

DOI: 10.34031/2071-7318-2021-6-6-19-26

Евдокимов А.Е.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет

E-mail: cendo123@mail.ru

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ БАЛОК, ПОКРЫТИЕ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ (ОПЗ) С УЧЕТОМ ЕГО ГРИБОВИДНОСТИ

Аннотация. В статье рассматриваются вопросы, касающиеся анализа узлов стальных конструкций. Предметом исследования является фланцевое соединение. Объект исследования – фланцевые соединения балок покрытий одноэтажных производственных зданий. С целью достижения поставленных задач в работе используются различные методы, в том числе анализ, синтез, описание, обобщение и сравнение. По результатам работы определены особенности формирования качества взаимодействия фланцевых соединений и высокопрочных болтов в виде узлового соединения балок покрытия. Дополнительно проведен анализ особенностей при проведении проектировочных работ и производства фланцевых соединений, используемых для реализации популярных конструктивных решений стальных поперечных рам ОПЗ. Кроме того, раскрыты основные направления анализа состояния стальных конструкций при наличии признаков деформации (грибовидности) фланцевого соединения. Полученные данные позволяют провести оптимизацию состава элементов усиления конструкции, а также снизить уровень трудоемкости работ при производстве и монтаже фланцевых соединений балок покрытий ОПЗ. В ходе исследования был проведен эксперимент, при котором был использован принцип симметрии. Однонаправленное соединение в узлах и между ними было смоделировано за счет рассмотренных элементов. В этом случае следует упоминать явление адгезионного эффекта узлов при сжатии и отсутствие сцепления при растяжении. Модель учитывает физическую нелинейность свойств материала, поведение которой было задано билинейными зависимостями под нагрузкой.

Ключевые слова: стальные конструкции, фланцевые соединения, балки покрытия, узлы.

Введение. В основе данного исследования лежит проблематика, касающаяся распределения контактных напряжений и рычагов во фланцевом соединении. Уже проводилось несколько работ ранее, задевающих эту проблему, но выход из строя болтов во фланцевом соединении конструкций во время строительства и эксплуатации ОПЗ все еще частое явление.

Данная проблема крайне актуальна, ведь до этого времени существовало множество заблуждений по распределению нагрузки фланцевого соединения. В том числе считалось, что эксцентриситет смещения растягивающих усилий рычага в болте под нагрузкой минимален, а соотношение жесткости не отражается на расчете фланцевого соединения. Для определения результирующей силы от напряжений, оказываемых на ось болта (с учетом перемены толщины фланца), необходимо детальное изучение фланцевых напряжений под шайбой головки болта. Целью работы было исследование несущей способности фланцевого соединения балок с учетом грибовидности здания. Объект исследования – конструктивные решения, применяемые для стержней открытого профиля [1].

Материалы и методы. Положение опоры определяется точкой приложения, так называе-

мой равнодействующей контакта между фланцами (рис. 1. b – Nf). Векторы Pf и Nb обозначают точки приложения сил на эту опору. При этом существует возможность перераспределения контактных напряжений в соединениях (шайбы, фланцы, головки болта), которая создает неопределенность действия данного рычага [1, 2].

Результирующие векторы Nb и Nf могут изменять направление и передвигаться. Эксцентриситет e_1 смещается к оси фланцевой нагрузки от оси болта, e_2 – от свободного края к фланцевой нагрузке. В данном случае решение задачи – определение значения эксцентриситетов (рис. 1) [3].

В ходе исследования был проведен эксперимент, при котором был использован принцип симметрии. Именно этот принцип и способствовал созданию модели (рис. 1), размеры модели в 4 раза меньше оригинального соединения. Сечение прутка, соединенного с фланцем с помощью угловых швов, равно 20 мм. Шаг резьбы фланца 5 мм, толщина в диапазоне 15-35 мм. Размер диаметра болтов 24 мм (d_b).

Коэффициент масштабирования при моделировании учтен с помощью изменения слоев конечных элементов, влияющих на размер толщины исследуемого фланца [4, 5].

