

УДК 624.012.35/45

Замалиев Ф.С. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: zamaliev49@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

К оценке прочности анкерных связей изгибаемых сталежелезобетонных конструкций

Аннотация

Проведен анализ конструктивных решений анкерных связей, обеспечивающих совместную работу железобетонной плиты и стальных ребер сталежелезобетонных конструкций. Рассмотрены существующие подходы расчета прочности анкерных связей в виде вертикальных стальных стержней. Предложены зависимости для определения сдвигающих усилий на основе теории составных стержней А.Р. Ржаницына и модель расчета анкерного стержня исходя из их разрушения по бетону или по анкерному стержню. Модели расчета анкерных связей прошли проверку с экспериментами на сталежелезобетонных моделях изгибаемых элементов.

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, анкерные связи, сдвигающие усилия, модель расчета, прочность анкера.

В сталежелезобетонных конструкциях наряду с прочностью составного сечения несущего элемента необходимо обеспечить надежный контакт слоев – железобетонной плиты и стальных ребер. Для обеспечения совместной работы ребер с плитой к верхнему поясу стальных ребер приваривают различные анкерные устройства препятствующие сдвигу слоев.

Наличие в структуре составной сталежелезобетонной конструкции слоев с резко выраженными отличительными особенностями по физико-механическим свойствам, накладывает повышенные требования к конструкторским решениям анкерных устройств. На стадии выбора конструкций анкерных связей требуется критически переосмыслить существующие анкерные устройства с позиции надежности их работы на сдвиг, рациональности по трудоемкости и экономичности по расходу материала.

Проблема надежного соединения слоев сталежелезобетонных конструкций, возникшая на этапе появления составных конструкций по сей день является актуальной задачей. С одной стороны продолжается поиск рациональных конструктивных решений анкерных устройств, с другой стороны необходимо найти надежные способы оценки прочности анкерных устройств.

В мостовых конструкциях, являющихся «жесткими» конструкциями по сравнению со сталежелезобетонными конструкциями перекрытий реконструируемых гражданских зданий [1], рассматриваемых в данной статье, применяют массивные анкерные упоры, прикрепленные к верхнему поясу стальной балки при помощи сварки или болтов [2, 3]. В гражданских зданиях в качестве анкерных связей применяются отрезки трубы, уголков, швеллера, пружины и т.п. [4], в промышленных зданиях при сборной железобетонной плите жесткие упоры размещают в пазах или в «окнах» сборной плиты [5], в рекомендациях по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профнастилом, анкерные стержни предлагают из рифленой арматуры [6], а в СТО 0047-2005 [7] кроме прямолинейного арматурного стержня в качестве анкера предлагают упоры компании HILTI зето-образного сечения прикрепляемые к верхнему поясу стальной балки дюбелями с помощью монтажного пистолета HILTI – DX750. В европейских странах широко распространены прямолинейные гладкие стержни со шляпкой [8]. Французские инженеры кроме анкерных стержней со шляпкой [9], предлагают и «П» образные наклонно расположенные анкерные скобы [10]. Автором данной статьи такие анкера были предложены при реконструкции одного из цехов Казанского механического производственного объединения (КМПО) для усиления несущих конструкций перекрытия [11].

Оценка прочности соединения слоев в действующих нормах и рекомендациях [2, 5-8] сводится к расчету прочности анкерной обвязки отдельно для каждого материала: вырывание или скол бетона и сопротивление анкерного стержня, а в случае монолитного перекрытия со стальным профнастилом, также рассматривается сопротивление вырыванию и разрыву настила [6, 7].

Недостатком существующих рекомендаций и норм [2, 5-8] следует считать то, что сдвигающее усилие на контакте слоев определяется в основном исходя из общеизвестных зависимостей как сумма касательных напряжений по плоскости контакта верхнего пояса стального ребра с плитой на участке между соседними анкерами [4], а также неучет деформации сдвига в контакте слоев и неучет упруго-пластической работы материалов плиты и анкеров. Европейские нормы, широко применяемые в странах ЕС [8], в ряде случаев также проектными организациями нашей страны, расчетную несущую способность стальных болтов на сдвиг предлагают учитывать по меньшему из двух значений:

- несущей способности стального болта на растяжение;
- несущей способности бетона под стальным болтом, определяемой как произведение площади контакта и подкоренного выражения прочности на сжатие и модуля упругости бетона.

