – неподатливым. В терминологии EN это звучит так: «Соединительный элемент может считаться податливым, если его характеристическая амплитуда проскальзывания δ_{uk} составляет не менее 6 мм» (п. 6.6.1.1 **[5]**). Из этого определения следует, что жестким (неподатливым) соединением является такое, в котором проскальзывание не превышает 6 мм. На пересечении этого отрезка с кривой зависимости проскальзывания от жесткости стыка находится граничное значение погонной сдвиговой жесткости для рассматриваемой конструкции (70,09 МН/м^2), ниже которой соединение будет считаться податливым в соответствии с **[5]**.

На **рис. 4-7** в середине пролета отображены зависимости прогиба балки, а также сжимающие и растягивающие напряжения (абсолютные значения) в конструктивных элементах в зависимости от погонной сдвиговой жесткости соединения.

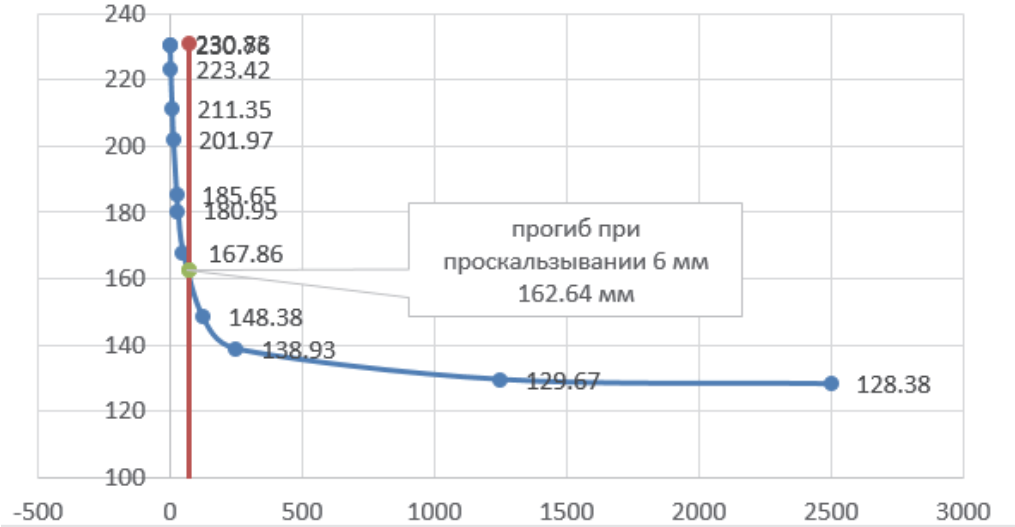

Рис. 4. Прогиб балки:
ось ординат – прогиб в середине пролета, мм;
ось абсцисс – погонная сдвиговая жесткость соединения, МН/м²

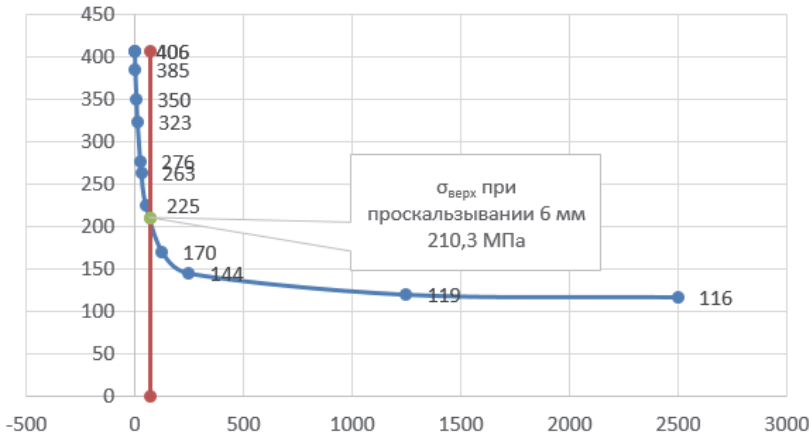

Рис. 5. Нормальные сжимающие напряжения в верхнем поясе стальной балки:
ось ординат – напряжения, МПа;
ось абсцисс – погонная сдвиговая жесткость соединения, МН/м²