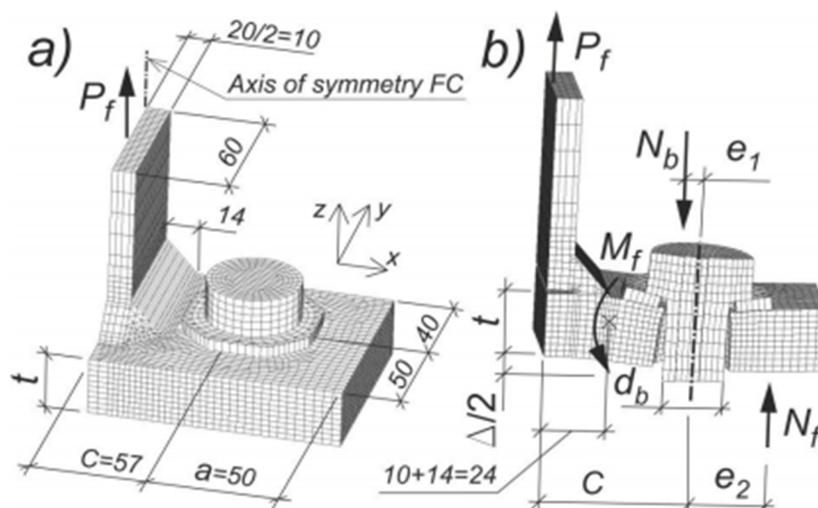


Рис. 1. Модель, учитывающая симметрию (а – симметрия фланцевого соединения; б – деформированная конечно-элементная модель расчета фланцевых соединений)

Однонаправленное соединение в узлах и между ними было смоделировано за счет рассмотренных элементов. В этом случае следует упоминать явление адгезионного эффекта узлов при сжатии и отсутствие сцепления при растяжении. Модель учитывает физическую нелинейность свойств материала, поведение которой было задано билинейными зависимостями под нагрузкой.

Для этого в элементах модели фланцевых соединений использованы упруго-пластические схемы работы из материала, соответствующего стали: пластина и приварка-С345, фланец-С255, шайба и винт-40Х «Select».

Загрузка модели проходила поэтапно. На первом этапе рассмотрено предварительное натяжение болта - усилие Nb имеет значение 240 кН. Последующие этапы были выполнены с равными

долями нагрузки Pf. К десятому этапу значение внешней нагрузки составляло 150 кН, при номинальном напряжении поперечного сечения 25 кН/см².

Было выполнено ограниченное количество шагов нагружения, равное 20, что соответствует конечной прочности нагруженной плиты [7, 8].

Координаты образовавшихся Nf и Nb рассчитывались по аналогии с методом определения центра тяжести в механике. Для этого использовались значения продольных сил Ni в каждом контактном элементе (сила между узлами контактных поверхностей) и их положение xi относительно оси болта. Поэтому эксцентриситеты рассчитывались по формуле:

$$e_1, e_2 = \frac{\sum x_i \cdot N_i}{\sum N_i}$$

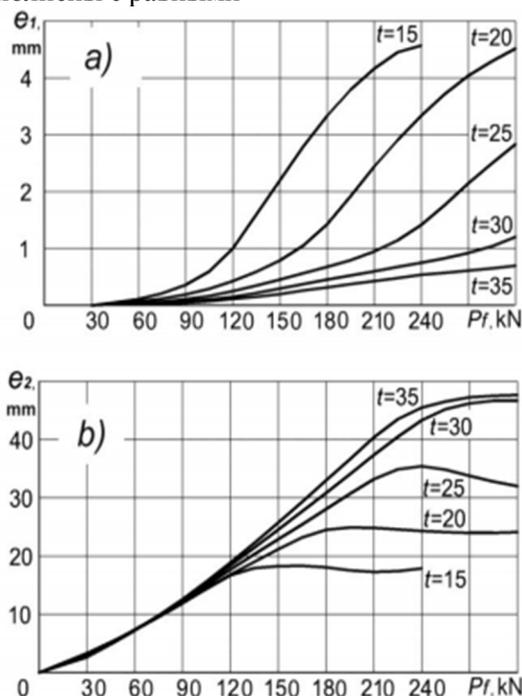


Рис. 2. Графики зависимости эксцентриситета (а – для e₁, б – для e₂)

Наиболее значительное изменение контактных напряжений под шайбой наблюдается для «тонких» фланцев $t = 15$ мм, и, наоборот, контактные напряжения между фланцами более интенсивно смещаются к внешнему краю фланца для «толстых» фланцев при $t = 35$ мм.

