

an efficiency indicator was used, which allows to identify I-beams with the maximum possible elastic section modulus with a minimum cross-sectional area. It has been found that I-beams of the same height have similar cross-section efficiency indicators. Changing the height of the I-beam can significantly change the cross-section efficiency. A shortened assortment of welded I-beams has been formed, the height of which is a multiple of 100 mm, the values of the elastic section modulus form a geometric progression with a denominator of about 1.05, and the efficiency indicator of the cross-section are the highest for the accepted elastic section modulus. Cross-sections from the developed assortment correspond to standard dimensions of sheet metal, conditions of local stability of the web and compressed flange, other structural and technological requirements and provide the possibility to select cross-sections of beams with safety margins within 5%.

**Keywords:** welded I-beams, cross-section efficiency indicator, shortened assortment.

doi.org/10.29295/2311-7257-2018-101-3-115-121

УДК 65.05; 628.23

**Солодовник Ю.Ю., Рюмін В.В., Рюміна Є.А.**

*Харківський національний університет будівництва і архітектури*

*(вул. Сумська, 40, Харків, 6102, Україна; e-mail: [solladesig@gmail.com](mailto:solladesig@gmail.com), [luger09par@yahoo.com](mailto:luger09par@yahoo.com),*

*e.a.[perepelica@gmail.com](mailto:perepelica@gmail.com); [orcid.org/0000-0002-5243-9993](https://orcid.org/0000-0002-5243-9993), [orcid.org/0000-0001-8884-589X](https://orcid.org/0000-0001-8884-589X),*

*[orcid.org/0000-0002-0574-0038](https://orcid.org/0000-0002-0574-0038))*

## **РОЗРАХУНОК РАМНИХ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ФАКТИЧНОЇ ЖОРСТКОСТІ ВУЗЛОВИХ ЗЄДНАНЬ**

Прийнятий підхід до розглядання вузлового з'єднання елементів сталевих конструкцій як абсолютно жорсткого або як шарнірного не дозволяє адекватно оцінити розподілення внутрішніх зусиль при статичному розрахунку. На підставі діючих в Україні норм проектування сталевих конструкцій неможливо надати класифікацію вузлового з'єднання, а також оцінити його несучу здатність. Проведені дослідження показують необхідність урахування такого параметра як початкова оберտальна жорсткість  $S_{j,ini}$  при аналізі розрахункових схем сталевих конструкцій.

**Ключові слова:** початкова оберտальна жорсткість, вузол, колона, балка.

**Вступ.** Як відзначається в [1-5] традиційний підхід до представлення в розрахунковій схемі вузлового з'єднання у вигляді шарніра або у вигляді жорсткого з'єднання не може привести до адекватних результатів її статичного розрахунків. Діючі в Україні норми проектування сталевих конструкцій [6] ніяк не класифікують вузлові з'єднання сталевих конструкцій, і не надають ніяких вказівок відносно їх розрахунків. Норми ЄСЗ оперують двома поняттями «вузол» і «з'єднання». Поняття «вузол» містить у собі не тільки зону з'єднання елементів які стикуються, але також і ділянки елементів, що прилягають до цієї зони. «З'єднання», у свою чергу, це набір компонентів, що з'єднують елементи які його утворюють. У нормах ЄСЗ дані вказівки до визначення початкової жорсткості вузла  $S_{j,ini}$  [8].

Метою даної роботи було визначення впливу, як способів моделювання, так і величини початкової оберտальної жорсткості вузла  $S_{j,ini}$  на результати статичного розрахунку рамної конструкції. У роботі виконано статичний аналіз рамної конструкції яка представлена на рис. 1. У роботі [9] були проведені подібні дослідження, однак розглядалася однопрілітна рама.