Анализ приведенных графических зависимостей, показывает, что максимальная величина взаимного сдвига железобетонной плиты и верхнего пояса на торцах балки длиной 24 м, имеющая значение 6 мм (обозначена как граничное значение между податливым и неподатливым соединением, согласно **[5]**) вызывает следующие приращения напряжений и перемещений относительно абсолютно жесткого соединения:

- приращение прогиба балки в середине пролета – с 128,4 мм до 167,6 мм (+30,5 %);
- приращение абсолютного значения нормальных напряжений в верхнем поясе стальной балки в середине пролета – со 116 МПа до 210,3 МПа (+81,3 %);
- приращение абсолютного значения нормальных напряжений в нижнем поясе стальной балки в середине пролета – с 330 МПа до 355 МПа (+7,6 %);
- падение абсолютного значения нормальных напряжений в сжатой плите в середине пролета – с 20,7 МПа до 13,95 МПа (-32,6 %).

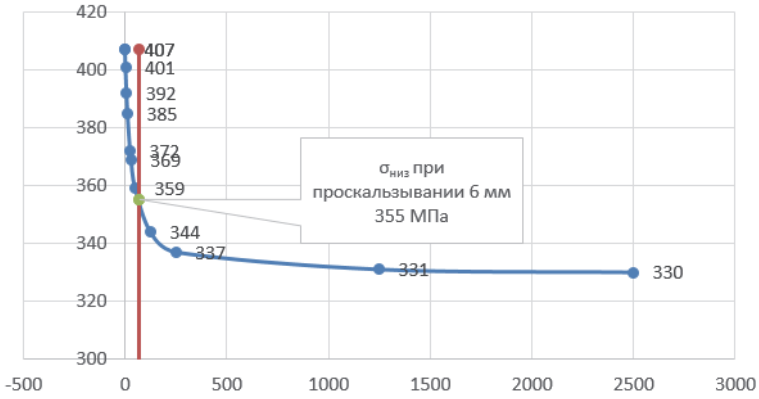

Рис. 6. Нормальные растягивающие напряжения в нижнем поясе стальной балки:
ось ординат – напряжения, МПа;
ось абсцисс – погонная сдвиговая жесткость соединения, МН/м²

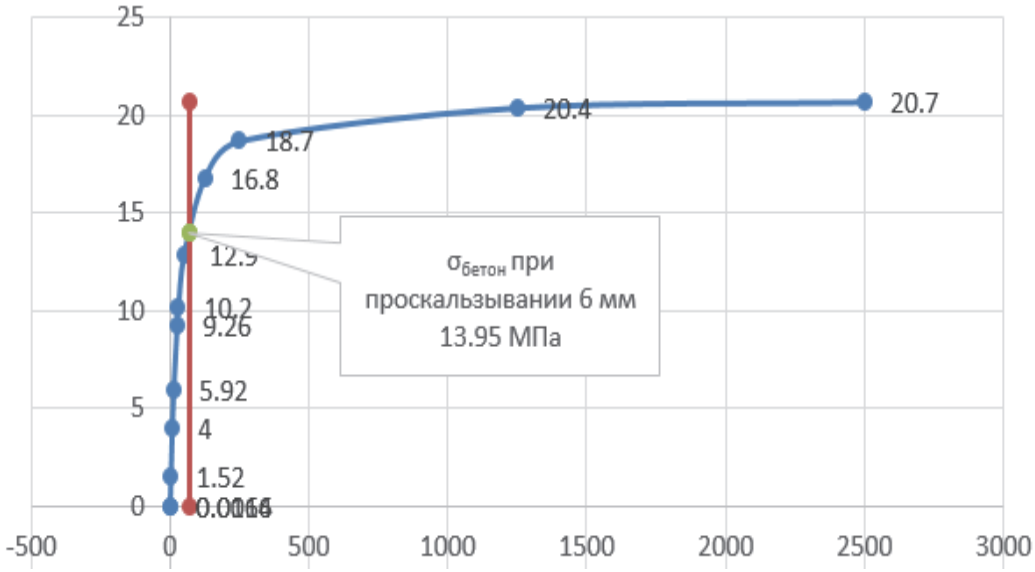

Рис. 7. Нормальные сжимающие напряжения в железобетонной плите:
ось ординат – напряжения, МПа;
ось абсцисс – погонная сдвиговая жесткость соединения, МН/м²

Основная характеристика связей определяется зависимостью между деформациями, возникающими внутри составного стержня, и внутренними усилиями, вызванными в связях этими деформациями.