Результаты экспериментов представлены в виде графиков на рис. 2а и 2б. Зависимости

можно разделить на два участка, которые будут соответствовать упругой и упругопластической стадиям фланца [9].

Результаты исследования сведены в таблицу 1. Значения эксцентриситетов при максимальной нагрузке сведены в таблицу 2.

Изменение значений эксцентриситетов представлено в графике на рис. 3.

Таблица 1

Зависимость толщины фланца от выдерживаемой внешней нагрузки

Внешняя нагрузка P_f , кН	0-60	105	195	225	240
Толщина фланца, t , мм	15	20	25	30	35

Таблица 2

Значение эксцентриситетов в точке максимальной нагрузки (240 кН) для различной толщины фланцев

Толщина фланца, t , мм	15	20	25	30	35
Значение e_1 , мм	4,71	3,32	1,41	0,97	0,51
Значение e_2 , мм	18	23	35	43	46

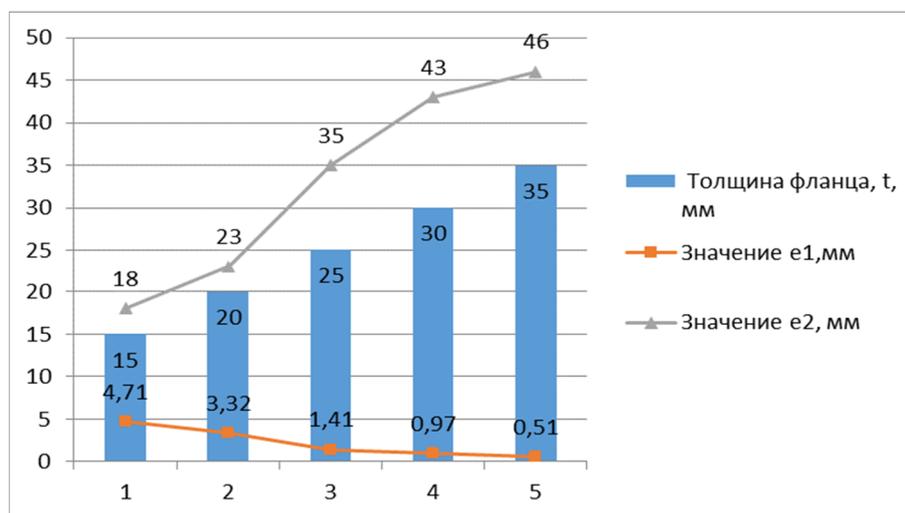


Рис. 3. Зависимость значения эксцентриситетов в точке максимальной нагрузки 240 кН от толщины фланца

Согласно проведенному исследованию выявлено, что отношение e_1/db снижается в 8,65 раз при росте показателя толщины фланца с 15 до 35 мм для внешней нагрузки, значение которой варьируется от 150 до 225 кН. Для отношения e_2/db наблюдается обратная тенденция, т. е. при нагрузках $P_f = 150$ и 225 кН отношение e_2/db увеличивается в 1,4 и 2,5 раза соответственно [10, 11, 12].

Основная часть. Распространенное предположение о том, что соединение стенки балки передает сдвиг, а соединения полки балки передают момент, неточно.

Ряд исследователей пришли к выводу, основываясь как на экспериментальных данных, так и на моделировании методом конечных элементов, что значительный сдвиг передается на колонну через фланцевые соединения балки [13, 14].

Кроме того, распределение сдвига между стенкой балки и полками рядом с лицевой стороной колонны зависит от деталей соединения, различается в упругом и неупругом диапазонах поведения и зависит от степени неупругого вращения, поддерживаемого балкой. Формулы, предложенные в работах Вананта для прогнозирования распределения сдвига между стенкой балки и полками, основаны на гибком анализе и, поэтому не могут быть актуальными и применимыми.