Для определения расчетных сдвигающих усилий используем теорию составных стержней А.Р. Ржаницына [12].

Дифференциальное уравнение для определения сдвигающего усилия можно записать в виде:

$$\frac{T'''}{\xi} = \gamma \cdot T + \Delta, \quad (1)$$

где T – искомое сдвигающее усилие в плоскости контакта;

ξ – коэффициент жесткости связей;

γ – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\gamma = \frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{E_s A_s} + \frac{c^2}{\sum B}; \quad (2)$$

Δ – свободный член:

$$\Delta = -\frac{M_0^{\max} \cdot c}{\sum B}, \quad (3)$$

c – расстояние между центрами тяжести железобетонной полки и стального профиля;

E_b, E_s – функции изменения модулей деформации бетона и стали, соответственно;

A_b, A_s – площади поперечного сечения железобетонной полки и стальной балки, соответственно;

$\sum B = E_b \cdot J_b + E_s \cdot J_s$ – суммарная изгибная жесткость сталежелезобетонного элемента;

M_0^{\max} – изгибающий момент от действия внешней нагрузки.

Решение уравнения (1) для зоны чистого изгиба можно записать в виде:

$$T = \frac{\Delta}{\gamma} \left[\frac{Sh \lambda a \cdot Ch \lambda (l_0 - x)}{\lambda a \cdot Ch \lambda (l_0)} - 1 \right], \quad (4)$$

где $l_0 = l/2$; l – длина зоны чистого изгиба;

$$\lambda = \sqrt{\xi \cdot \gamma} \text{ – расчетный коэффициент.} \quad (5)$$

Сдвигающие напряжения по контактному шву вычисляются по формуле:

$$\tau = T' = \frac{\Delta}{\gamma} \cdot \frac{Sh \lambda a \cdot Sh \lambda (l_0 - x)}{Ch(\lambda \cdot l_0)}. \quad (6)$$

Сдвиг железобетонной полки относительно стальной балки пропорционален сдвигающим напряжениям:

$$\Delta_{sh} = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{\Delta Sh \cdot \lambda x}{\gamma \cdot Ch \lambda \cdot l_0}. \quad (7)$$

Уравнение (4), где Δ/γ есть величина сдвигающей силы, возникающей при абсолютно жестких связях сдвига, а выражение в скобках учитывает влияние податливости связей, запишем в следующем виде:

$$T = T_M \cdot \left[\frac{Sh \lambda a \cdot Ch \lambda (l_0 - x)}{\lambda a \cdot Ch \lambda \cdot l_0} - 1 \right], \quad (8)$$

где, $T_M = \Delta/\gamma$ – сдвигающая сила при абсолютно жестких связях сдвига, соответствующая рассматриваемому моменту времени.

Усилия в анкерных связях вызывают дополнительный изгибающий момент в составной сталежелезобетонной конструкции:

$$M_{дон}^T = -T \frac{h_b + h_s}{2} = -T \cdot c, \quad (9)$$

где c – расстояние между центрами тяжести железобетонной и стальной частей сталежелезобетонной балки;

h_b – высота железобетонной полки;

h_s – высота стального ребра.

Дополнительные напряжения в железобетонной полке и стальной балке:

$$\sigma_b^{дон} = -\frac{T}{A_b}, \quad \sigma_s^{дон} = -\frac{T}{A_s}. \quad (10)$$

Скачок напряжений на уровне плоскости контакта уменьшается с увеличением податливости соединения, но одновременно увеличиваются напряжения в монолитном бетоне и в стальной балке, а в большинстве случаев появляются две нейтральные оси, две сжатые и две растянутые зоны, в отличие от жестких сталежелезобетонных изгибаемых элементов мостовых строений. Данное состояние является неблагоприятным, для конструкций гражданских зданий, так как может привести к уменьшению предельной несущей способности сталежелезобетонной конструкции по сравнению с «жестким» объединением железобетонной полки и стальной балки.