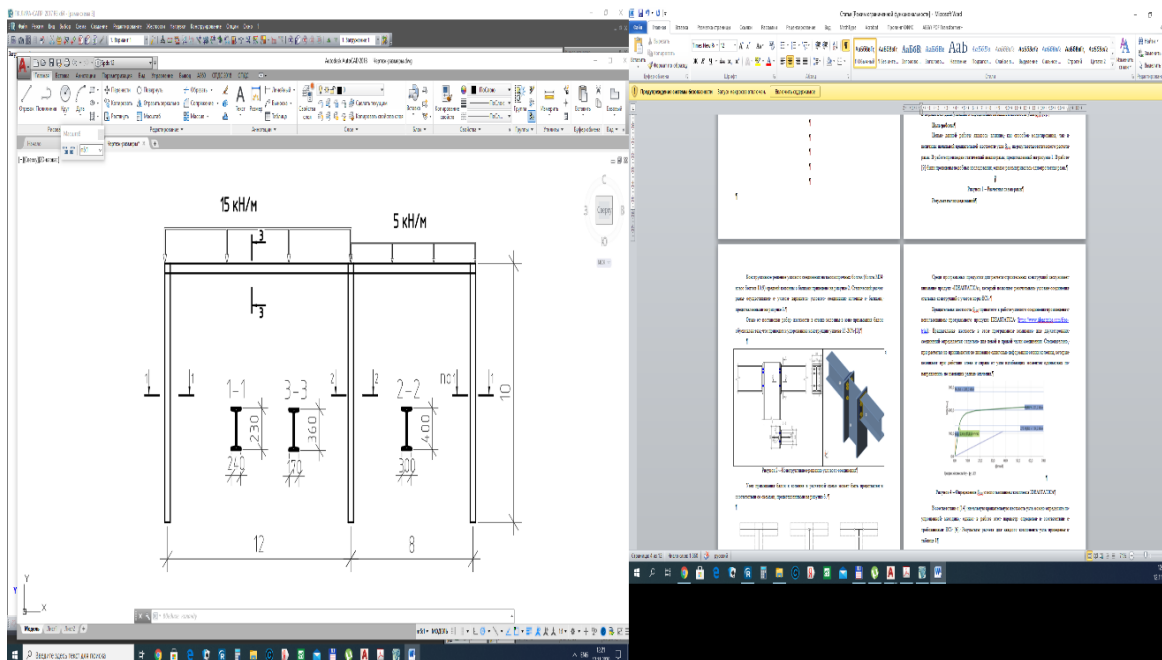


Рис. 1. Розрахункова схема рами

**Результати досліджень.** Конструктивне рішення вузлового з'єднання на високоміцних болтах (болти М24 клас болтів 10.9) середньої колони з балками наведено на рис. 2. Статичний розрахунок рами здійснювався з урахуванням варіантів вузлового з'єднання колони з балками, представленими на рис. 3.

Відмова від постановки ребер жорсткості в стінці колони в зоні примикання балок обумовлено тим, що це веде до подорожчання конструкції вузла на 15-20% [2].

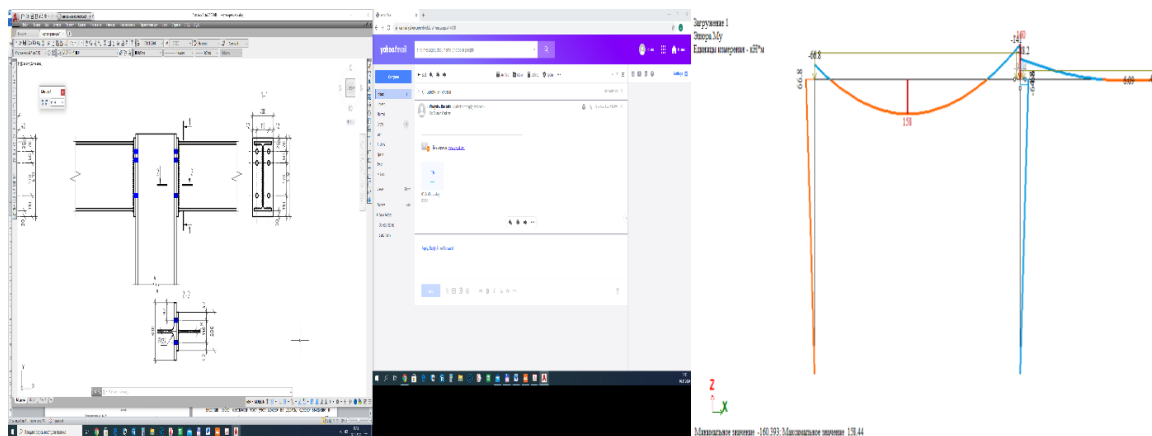


Рис. 2. Конструктивне рішення вузлового з'єднання

Вузол примикання балок до колони в розрахунковій схемі може бути представлений у відповідності до схем, представлених на рисунку 3.