Поведение соединения в негибком диапазоне представляет наибольший интерес для сейсмостойкого соединения и предварительной оценки соединений для ANSI / AISC 358. Кроме того, даже в гибком диапазоне поведения уравнения не позволяют правильно спрогнозировать величину сдвига, воспринимаемую полками балки при соединении балки с колонной.

Из исследований хорошо понятно, что полки балки переносят большую часть сдвига балки в сварных соединениях балки с колонной. Также понятно, что сдвиг в полках балки не только добавляет напряжение сдвига в полки балки, но также создает вторичные изгибающие напряжения во фланцах балки [15].

Дополнительные сложности возникают в состоянии напряжения в полках балки вблизи лицевой стороны колонны из-за изгиба полки колонны и влияния отверстий для доступа к сварке. Эти вопросы также широко изучались в исследованиях. Тем не менее, несмотря на сложности в состоянии напряжений в полках балки возле торца колонны, исследования и испытания также показали, что сварные соединения балки с колонной могут иметь очень большую циклическую пластичность, если они правильно спроектированы и детализированы. ANSI / AISC 358 предоставляет необходимое руководство по проектированию и строительству соединений между балками, способных обеспечить удовлетворительные сейсмические характеристики. Было бы неверно делать вывод, что такая проблема, как сдвиг в полках балки, каким-то образом не учитывалась исследовательским сообществом или не учитывалась при разработке соединений, прошедших предварительную квалификацию в ANSI / AISC 358 [16].

Остаточные напряжения при усадке сварного шва. Большинство соединений рамы с моментом проверяются с использованием образцов, построенных с отрезком балки длиной от 305 до 610 см, соединенным с колонной. Во время сварки на свободный конец балки обычно не накладывается никаких внешних ограничений. Однако неверно предполагать, что это делает эти тесты недействительными [17].

Проводились расчетные исследования сварочных остаточных напряжений в сварных моментных соединениях рамы. В исследовании рассчитывались остаточные напряжения в простом стыковом сварном соединении, в котором пластины не имели внешних ограничений [18].

Также вычислялись остаточные напряжения в сварном шве, соединяющем полку балки с колонной, где полка балки была полностью ограничена горизонтальным перемещением на небольшом расстоянии от сварного шва, что представляет собой более жесткие условия ограничения, чем в реальной конструкции.

Оба случая, с внешним ограничением или без него, показали очень высокие остаточные напряжения на уровне текучести как в продольном, так и в поперечном направлениях, а также значительную трехосность напряженно-деформируемого состояния (НДС) [19].

Эти результаты предполагают, что внешнее ограничение не требуется для создания высоких остаточных напряжений при сварке. Скорее, местные эффекты, которые хорошо представлены на образцах для испытаний на моментное соединение, обеспечивают сдерживание, приводящее к высоким остаточным напряжениям.

Например, в многопроходных сварных швах, используемых для соединения полки балки с колонной, усадка каждого прохода сдерживается предыдущими проходами. Кроме того, дифференциальное охлаждение сварного шва по ширине полки балки будет создавать большие остаточные напряжения даже при отсутствии внешнего ограничения на балку, поскольку части сварного шва, которые охлаждаются первыми, будут сдерживать части сварного шва, которые охлаждаются позже, за один и тот же сварной проход [20].

Исследования влияния остаточных напряжений при сварке на поведение моментных сварных соединений были проведены Chi et al. [1]. В своем исследовании они использовали остаточные напряжения, рассчитанные Zhang и Dong для случая, когда полка балки была полностью зажата [21].

Их исследования показали, что эти остаточные напряжения повышают требования к вязкости разрушения сварных швов полки балки и могут снизить прочность соединения на излом при наличии сварных швов с низкой вязкостью. Тем не менее, высокий уровень трещиностойкости, необходимый для сварных моментных соединений после северного гребня, в сочетании с улучшенными требованиями к детализации и контролю, обеспечивают существенно улучшенную защиту от преждевременного хрупкого разрушения в сварных швах полки балки и делают эти сварные швы очень устойчивыми к большим остаточным напряжениям.