На стыке железобетонной полки и стальной балки сталежелезобетонного изгибаемого элемента напряженно-деформированное состояние соединения весьма сложное и связано с изгибом стального анкера, смятием, иногда скалыванием бетона полки. Несущая способность соединения должна быть определена для всех возможных видов напряженного состояния и при конструировании должно приниматься наименьшее ее значение.

Нормированием расстановки анкерных стержней можно исключить разрушение соединения в виде скалывания бетона. Диаметр анкерных стержней определяется минимальное расстояние между осями анкерных стержней. Сцепление между бетоном и верхней полкой стальной балки ввиду его малости в практических расчетах можно не учитывать. Несущая способность соединения определяется из условий работы анкерного стержня на изгиб и смятия бетона.

Прочность соединения можно определить по формуле:

$$T_{ult} = T_s + T_b, \quad (11)$$

где T_s – внутреннее усилие сдвига, воспринимаемое анкерными стержнями;

T_b – внутреннее усилие сдвига, воспринимаемое бетоном полки.

В предельном состоянии соединения выражение (11) примет вид:

$$T_{ult} = \min(T_s; T_b). \quad (12)$$

При записи уравнения прочности соединения на сдвиг необходимо решать следующие задачи:

- определение глубины зоны смятия бетона от усилий анкерных стержней;
- учет влияния упругопластического деформирования стали и бетона на величину предельных усилий, воспринимаемых стальными анкерами и бетоном.

В предположении, что смятие бетона происходит по длине l_x , (рис. 1) стального стержневого анкера в бетоне, величина предельной сдвигающей силы, соответствующая исчерпанию несущей способности бетона до достижения напряжением в стальном стержне предела текучести, составляет:

$$T_b = \sigma_b(\varepsilon_b) \cdot d_s \cdot l_x \cdot \omega \cdot n, \quad (13)$$

где, $\sigma_b(\varepsilon_b)$ – напряжения в бетонном массиве от действия стального анкера.

ω – коэффициент полноты эпюры отпора бетонного основания под анкерными стержнями;

d_s, n – диаметры анкерных стержней и их количество.

$$l_x = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_s \cdot J_s}{k \cdot d_s}} \quad (14)$$

где, E_s ; J_s – модуль упругости и момент инерции анкерного стержня, k – коэффициент постели бетонного основания.

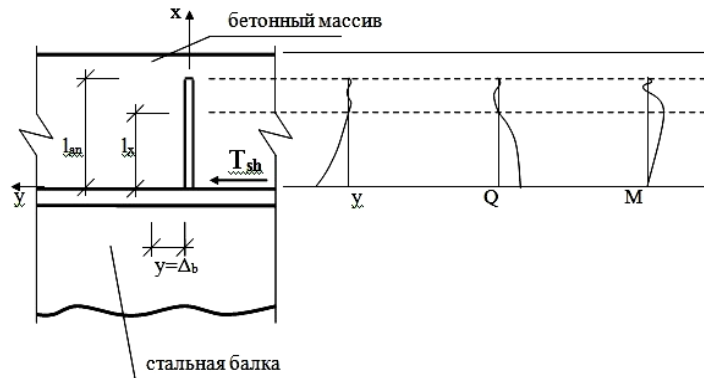


Рис. 1. Эпюры прогибов, поперечных сил и моментов в анкерном стержне

При определении сдвигающей силы, воспринимаемой бетоном под анкерным стержнем, необходимо учитывать форму эпюры усилий. В зависимости от стадии деформирования бетона форма эпюры может быть принята как треугольной, прямоугольной, так и криволинейной (рис. 2). Изменения формы эпюры усилий отпора учитываются введением коэффициента полноты эпюры ω .