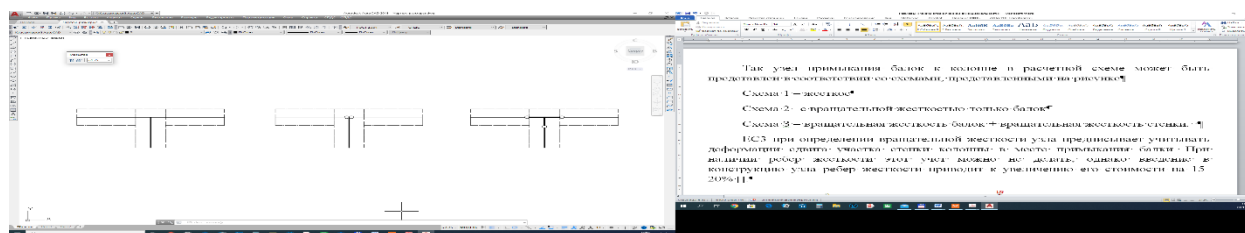


Рис. 3. Моделювання примикання балок до колони: а – жорстке; б – із двома пружними шарнірами; в – із трьома пружними шарнірами.

Визначити значення початкової обертальної жорсткості можна на підставі розрахунків вузлового з'єднання з використанням пакетів скінченноелементного аналізу загального призначення [10]. Слід зазначити, що визначення  $S_{j,ini}$  у рамках «ручних» розрахунків є досить трудомістким процесом, таким же трудомістким процесом є й створення розрахункових моделей вузла в комплексах скінченноелементного аналізу [11-13].

Серед програмних продуктів для розрахунків будівельних конструкцій заслуговує уваги продукт «IDEASTATICA», який дозволяє розраховувати вузлові з'єднання сталевих конструкцій з урахуванням норм ЄСЗ.

Обертальна жорсткість  $S_{j,ini}$  прийнятого в роботі вузлового з'єднання обчислена з використанням програмного продукту IDEASTATICA (<https://www.ideastatica.com/free-trial>) (рис. 4). Обертальна жорсткість у цьому програмному комплексі для двосторонніх з'єднань визначається окремо для лівої й правої частини з'єднання. Отже, при розрахунках не беруться до уваги деформації зсуву стінки колони, які виникають при дії ліворуч і праворуч від вузла згинальних моментів однакових за напрямком дії, але різних за значенням.

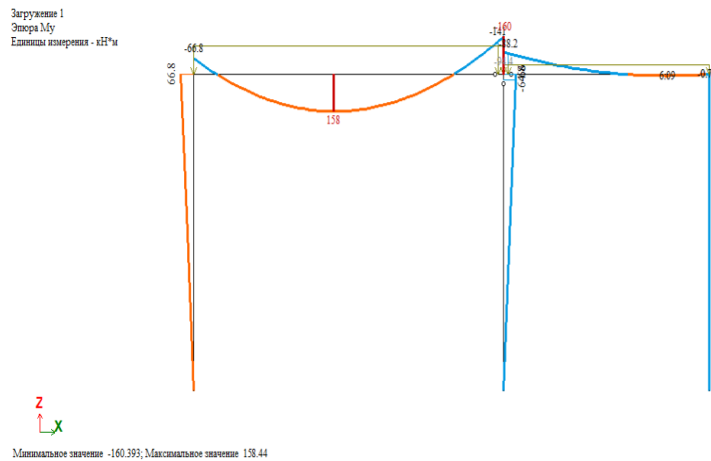


Рис. 4. Визначення  $S_{j,ini}$  з використанням комплексу IDEASTATICA

Відповідно до [5, 14] початкову обертальну жорсткість вузла можна визначити за спрощеною методикою, однак у роботі цей параметр визначений відповідно до вимог ЄСЗ [6]. Результати розрахунків для кожного компонента вузла наведено в таблиці 1.