Таким образом, неверно предполагать, что испытания, используемые для предварительной оценки моментных соединений для ANSI / AISC 358, недействительны на основе остаточных напряжений при сварке. Кроме того, как описано выше, текущие требования к сварке, детализации и проверке соединений моментной рамы обеспечивают надежные сварные швы с высоким допуском по остаточным напряжениям [22].

В своей статье Москалев пишет: «Моментное соединение с фланцевыми пластинами (BFP) использует фланцевые пластины в качестве соединительных элементов, и пластины могут свободно перемещаться при приварке к колонне; следовательно, в сварном шве существует лишь остаточное напряжение» [10]. Основываясь на исследовании Zhang и Dong (2000), описанном

выше, можно ожидать очень высоких остаточных напряжений в сварных швах, которые соединяют фланцевые пластины с колонной в болтовом соединении фланцевых пластин, и, конечно, их нельзя считать незначительными. Следовательно, проектировщикам не следует ослаблять требования к сварке, детализации и проверке соединения фланцевых пластин на болтах, полагая, что остаточные напряжения при сварке в этой связи незначительны [16].

Сварное соединение фланцевых пластин.

В своей статье г-н Ванант указывает, что соединение с приварной фланцевой пластиной (WFP) должно рассматриваться для предварительного отбора, но оно еще не было протестировано для предварительного отбора. Соединение WFP было протестировано в рамках проекта FEMA / SAC и включено в FEMA 350.

Проектировщики, заинтересованные в подключении к WFP, могут обратиться в FEMA 350 для получения рекомендаций по проектированию и детализации. Обратите внимание, однако, что соединение WFP еще не прошло предварительную квалификацию в ANSI / AISC 358.

Комиссия по предварительной квалификации соединений (CPRP) AISC отвечает за предварительную квалификацию соединений для включения в ANSI / AISC 358. CPRP, в свою очередь, соответствует требованиям для предварительной квалификации, указанным в главе К ANSI / AISC 341-16, Положения о сейсмических условиях для конструкционной стали. Как описано выше, ограниченное количество тестов было проведено на соединении WFP Kim et al. (2000), и неясно, достаточно ли этих тестовых данных для поддержки предварительной квалификации. Тем не менее, CPRP может рассмотреть возможность подключения к WFP для предварительной квалификации в будущем [24].

Предварительно квалифицированные моментные соединения в ANSI / AISC 358 прошли всестороннее тестирование, подтвержденное вычислительными и аналитическими исследованиями. Разработка и предварительная оценка соединений для ANSI / AISC 358 основаны на обширном объеме исследований моментных соединений, проведенных после землетрясения в Нортридже 1994 года, включая исследования сдвига во фланцах балки, остаточных напряжений при сварке и множества других вопросов. Хотя, безусловно, необходимы дополнительные исследования, существующие знания о поведении моментных соединений для сейсмических приложений очень сильны, и проектировщики могут быть уверены, что соединения в ANSI / AISC 358 обеспечат надежность и устойчивость при сейсмической нагрузке [24].

Выводы.

1. Конструкция открытого фланцевого профиля аналогична второму типу соединения. В нем точки внешней нагрузки и силы, возникающие от болта к фланцу, расположены с одной стороны от точки контакта результирующей силы между фланцами. В этом случае результирующие векторы меняют положение и значения в зависимости от внешней нагрузки и толщины фланца. Таким образом, результирующая сила между болтом и фланцем смещается от оси болта к оси нагрузки фланца, и возникающий силовой контакт между фланцами происходит в направлении, противоположном свободному краю фланца.

2. В построенном графике на рис. 3 наблюдается существующая линейная зависимость значения эксцентриситетов при максимальной нагрузке фланцевого соединения от его толщины. Причем изгибающий момент не зависит от толщины фланцевого соединения.

3. Согласно проведенному исследованию выявлено, что отношение e_1/db снижается в 8,65 раз при росте показателя толщины фланца с 15 до 35 мм для внешней нагрузки, значение которой варьируется от 150 до 225 кН. Для отношения e_2/db наблюдается обратная тенденция, т. е. при нагрузках $P_f = 150$ и 225 кН отношение e_2/db увеличивается в 1,4 и 2,5 раза соответственно.