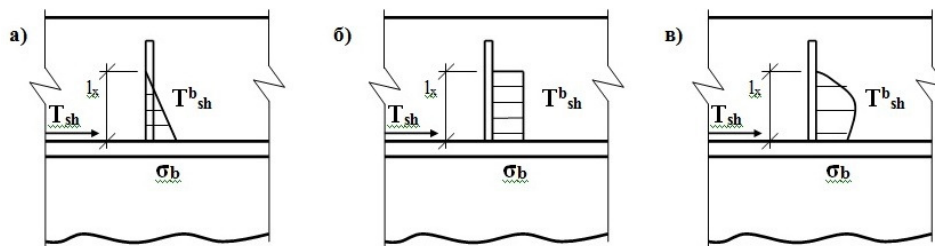


Рис. 2. Напряжения в бетоне вдоль анкерного стержня

В случае разрушения соединения по бетону принимается $\sigma_b(\varepsilon_b) = R_b$, при разрушении по анкерному стержню напряжение в бетонном массиве основания определяется по диаграмме деформирования бетона, в предположении, что абсолютные деформации бетона равны максимальному прогибу стержня анкера. Величина предельной сдвигающей силы, воспринимаемой анкерными стержнями, определяется из условия равновесия моментов внутренних и внешних сил и записывается в виде:

$$T_s = \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_s(\varepsilon_s) A_s \omega_s}{l_x} d_s \cdot n, \quad (15)$$

где, $\sigma_s(\varepsilon_s)$ – напряжения в стальном анкерном стержне.

Прочность соединения (сопряжения) железобетонной полки со стальной балкой оценивается из условия:

$$T \leq T_{ult}. \quad (16)$$

Проведены серии испытаний моделей сталежелезобетонных балок с разным диаметром анкерных стержней. Наряду с исследованиями несущей способности и общего напряженно-деформированного состояния, произведены замеры сдвига слоев на контакте железобетонной плиты и стального ребра от начала нагружения, вплоть до их разрушения [13].

Сопоставление опытных значений сдвига слоев с теоретическими данными показывает сходимость результатов в пределах 3-8 %.

На основе проведенного анализа и исследований напряженно-деформированного состояния анкерных связей составных сталежелезобетонных конструкций можно сделать следующие основные выводы:

1. Для обеспечения совместной работы слоев сталежелезобетонных элементов применяют различные анкерные устройства, отличающиеся как по сложности конструктивного решения, простоте выполнения, так и по обеспечению жесткости контакта.

2. Существующие зависимости, используемые для оценки несущей способности анкерных связей не в полной мере отражают фактическое напряженно-деформированное состояние контакта «сталь-бетон».

3. Предложенная методика оценки прочности анкерных связей позволяет учитывать работу анкерного стержня и бетона за пределом их упругой работы и дает вполне удовлетворительную сходимость результатов с экспериментальными данными.

Список библиографических ссылок

1. Замалиев Ф.С. Сталежелезобетонные конструкции при реконструкции исторических городов // Проблемы реконструкции и возрождения исторических городов: материалы Российского научно-практического семинара. – Казань, 1999. – С. 88-95.
2. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. – Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*; введ. 2011-05-20. – М.: Стройиздат, 2011.
3. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты. – М.: Изд-во «Транспорт», 1965. – 376 с.
4. Металлические конструкции. Спецконструкции и сооружения, т. 3, под ред. Горева В.В. – М., 2005. – С. 295-303.
5. РСН 64-88. Проектирование сталежелезобетонных перекрытий промышленных зданий. Введ. 2005.09.19. – Минск: Ротапринт НПТО «Белстройнаука» Госстрой БССР, 1988. – 31 с.
6. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. – М.: Стройиздат, 1987. – 41 с.
7. СТО 0047-2005. Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование. Введ. 2005.05.10. – М.: ЦНИИПСК им. Мельникова, 2005. – 65 с.
8. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules for buildings / European Committee for Standardization, 2002. – P. 226.
9. Construction metallique. – Revue: Paris, France, № 1-4, 1985.
10. Construction metallique. – Revue: Paris, France, № 4, 1991.
11. Замалиев Ф.С. Усиление металлических балок перекрытия // Облегченные металлические и деревянные конструкции: межвузовский сборник. – Казань, 1988. – С. 116-121.
12. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
13. Замалиев Ф.С. Эксперименты на сталежелезобетонных конструкциях по выявлению фактического напряженно-деформированного состояния, вплоть до их разрушения // Механика разрушения строительных материалов и конструкций: материалы Международной научно-технической конференции (VIII Академические чтения РААСН). – Казань, 2014. – С. 88-96.