Таблиця 1 – Результати розрахунків обертальної жорсткості вузла

Найменування	Коефіцієнт жорсткості	
Стінка колони при зсуві	до <sub>1</sub> =0.98мм ( при b=1)	
Стінка колони при стиску	до <sub>2</sub> = 7.45мм	
Стінка колони при розтягу	k <sub>3,1</sub> =4.85 мм k <sub>3,2</sub> =4.85 мм	Еквівалентний коефіцієнт жорсткості k <sub>eq</sub> =5.2 мм
Полка колони при згині	k <sub>4,1</sub> = 73мм k <sub>4,2</sub> = 73мм	
Опорний фланець при згині	k <sub>5,1</sub> =15.12мм k <sub>5,2</sub> = 11.15мм	
Стінка та полка балки при згині	Не враховується	
Болти при розтягу	k <sub>10</sub> =11.3мм	
Еквівалентне плече внутрішньої пари сил	Z <sub>eq</sub> =278.07 мм	
Початкова обертальна жорсткість	S <sub>j,ini</sub> = 37223.94 кН*м/рад.	

Значення обертальної жорсткості  $S_{j,ini}$  обчислені з використанням програмного продукту IDEASTATICA і отримані при ручних розрахунках практично збігаються.

Статичний аналіз рамної конструкції зроблений з використанням некомерційної версії програмного комплексу ЛІРА 2016 (<https://www.liraland.ua/lira/2016-free.php>). Результати розрахунків з використанням представлення вузла з'єднання балок з колонами за схемою 3а наведені на рис. 5.

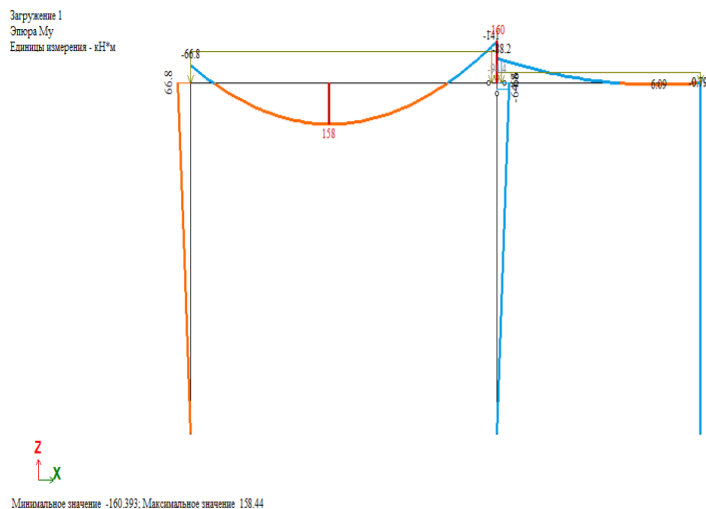


Рис. 5. Результати статичного розрахунків без урахування обертальної жорсткості вузла

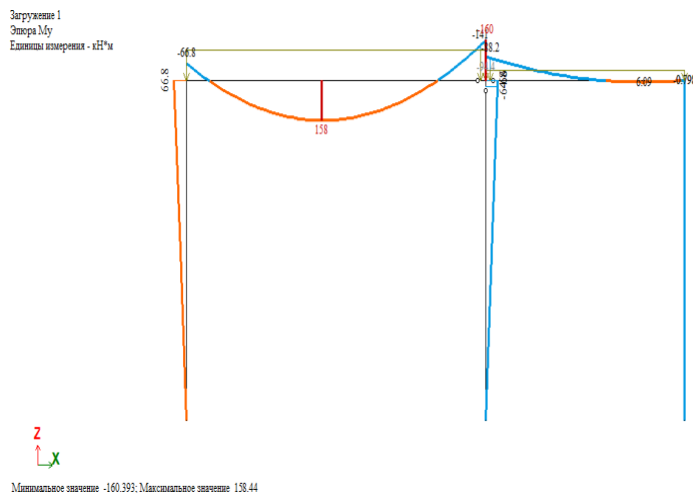


Рис. 6. Результати статичного розрахунків з урахуванням обертальної жорсткості вузла (за даними таблиці 1)

При визначенні  $S_{j,ini}$  ЄСЗ пропонує враховувати деформації зсуву ділянки стінки колони в місці примикання балки, з використанням коефіцієнта трансформації  $\beta$ .

Викликає інтерес проведення порівняльних розрахунків з використанням різних підходів до визначення  $S_{j,ini}$  і наступний аналіз отриманих результатів.