Полученные результаты способствовали определению особенностей формирования качества взаимодействия фланцевых соединений и высокопрочных болтов в виде узлового соединения балок покрытия. Дополнительно проведен анализ особенностей при проведении проекторочных работ и производства фланцевых соединений, используемых для реализации популярных конструктивных решений стальных поперечных рам ОПЗ. Раскрыты основные направления анализа состояния стальных конструкций при наличии признаков деформации (грибовидности) фланцевого соединения. Полученные данные позволяют провести оптимизацию состава элементов усиления конструкции, а также снизить уровень трудоемкости работ при производстве и монтаже фланцевых соединений балок покрытий ОПЗ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Chi W.M., Deierlein G., Ingrassia A. Fracture Toughness Demands in Welded Beam-Column Moment Connections // Journal of Structural Engineering. 2000. V. 126. No. 1.
2. El-Tawil S., Mikesell T., Vidarsson E., and Kunnath S. Strength and Ductility of FR Welded-Bolted Connections // Rep. No. SAC/BD-98/01, SAC Joint Venture, Sacramento, Calif. 1998.

3. FEMA 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
4. Kim T., Whittaker A.S., Bertero V.V. Steel Moment-Resisting Connections Reinforced with Cover and Flange Plates // Report SAC/BD-00/27, SAC Joint Venture. 2000.
5. Lee K.H., Goel S.C., Stojadinović B. Boundary Effects in Welded Steel Moment Connections // Research Report UMCEE 97–20. The University of Michigan. 1997.
6. Uang C.M., Yu Q.S., Noel S., Gross, J. Cyclic Testing of Steel Moment Connections Rehabilitated with RBS or Welded Haunch // Journal of Structural Engineering. 2000. No. 1. Pp. 126–130.
7. Zhang J. and Dong P. Residual Stresses in Welded Moment Frames and Implications for Structural Performance // Journal of Structural Engineering. 2000. No. 3. Pp. 126–129.
8. Struik J.H., A. J. de Back. Stevin Laboratory, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands. 1969
9. Abidelah A. Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques. Approche numérique et validation expérimentale. Thèse en co-tutelle préparée au Laboratoire de Mécanique et Ingénieries (Université Blaise Pascal) et à la Faculté de Génie Civil. 2009
10. Moskalev N.S., Pronozin Ya.A., Korsun N.D. Metal structures, including welding. M.: ASV. 2014. Pp. 353–367.
11. Mityugov E.A. Kurs metallicheskih konstrukcij. M.: Izd-vo Associacii stroitel'nyh vuzov. 2010. 120 p.
12. Kopytov M.M. Metallokonstrukcii karkasov odnoetazhnyh zdaniy. Tomsk: Izd-vo Tomskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. 2012. 316 p.
13. Marutyan A.S., Chernov P.S. Flancevye soedineniya metallokonstrukcij. Sovremennaya nauka i innovacii. 2015. No. 1 (9). Pp. 70–79.
14. Smirnova A.A. Proektirovanie flancevyh soedinenij metallokonstrukcij. Alleya nauki. 2018. No. 6. (22). Pp. 500–502.
15. Rekomendacii po raschetu, proektirovaniyu, izgotovleniyu i montazhu flancevyh soedinenij stal'nyh stroitel'nyh konstrukcij. M.: SO "Stal'montazh", VNIPI "Promstal'konstrukciya", CNIIPSK im. Mel'nikova. 1988. 83 p.
16. Zhang J., Dong P. Residual Stresses in Welded Moment Frames and Implications for Structural Performance // Journal of Structural Engineering. 2000. No. 3 (126). Pp. 70–78.
17. Krohalev V.G., Chebykin A.A. Tekhnologiya izgotovleniya metallokonstrukcij. Ekaterinburg: Izd-vo Ural'skogo universiteta, 2017. 180 p.
18. Katyushin V.V. Zdaniya s karkasami iz stal'nyh karkasov peremennogo secheniya. M.: Strojizdat. 2005. 450 p.
19. Shafray K.A. Features of work of flange connections of architectural and building structures. Off-center tension of bolts // Izvestiya Vuzov Construction. 2013. No. 7. Pp. 84–92.
20. Kriksunov E.Z., Perel'muter A.V., Yurchenko V.V. Raschetnye modeli flancevyh soedinenij karkasnyh soedinenij metallokonstrukcij i ih programmaya realizaciya v SCAD office. Vestnik stroitel'noj tekhniki. 2010. No. 1. Pp. 56–59.
21. Li D. Behaviour and design of demountable CFST column-column connections under tension // Journal of Constructional Steel Research. 2017. Pp. 761–773
22. Li D. Behaviour and design of demountable CFST column-column connections subjected to compression // Journal of Constructional Steel Research. 2018. No 141. Pp. 262–274.
23. Liu S.H. Bending-shear performance of column-to-column bolted-flange connections in prefabricated multihigh-rise steel structures // Journal of Constructional Steel Research. 2018. No. 145. Pp. 28–48.
24. Liu X.C. Compression-bend-shearing performance of column-to-column bolted flange connections in prefabricated multi-high-rise steel structures // Engineering Structures. 2018. No 160. Rr. 439–460.