В расчетах сталежелезобетонных балок рекомендуется принимать эту зависимость линейной, так как несущая способность анкеров и упоров вычисляется без допущений их пластической работы. Таким образом, линейная работа связей может быть охарактеризована погонной сдвиговой жесткостью ζ, представляющей отношение усилия в связях к соответствующей ему деформации:

$$\zeta = \frac{S_{h,x}k}{\delta_x} \quad , \qquad \textbf{(1)}$$

где

$S_{h,x}$ – сдвигающее усилие, приходящееся на одну связь, кН или МН;

k – число связей, приходящееся на единицу длины шва, 1/м;

δ_x – деформация взаимного сдвига смежных волокон двух соседних стержней, соединенных связями сдвига, м.

Выразим сосредоточенный сдвиг через погонное сдвигающее усилие, деленное на погонную сдвиговую жесткость шва:

$$\zeta = \frac{S_{h,x}k}{\delta_x} \rightarrow \delta_x = \frac{S_{h,x}k}{\zeta} \ . \qquad \textbf{(2)}$$

Рассмотрим шарнирно-опертую балку пролетом *l*, нагруженную равномерно-распределенной нагрузкой по всей длине *q,* по всей ее длине. В произвольном сечении *x* от опорного поперечная сила равна:

$$Q = \frac{ql}{2} - qx = q\frac{l-2x}{2} \ . \qquad \textbf{(3)}$$

При абсолютно жестком сдвиговом соединении ($\zeta \rightarrow \infty$) смещение $\delta_x = 0$, а касательные напряжения в уровне шва определяются по формуле Журавского:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b_{s2}} = \frac{q(l-2x) \cdot S_{red}}{2 \cdot I_{red} \cdot b_{s2}} \ , \qquad \textbf{(4)}$$

где

S_{red} *и* I_{red} – приведенные к стали статический момент отсеченной в уровне шва части сечения и момент инерции единого сталежелезобетонного сечения;

b_{s2} – ширина шва, в данном случае принятая равной ширине верхнего пояса стальной балки (как бывает в большинстве сталежелезобетонных конструкций).

Величина сдвигающих усилий S_x, действующая на единице длины шва ($S_x = S_{h,x}*k$, кН/м), для абсолютно жесткого соединения будет равна:

$$S_x = \tau \cdot b_{s2} = \frac{q(l-2x) \cdot S_{red}}{2 \cdot I_{red}} \ . \qquad \textbf{(5)}$$

Подставляя **(5)** в **(2)**, получим зависимость между смещением δ_x и сдвиговой жесткостью шва ζ:

$$\delta_x = \frac{S_{h,x}k}{\zeta} = f\left[\frac{q(l-2x) \cdot S_{red}}{2 \cdot I_{red} \cdot \zeta}\right] \ . \qquad \textbf{(6)}$$

Функцию *f* следует определить экспериментально и нельзя считать линейной относительно ζ, так как это выражение получено в предположении того, что независимо от значения ζ сохраняется влияние граничного касательного напряжения $\tau = \frac{Q \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b_{s2}}$ для плоского сечения (при $\zeta \rightarrow \infty$) на реальное сдвиговое напряжение, зависящее от жестко-

сти шва. Нелинейная зависимость также подтверждается графиком на **рис. 3**.

Величина сдвигающего усилия S_x, как и величина сдвига δ_x, зависит от сдвиговой жесткости шва ζ:

– при $\zeta = 0$: $S_x = 0$, δ_x имеет максимальное значение и для опорного сечения шарнирно-опертой балки с равномерно-распределенной нагрузкой определяется по формуле: $\delta_x = Z_{b,s} \cdot \frac{16 f_q}{5l}$; а для середины пролета равно нулю;
– при $\zeta = \infty$: $\delta_x = 0$ (смещения нет, выполняется гипотеза плоских сечений по всей длине пролета), S_x имеет максимальное значение и определяется по формуле **(5)**.