Основним ускладненням розрахунків параметра  $S_{j,ini}$  з обліком жорсткості стінки при зсуві є те, що визначення коефіцієнта трансформації  $\beta$  здійснюється в ході ітераційного процесу (таблиця 1).

Для спрощення розрахункових процедур саме і пропонується схема, представлена на рисунку 3в, у якій початкова обертальна твердість стінки представлена у вигляді окремого шарніра з обмеженою піддатливістю. Обертальна жорсткість стінки, при прийнятих розмірах вузла, становить:  $S_{j,ini} = 154568 \text{ кН*м/рад}$ . Результати статичного розрахунків наведені на рис. 7.

Таблиця 1. Результати статичного розрахунків з урахуванням коефіцієнта трансформації  $\beta$

	Номер ітерації		
	1	2	3
$\beta_1$	0	0.73	0.76
$\beta_2$	0	0.42	0.44
$S_{j.ini,1}$ (кН*м/радий)	48801	39681	39392
$S_{j.ini,2}$ (кН*м/радий)	48801	43049	42805
$M_1$ (кН*м)	91	87	87
$M_2$ (кН*м)	158	154	154

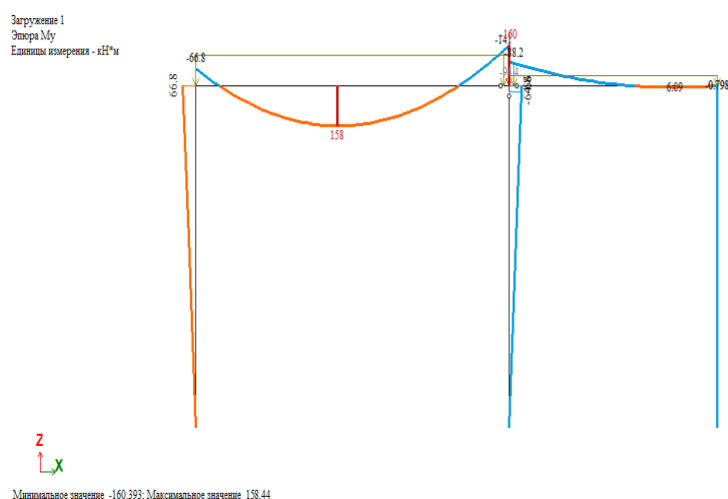


Рис. 7. Результати розрахунків з урахуванням коефіцієнта трансформації  $\beta$ .

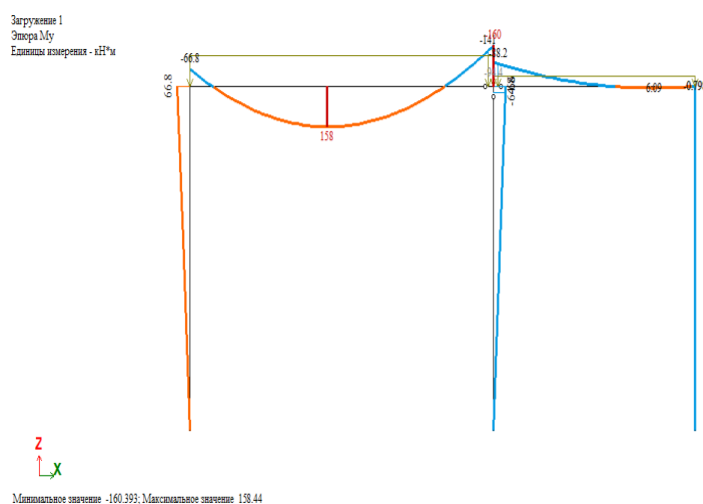


Рис. 8. Результати розрахунків з використанням варіанта моделювання за схемою 3в.

**Аналіз отриманих результатів.** Аналіз результатів здійснено у вигляді табл. 2.

Відмінність результатів склала 6% при розрахунках з використанням значень  $S_{j.ini}$  отриманих по способу ітерацій, і моделювання ділянки стінки пружним шарніром.

При використанні значень  $S_{j.ini}$  отриманих за допомогою програми IDEASTATICA відмінність результатів перебуває в межах 16%.