Информация об авторах

Евдокимов Алексей Евгеньевич, аспирант кафедры МДК. E-mail: cendo123@mail.ru. Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет. Россия, 129337, Москва Ярославское шоссе, 26.

Поступила 01.12.2020 г.

© Евдокимов А.Е., 2021

Evdokimov A.E.

National research Moscow State University of Civil Engineering

E-mail: cendo123@mail.ru

LOAD-BEARING CAPACITY OF THE FLANGE CONNECTION OF BEAMS, COVERING OF A SINGLE-STOREY INDUSTRIAL BUILDING TAKING INTO ACCOUNT ITS MUSHROOM SHAPE

Abstract. The article deals with issues related to the analysis of steel frame structures. The subject of the study is the construction sector. The object of research is flanged joints of beams of coverings of one-storey industrial buildings. In order to achieve these goals, the following methods are used: analysis, synthesis, description, generalization and comparison. According to the results of the work, the features of forming the quality of interaction between flanged joints and high-strength bolts in the form of a nodal connection of coating beams are determined. Additionally, the analysis of features during the design work and production of flanged connections used for the implementation of popular design solutions for steel cross frames of single-storey buildings is carried out. The main directions of analysis of the state of steel structures in the presence of signs of deformation (mushroom shape) of the flange connection are disclosed. The obtained data helps to optimize the composition of structural reinforcement elements, as well as reduce the level of labor intensity in the production and installation of flange joints of single-storey buildings' coating beams. In the course of the study, an experiment is conducted in which the principle of symmetry is used. The unidirectional connection in and between nodes is modeled using the elements considered. In this case, it is necessary to mention the phenomenon of the adhesive effect of the nodes during compression and the lack of adhesion during tension. The model takes into account the physical nonlinearity of the material properties, the behavior of which is set by bilinear dependencies under load.

Keywords: steel structures, flanged connections, coating beams, nodes.