Численными экспериментами установлено, что независимо от длины пролета, геометрических параметров составляющих стержней и величины равномерно-распределенной нагрузки, для значений $\zeta \geq 200$ МН/м^2 зависимость:

$$\delta_x = f[x, \zeta] \ ,$$

для однопролетной балки имеет вид:

$$\delta_x(x, \zeta) = 0.36 \left[\frac{q \cdot (l - 2x) \cdot S_{red}}{2 \cdot I_{red} \cdot \zeta}\right]^{0,87} . \qquad \textbf{(7)}$$

На интервалах до 200 МН/м^2 при необходимости следует использовать критерий максимального теоретического сдвига в приопорной зоне для необъединенных стержней (при $\zeta = 0$). Следует принять это значение жесткости стыка

$$\zeta = 200 \text{ МН/м}^2 \ ,$$

за граничное значение между упруго податливым и абсолютно податливым стыком. Для упруго-податливого стыка расчет НДС сталежелезобетонной балки следует вести с учетом проскальзывания δ_x, полученного по **(7)**, как для составного стержня со сдвиговыми связями.

Для ζ < 200 МН/м^2 расчет следует вести в запас как для составного стержня из двух независимых стержней без сдвиговых связей, независимо от длины пролета и действующих нагрузок.

Определение верхней границы сдвиговой жесткости ζ, при которой следует проводить расчет по гипотезе плоских сечений

Ранее одним из граничных условий, при котором выполняется гипотеза плоских сечений, было обозначено определение сдвигающих усилий по формуле Журавского при $\zeta \to \infty$. Однако очевидно, что в действительности влияние сдвига на НДС конструкции стремится к нулю в тот момент, когда продольная сила N_ζ достигает значений N_{br}, вычисленных классическими методами в предположении отсутствия сдвига.

Продольная сила N в каждой из двух ветвей составной сталежелезобетонной балки изменяется от 0 в начале балки до S в произвольном сечении x, м от начала балки, где S – суммарное сдвигающее усилие в шве, накапливаемое по длине стержня от его начала до рассматриваемого сечения, определяется по формуле (**8**):

$$S = \int_0^x S_x dx \ . \qquad \textbf{(8)}$$

Погонная сдвиговая жесткость ранее была выражена формулой (**1**):

$$\zeta = \frac{S_{h,x} k}{\delta_x} \ .$$

Погонное сдвигающее усилие $S_x = S_{h,x} k$ – произведение сдвигающего усилия в одном анкере на число анкеров k на единице длины.

Отсюда:

$$N_\zeta = S = \int_0^x S_x dx = \int_0^x \zeta \cdot \delta_x dx \ . \qquad \textbf{(9)}$$

То есть погонное сдвигающее усилие S_x – это произведение сдвиговой жесткости единицы длины шва на величину сдвига на этой единице длины (что справедливо только для расчетов в линейной постановке).

Из (**9**) возникает неопределенность, которая ограничивается логически предельным сдвигающим усилием, вычисляемым по гипотезе плоских сечений: при $\zeta \to \infty, \delta_x \to 0$, и произведение бесконечности на ноль $(\zeta \cdot \delta_x)$ должно равняться сдвигу по формуле Журавского для плоских сечений, согласно формуле (**5**):

$$S_x = \tau \cdot b_{s2} = \frac{q(l-2x)\cdot S_{red}}{2\cdot I_{red}} \ ,$$

(для однопролетной шарнирно-опертой балки с равномерно-распределенной нагрузкой q).

Для шарнирно-опертой балки была выведена формула **(7)** зависимости погонного сдвига от координаты сечения x, м и погонной сдвиговой жесткости шва.

Обозначим m = 0,36, n = 0,87:

$$N_\zeta = \int_0^x \zeta \cdot m \left[\frac{q\cdot(l-2x)\cdot S_{red}}{2\cdot I_{red}\cdot\zeta}\right]^n dx \ , \qquad \textbf{(10)}$$

где

продольная сила N_ζ в любом сечении ограничивается предельным значением, вычисленным классическим методом в предположении отсутствия сдвига:

$$N_\zeta \le \int_0^x \frac{q(l-2x)\cdot S_{red}}{2\cdot I_{red}} dx \ . \qquad \textbf{(11)}$$

Решение интегрального уравнения **(10)** для шарнирно-опертой однопролетной балки постоянного сечения, нагруженной равномерно-распределенной по всей длине нагрузкой q и имеющей связи сдвига с постоянным по длине значением ζ, приводится ниже.