Таблиця 2 – Порівняння результатів розрахунків

M (кН*м)	Схема вузла по рис. 3а	Схема вузла по рис. 3 б, при $\beta=1$	Схема вузла по рис. 3 б, при значеннях коефіцієнта $\beta$ по табл.1			Схема вузла по рис. 3 в
			Ітерація 1	Ітерація 2	Ітерація 3	
Ліворуч від вузла	193	158	158	154	154	160
Праворуч від вузла	109	75	91	87	87	82

**Висновки.** Урахування початкової обертальної твердості  $S_{j,ini}$  дозволяє підвищити якість розрахункової схеми. В той же час урахування деформацій зсуву в зоні стінки колони у випадку двостороннього примикання балок доцільно здійснювати з використанням додаткового пружного шарніра.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Alfredo Boracchini Design and analysis of connections in steel structures. Ernst&Sohn. 2018.
2. Jaspart J.P., Weynand K. Design of joints in steel and composite structures. Ernst&Sohn. 2018.
3. Moment resisting joints to EC3. Publication P398.
4. Bernuzzi C., Cordova B. Structural steel design to Eurocode 3 and AISC Specifications. John Wiley & Sons. 2016.
5. Kozlovski A., Kowalczyk R., Gizejowski M. Estimation of the initial stiffness and moment resistance on steel and composite joints. CTUBH 8<sup>th</sup> world congress. 2008. P. 1-7.
6. ДБН В.2.6 – 198:2014. Сталеві конструкції норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014.
7. Eurocode 3 (2005). EN1993-1-8. Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. CEN, Brussels.
8. Рюмін В.В., Перепелица Е.А. Облік піддатливості вузлового з'єднання при роботі рамної конструкції. Науковий вісник будівництва. Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2012. Вип. 69. С. 149-153.
9. Рюмін В.В. Аналіз піддатливості рамних вузлів на високоміцних болтах. Сучасні будівельні конструкції з металу й деревини. Одеса, 2012. № 16. Ч. 1. С. 216-223.
10. Рюмін В.В., Перепелица Е.А. Особливості ПДВ елемента, що звивається, у зоні рамного вузла. Науковий вісник будівництва. Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2012. Вип. 70. С. 79- 84.
11. Рюмін В.В., Перепелица Е.А., Солодовник Ю.Ю. Аналіз 3-х мірної моделі вузлового з'єднання балки з колоною на високоміцних болтах. Науковий вісник будівництва. Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2013. Вип. 72. С. 176-183.
12. Kausheek K., Sharma A., Kumar R. Modeling and FE Analysis of column to beam end plate bolted connections. Engineering Solid Mechanics. 2013. 2. p. 51-66.
13. Baei M., Ghassemieh M., Goudarzi A. Numerical modeling of end plate moment connections subjected to bending and axial forces. TJMCS, 2012. Vol. 4. No 3. P. 463-472.
14. Moore D.B., Wald F. Design of structural connections to Eurocode 3 frequently. Building Research Establishment Ltd, Watford.

REFERENCES:

1. Alfredo Boracchini Design and analysis of connections in steel structures. Ernst&Sohn. 2018.
2. Jaspart J.P., Weynand K. Design of joints in steel and composite structures. Ernst&Sohn. 2018.
3. Moment resisting joints to EC3. Publication P398.
4. Bernuzzi C., Cordova B. Structural steel design to Eurocode 3 and AISC Specifications. John Wiley & Sons. 2016.
5. Kozlovski A., Kowalczyk R., Gizejowski M. Estimation of the initial stiffness and moment resistance on steel and composite joints. CTUBH 8<sup>th</sup> world congress. 2008. P. 1-7.
6. DBN V.2.6 – 198:2014. Stalevi konstrukciyi normy proektuvannya. K.: Minregion Ukrayiny, 2014.
7. Eurocode 3 (2005). EN1993-1-8. Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. CEN, Brussels.
8. Ryumin V.V., Perepely`cza E.A. Oblik piddatly`vosti vuzlovogo z'yednannya pry` roboti ramnoyi konstrukciyi. Naukovy`j visny`k budivny`cztva. Harkiv: XDTUBA, XOTV ABU, 2012. Vy`p. 69. S. 149-153.
9. Ryumin V.V. Analiz piddatly`vosti ramny`x vuzliv na vy`sokomiczny`x boltax. Suchasni budi-