Zamaliyev F.S. – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: zamaliyev49@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

By assessing the strength of anchor ties bent steel-concrete structures

Resume

The paper presents the design decisions anchor ties used in bridge structures, as well as in industrial and civil buildings, ranging from simple, completing advanced solutions widely used

in European countries. Emphasizes the fact that the anchor links are an important element in steel-concrete structures for collaboration reinforced concrete slab and steel slab of ribs. Existing approaches to the calculation of the strength of the anchor ties are based on semi-empirical dependences. Shear forces are determined from the amount of shear stress on the contact zone of the upper steel beam and concrete slab, which leads to wasteful and unreliable solutions. The paper proposes to determine the shearing force of the differential equations of the theory of steel-concrete bars R.A. Rzhantsyna. The carrying capacity of the contact seam proposed to determine on the basis of the stress-strain state of the anchor rod and concrete contact. We consider a model calculation when the bearing capacity of contact is determined by the concrete and the anchor rod ever concrete or rod is the ultimate limit state. Model calculation tested on data from experiments on models of steel-concrete flexural members. Celebrate good convergence of the results of theoretical and experimental data.

Keywords: steel-concrete structures, anchorage lines, shear forces, the model calculation, the strength of the anchor.

Reference list

1. Zamaliev F.S. Steel-concrete structures in the reconstruction of historic cities // Problems of reconstruction and revitalization of historic cities: Proceedings of the Russian scientific-practical seminar. – Kazan, 1999. – P. 88-95.
2. SP 35.13330.2011. Bridges and pipes. The updated edition of SNIP 2.05.03-84*; introduced. 2011-05-20. – M.: Stroyizdat 2011.
3. Streletskii N.N. Steel-concrete bridges. – M.: Publishing house «Transport», 1965. – 376 p.
4. Metal Constructions. Special design and construction, vol. 3, Gorev V.V. ed. – M., 2005. – P. 295-303.
5. RSN 64-88. Design of composite steel and concrete slabs industrial buildings. Enter. 2005.09.19. – Minsk: Rotaprit NPTO «Belstroyntauka» State Building BSSR, 1988. – 31 p.
6. Recommendations for the design of monolithic reinforced concrete slab with steel profiled decking. – M.: Stroyizdat, 1987. – 41 p.
7. STO 0047-2005. Overlapping steel-concrete monolithic slab on steel profiled decking. Calculation and design. Enter. 2005.05.10. – M.: TsNIIPSK them. Melnikova, 2005. – 65 p.
8. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules for buildings / European Committee for Standardization, 2002. – P. 226.
9. Construction metallique. – Revue: Paris, Franse, № 1-4, 1985.
10. Construction metallique. – Revue: Paris, Franse, № 4, 1991.
11. Zamaliev F.S. Strengthening the metal joists // Lightweight metal and wooden structures: Interuniversity collection. – Kazan, 1988. – P. 116-121.
12. Rzhantsyn A.R. Steel-concrete rods and plates. – M.: Stroyizdat, 1986. – 316 p.
13. Zamaliev F.S. Experiments on steel-concrete structures to identify the actual stress-strain state, including their destruction // Fracture Mechanics of materials and structures: proceedings of the International Scientific and Technical Conference (VIII Academic readings of RAACS). – Kazan, 2014. – P. 88-96.