Преобразуем **(10)**:

$$N_\zeta = \int_0^x \zeta^{1-n} \cdot m \left[\frac{q\cdot S_{red}}{2\cdot I_{red}}\right]^n \cdot (l-2x)^n dx \ .$$

Примем:

$$\zeta^{1-n} \cdot m \left[\frac{q \cdot S_{red}}{2 \cdot I_{red}}\right]^n = \omega = const$$

$$N_\zeta = \int_0^x \omega \cdot (l-2x)^n dx = \frac{\omega}{2}\left(\frac{l^{n+1}-(l-2x)^{n+1}}{n+1}\right) \ . \qquad \textbf{(12)}$$

В формуле **(12)** при довольно больших значениях сдвиговых жесткостей (1500 МН/м^2 и выше, что соответствует среднему и верхнему интервалам сдвиговых жесткостей конструкций с гибкими стерженьковыми упорами), продольное усилие превышает предельное зна-

чение, вычисляемое по гипотезе плоских сечений, поэтому оно должно определяться с учетом ограничения **(11)**.

Таким образом, решение **(12)** интегрального уравнения **(10)** с учетом ограничения **(11)** позволяет для каждой конкретной конструкции определить верхнюю границу сдвиговой жесткости, при которой допустимо вести расчет по классической модели плоских сечений, что имеет большое практическое значение для составления и обоснования расчетных схем.

ВЫВОДЫ

1. Результаты численных экспериментов показывают, что при допущении граничного значения проскальзывания (6 мм) между стальной балкой и железобетонной плитой сталежелезобетонных пролетов мостовых сооружений происходит значительное перераспределение напряжений между балкой и плитой: первая ощутимо перегружается (особенно верхний пояс) и получает дополнительный прогиб, вторая наоборот, разгружается. При этом даже небольшие значения проскальзывания (до 1-2 мм по краям балки) приводят к значительному перераспределению усилий между железобетонной плитой (в ней усилия уменьшаются) и верхним поясом двутавровой стальной балки (в нем усилия увеличиваются). Следовательно, в реальном проектировании сталежелезобетонных пролетных строений мостов необходим учет сдвиговой жесткости между стальной балкой и железобетонной плитой проезжей части.
2. Для однопролетной шарнирно-опертой балки с равномерно-распределенной по всей длине нагрузкой выведена экспериментальная зависимость проскальзывания плиты по балке от сдвиговой жесткости стыка. Определена нижняя граница сдвиговой жесткости, ниже которой соединение следует считать абсолютно податливым, а составную балку нельзя считать сталежелезобетонной. Выведена формула для определения верхней границы сдвиговой жесткости, выше которой допускается без ограничений использовать для расчета сталежелезобетона гипотезу плоских сечений.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Н.Н. Стрелецкий. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.*
2. *Белуцкий И.Ю. Совершенствование методов оценки работоспособности эксплуатируемых сталежелезобетонных пролетных строений / И.Ю. Белуцкий. – Владивосток: Дальнаука, 2003. – 281 с.*
3. *Перельмутер А.В. Использование методов квадратичного программирования для расчета систем с односторонними связями / А.В. Перельмутер // Исследования по теории сооружений. – М.: Стройиздат, 1972. – № 19. – С. 138-147.*
4. *Решетников В.Г. Новые эффективные конструкции сталежелезобетонных пролетных строений мостов: дисс. ... канд техн. наук:05.23.11 / Решетников Владимир Григорьевич; ФГУП «Институт по проектированию и изысканиям автомобильных дорог «СОЮЗДОРПРОЕКТ». – М., 2002. – 139 с.*
5. *Технический кодекс установившейся практики. ТКП EN 1994-2-2009 (02250) Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Основные принципы и правила для мостов. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск. – 2010. – 85 с.*
6. *Steel-Concrete Composite Bridge Design Guide / El Sarraf R. [and others] / NZ Transport Agency Research Report No 525. – 2013. – 252 p.*
7. *Development of steel-concrete composite deck for highway bridges (in Korean) / KICT (Korea Institute of Construction Technology). – Report No. KICT 2004-053. – 2004.*
8. *Oguejiofor E.C. Behavior of perfobond ribshear connectors in composite beams: full-size tests / E.C. Oguejiofor, M.U. Hosain) // Canadian J. of Civil Engineering. – 1992. – Vol. 19, No. 2. – PP. 224-235.*
9. *Valente I. Experimental analysis of perfobond shear connection between steel and lightweight concrete / I. Valente, P.J.S. Cruz // J. Constructional Steel Research. – 2004. – 60(3-5). – PP. 465-479.*