REFERENCES

1. Chi W.M., Deierlein G., Ingrassia A. Requirements for fracture toughness in Welded Beam-Column Joints. Journal of Structural Engineering. 2000. V. 126. No.1.
2. El-Tawil S., Miksell R.T., Vidarsson E., Kunnath, S. Strength and ductility of welded FR-bolted joints. Rep. no. Sac/BR-98/01, joint venture of SAC, Sacramento, CA. 1998.
3. FEMA 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Frame Buildings. FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
4. Kim T., Whittaker A.S. Words steel moment-resisting connections reinforced with cover and flange plates.report GAK/BR-00/27, GAK SP. 2000.
5. Li K.H., Goel S.S., Stoyadinovich B. Boundary effects in welded steel torque joints. Research report UMCEE 97-20. University of Michigan. 1997.
6. Uang C.M., Yu Q.S., Noel S., Gross J. Cyclic Testing of Steel Moment Connections Rehabilitated with RBS or Welded Haunch. Journal of Structural Engineering. 2000. No. 1. Pp. 126–130.
7. Zhang J., Dong P. Residual Stresses in Welded Moment Frames and Implications for Structural Performance. Journal of Structural Engineering. 2000. No. 3. Pp. 126–129.
8. Struik J.H., A.J. de Back. Stevin Laboratory, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands. 1969
9. Abidelah A. Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques.Approche numérique et validation expérimentale. Thèse en co-tutelle préparée au Laboratoire de Mécanique et Ingénieries (Université Blaise Pascal) et à la Faculté de Génie Civil. 2009
10. Moskalev N.S., Pronozin Ya.A., Korsun N.D. Metal structures, including welding. M.: ASV. 2014. Pp. 353–367.
11. Mityugov E.A. Kurs metallicheskih konstrukcij. M.: Izd-vo Associacii stroitel'nyh vuzov. 2010. 120 p.
12. Kopytov M.M. Metallokonstrukcii karkasov odnoetazhnyh zdaniy. Tomsk: Izd-vo Tomskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. 2012. 316 p.
13. Marutyanyan A.S., Chernov P.S. Flancevye soedineniya metallokonstrukcij. Sovremennaya nauka i innovacii. 2015. No. 1 (9). Pp.70–79.
14. Smirnova A.A. Proektirovanie flancevyh soedinenij metallokonstrukcij. Alleya nauki. 2018. No. 6 (22). Pp. 500–502.
15. Rekomendacii po raschetu, proektirovaniyu, izgotovleniyu i montazhu flancevyh soedinenij stal'nyh stroitel'nyh konstrukcij. M.: SO "Stal'montazh", VNIPI "Promstal'konstrukciya", CNIIPSK im. Mel'nikova. 1988. 83 p.
16. Zhang J., Dong P. Residual stresses in welded torque frames and their influence on the performance characteristics of structures. Journal of Structural Engineering. 2000. No. 3 (126). Pp. 70–78.

17. Krokhaliev V.G., Chebykin A.A. Technology of manufacturing metal structures. Yekaterinburg: Ural University Publishing House, 2017. 180 p.
18. Katyushin V.V. Buildings with frames made of steel frames of variable cross-section. M.: Stroyizdat. 2005. 450 p.
19. Shafray K.A. Features of the work of flanged joints of architectural and building structures. Displacement of the bolt tension center. *Izvestiya vuzov stroitelstva*. 2013. No. 7. Pp. 84-92.
20. Kriksunov E.Z., Perelmuter A.V., Yurchenko V.V. Calculation models of flanged joints of frame joints of metal structures and their software implementation in computer control systems. *Bulletin of construction equipment*. 2010. No. 1. Pp. 56-59.
21. Li D. Behavior and construction of detachable column-column CFST joints under tension. *Journal of Construction Steel Research*. 2017. Pp. 761-773
22. Li D. Behavior and design of CFST column-column split joints subjected to compression. *Journal of Structural Steel Research*. 2018. No. 141. Pp. 262-274.
23. Liu S.H. Flexural-shear characteristics of column-to-column bolted flange connections in panel multihigh high-rise steel structures. *Bulletin of structural steel scientific research*. 2018. No. 145. Pp. 28-48.
24. Liu. X.C. Compression-bending-shear characteristics of bolted flanged column-column joints in prefabricated multi-storey steel structures. *Engineering structures*. 2018. No. 160. Pp. 439-460.

Information about the authors

Evdokimov, Aleksey E. Graduate student. E-mail: cendo123@mail.ru. National research Moscow State University of Civil Engineering. Russia, 129337, Moscow, Yaroslavskoe shosse, 26

Received 01.12.2020

Для цитирования:

Евдокимов А.Е. Несущая способность фланцевого соединения балок, покрытие одноэтажного промышленного здания (ОПЗ) с учетом его грибовидности // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2021. № 6. С. 19-26. DOI: 10.34031/2071-7318-2021-6-6-19-26

For citation:

Evdokimov A.E. Load-bearing capacity of the flange connection of beams, covering of a single-storey industrial building taking into account its mushroom shape. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2021. No. 6. Pp. 19-26. DOI: 10.34031/2071-7318-2021-6-6-19-26