- vel'ni konstrukciyi z metalu j derevy`ny`. Odesa, 2012. # 16. Ch. 1. S. 216-223.
10. Ryumin V.V., Perepely`cza E.A. Osobly`vosti PDV elementa, shho zvy`vayet`sya, u zoni ramno-go vuzla. Naukovy`j visny`k budivnyctva. Xarkiv: XDTUBA, XOTV ABU, 2012. Vy`p. 70. S. 79- 84.
  11. Ryumin V.V., Perepely`cza E.A., Solodov-ny`k Yu.Yu. Analiz 3-x mirnoyi modeli vuzlovogo z'yednannya balky` z kolonoyu na vy`sokomiczny`x boltax. Naukovy`j visny`k budivny`ctva. Xarkiv: XDTUBA, XOTV ABU, 2013. Vy`p. 72. S. 176-183.
  12. Kausheek K., Sharma A., Kumar R. Modeling and FE Analysis of column to beam end plate bolted connections. Engineering Solid Mechanics. 2013. 2. p. 51-66.
  13. Baei M., Ghassemieh M., Goudarzi A. Numerical modeling of end plate moment connections subjected to bending and axial forces. TJMCS, 2012. Vol. 4. No 3. P. 463-472.
  14. Moore D.B., Wald F. Design of structural connections to Eurocode 3 frequently. Building Research Establishment Ltd, Watford.

**Solodovnik J.J., Riumin V.V., Riumina E.A. DESIGN OF FRAME CONSTRUCTIONS WITH CONSIDERATION OF ACTUAL JOINTS STIFFNESS.** Adopted approach of joints consideration as absolutely rigid or absolutely pinned do not allow to adequate estimation of inner forces distribution during static analysis. Actual Ukrainian building codes in steel construction deliver to designer no information about classification of joints it is also impossible to estimate load capacity of joints on the basis this codes. Investigations showed that initial rotational stiffness  $S_{j,ini}$  of joints must be taken into account, during the design of steel constructions.

**Key words:** initial rotational stiffness, joint, beam, column.

doi.org/10.29295/2311-7257-2018-101-3-121-127

УДК 624:016

**Shekhorkina S. Yev.**

*State Higher Education Institution «Pridniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture» (Chernyshevsky str., 24-a, Dnipro, 49005, Ukraine; e-mail: [S\\_VT@ukr.net](mailto:S_VT@ukr.net); orcid.org/0000-0002-7799-2250)*

### **ASSESSMENT OF THE CARBON FOOTPRINT OF MULTI-STOREY HYBRID TIMBER-REINFORCED CONCRETE BUILDING**

The work is devoted to the study of the effectiveness of the use of multi-storey hybrid buildings with timber structures in terms of reducing the carbon footprint. Two variants of a 15-storey building with a reinforced concrete frame and a hybrid frame (columns and beams made of glued wood and a reinforced concrete rigidity core) were considered. The assessment of the carbon footprint was performed taking into account the requirements of the standard EN 15978, which considers all stages of the life cycle and the possibility of recycling the components and materials after the demolition of the building. The obtained results confirmed that the use of a hybrid structural system with the predominant use of load-bearing timber elements reduces carbon emissions in the production of materials and products for the construction of a hybrid building by 3.7 times, in transportation to the construction site - 7.8 times, in transportation and disposal of construction waste by 10.8 and 6.6 times, respectively. Significant reduction of the carbon footprint of the considered timber-reinforced concrete buildings proves the feasibility of hybrid systems for multi-storey construction.

**Keywords:** carbon footprint, emissions, hybrid building, timber, reinforced concrete.

**Introduction.** Environmental problems are related not only to the reduction of the use of non-renewable resources, but also the reduction of emissions, waste and pollutants [1]. The important indicator for the environmental impact assessment is the carbon footprint, which is expressed as the carbon dioxide equivalent. The carbon footprint evaluation for a specific construction project must take into account all emissions that occur not only during the service life. The possibilities of reuse and/or recycling of components and materials in the future after demolition of the building should also be considered, as well as, where possible, impacts outside the system of the construction site.

The assessment of the impacts of the building asset begins before the start of construction from the stage of planning and procurement, which includes the extraction and transportation of necessary raw materials, production of materials and products. The stages of construction to the