L I T E R A T U R A

1. *Streleckij N.N. Stalezhelezobetonnye proletnye stroeniya mostov / N.N. Streleckij. – M.: Transport, 1981. – 360 s.*
2. *Beluckij I.Yu. Sovershenstvovanie metodov ocenki rabotospo-sobnosti ekspluatiruemyh stalezhelezobetonnyh proletnyh stroenij / I.Yu. Beluckij. – Vladivostok: Dal'nauka, 2003. – 281 s.*
3. *Perel'muter A.V. Ispol'zovanie metodov kvadratichnogo programmirovaniya dlya rascheta sistem s odnostoronnimi svyazyami / A.V. Perel'muter // Issledovaniya po teorii sooruzhenij. – M.: Strojizdat, 1972. – № 19. – S. 138-147.*
4. *Reshetnikov V.G. Novye effektivnye konstrukcii stalezhele-zobetonnyh proletnyh stroenij mostov: diss. ... kand tekhn. nauk: 05.23.11 / Reshetnikov Vladimir Grigor'evich; FGUP «Institut po proektirovaniyu i izyskaniyam avtomobil'nyh dorog «SOYuZDORPROEKT». – M., 2002. – 139 s.*
5. *Tekhnicheskij kodeks ustanovivshejsya praktiki. TKP EN 1994-2-2009 (02250) Evrokod 4. Proektirovanie stalezhelezobetonnyh konstrukcij. Chast' 2. Osnovnye principy i pravila dlya mostov. – Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', Minsk. – 2010. – 85 s.*
6. *Steel-Concrete Composite Bridge Design Guide / El Sarraf R. [and others] / NZ Transport Agency Research Report No 525. – 2013. – 252 p.*
7. *Development of steel-concrete composite deck for highway bridges (in Korean) / KICT (Korea Institute of Construction Technology). – Report No. KICT 2004-053. – 2004.*
8. *Oguejiofor E.C. Behavior of perfobond ribshear connectors in composite beams: full-size tests / E.C. Oguejiofor, M.U. Hosain) // Cana-dian J. of Civil Engineering. – 1992. – Vol. 19, No. 2. – PP. 224-235.*
9. *Valente I. Experimental analysis of perfobond shear connection between steel and lightweight concrete / I. Valente, P.J.S. Cruz // J. Constructional Steel Research. – 2004. – 60(3-5). – PP. 465-479.*

CALCULATION OF STEEL AND CONCRETE COMPOSITE BRIDGES TAKING INTO ACCOUNT THE COMPLIANCE OF SHEAR CONNECTION OF REINFORCED CONCRETE SLAB WITH STEEL BEAM

*Associate Professor **A.V. Kozlov**,*
*Post-graduate student **A.S. Egorychev***
(Voronezh State Technical University)
Contact information: kozlov.a.v@inbox.ru;
egoryche-vas@gmail.com

The article deals with a calculation of composite steel and concrete bridge span by Finite elements method taking into account the compliance of shear connection with steel beam top chord. The algorithms for calculating cross sections without assumptions about the absolute rigidity of the cross section, circumventing the flat cross-section hypothesis, that improves the accuracy of determining the stresses in various elements of the span, are developed. The analysis of design model when calculating for uniformly-distributed load from dead load showed that taking into account the compliance of connection leads to a significant redistribution of stress between reinforced concrete slab and steel beam top chord.
***Key words**: steel-concrete composite bridges, stress-strain state of bridge structures.*

Рецензент: канд. техн. наук Б.П. Кутько (ФАУ «РОСДОРНИИ»).
Статья поступила в редакцию: 13.05.2019 г.