

АННОТАЦІЯ

Обоснован выбор каркасной сборно-монолитной конструктивной системы для широкого применения в Украине. Рассмотрены соединения несущих сборно-монолитных элементов каркаса с повышенным сопротивлением срезу. Разработаны предложения по расчету несущей способности шпоночных стыков на основе вариационного метода в теории пластичности бетона. Достоверность методики расчета подтверждена экспериментальными исследованиями образцов из тяжелого бетона, керамзитобетона и фибробетона. Оценена несущая способность узла соединения ригеля с колонной системы SARET с учетом специфики его конструктивного решения.

Ключевые слова: элементы каркаса, шпоночные соединения, несущая способность, вариационный метод, энергосберегающая технология.

ANNOTATION

The choice of frame prefabricated-monolithic constructive system for wide application in Ukraine is justified. Connections of load-bearing prefabricated-monolithic frame elements with increased shear resistance are considered. Proposals for calculating the bearing capacity of keyed joints based on the variational method in the theory of plasticity of concrete are developed. The reliability of the calculation procedure was confirmed by experimental studies of samples from heavy concrete, expanded clay concrete and fiber concrete. The bearing capacity of the girder joint with the column of the SARET system is estimated taking into account the specifics of its design.

Keywords frame components, keyed joints, bearing capacity, variational method, energy-saving technology.

УДК 624.075.23

Гудзь С.А., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава
Гасенко А.В., к.т.н., доц., ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, м. Полтава

**РОЗБІЖНІСТЬ РЕЗУЛЬТАТІВ
РОЗРАХУНКУ ПОЗАЦЕНТРОВО
СТИСНУТИХ СТАЛЕВИХ ДВОТАВРОВИХ
ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ЗГІНАЛЬНО-
КРУТИЛЬНОЮ ФОРМОЮ ВТРАТИ
СТІЙКОСТІ**

У роботі проведено порівняльний аналіз нормативних методик визначення несучої здатності гнучких сталевих двотаврових елементів, що зазнають впливу стиску та згину. Виявлено їх переваги та недоліки, вказано на розбіжність і невідповідність результатів, отриманих різним чином. Висловлено спроби пояснити розходження, встановлено межі застосування вітчизняної методики розрахунку. Наголошено на необхідності перегляду будівельних норм у бік збільшення надійності. Досліджено європейський підхід та використано закордонний досвід у питаннях розрахунку на стійкість.

Ключові слова: позацентровий стиск, втрата стійкості, двотавровий елемент.

Постановка проблеми у загальному вигляді. Як відомо, поздовжня сила в позацентрово стиснутому елементі зміщена відносно центра ваги поперечного перерізу на величину ексцентриситету (e). В стиснуто-згинному елементі, який може виступати частиною поперечної рами каркасної будівлі, одночасно діють два незалежних силових фактори: поздовжня сила (N) і згинальний момент (M). Але при виконанні практичних розрахунків за вітчизняними нормами стиснуто-згинні стержні замінюють позацентрово стиснутими, оскільки в обох випадках елемент перебуває під дією поздовжньої сили зі згином. Замість заданого для стиснуто-згинного стержня моменту (M) і нормальної сили (N) враховують тільки цю силу, але прикладену з ексцентриситетом ($e = M / N$). У розрахунок таких елементів на

стійкість, що міститься в нормах, вводиться додатковий коефіцієнт, що враховує початкові недосконалості. Окрім знижувальних коефіцієнтів, що враховують згинальну і поперечно-крутильну форму втрати стійкості при поздовжньому та поперечному згині відповідно (в українських нормах вони відповідають коефіцієнтам стійкості при центральному стиску та при згині), в європейських нормах присутні ще і коефіцієнти взаємодії між внутрішніми зусиллями, визначення котрих досить складне. Ця особливість є їхньою характерною рисою, що дозволяє врахувати впливи другого роду. Для збільшення точності розрахунків і наближення їх до дійсних умов роботи конструкції внутрішні зусилля потрібно визначати за нелінійною теорією другого порядку. Вона враховує геометричну нелінійність і являє собою по суті розрахунок за деформованою схемою, в якому рівняння рівноваги записуються для деформованого стану системи. Цікавим видається дослідження європейського підходу та використання закордонного досвіду в питаннях розрахунку на стійкість.

Аналіз останніх досліджень. Відомі в усьому світі праці професора С.П. Тимошенка заклали теоретичну основу розрахунку металевих «балок-колон» незамкненого профілю на сумісну дію стиску та згину. Його теорія пружної стійкості [1, 2] дала передумови для визначення критичного навантаження при складному опорі. А застосування енергетичного методу до задач стійкості отримало бурхливий розвиток у теперішній час. Експериментальними і теоретичними дослідженнями стійкості позацентрово стиснутих елементів донедавна займалися С.І. Білик [3], А.І. Маневич, С.В. Ракша [4], А.М. Пашенко, Г.М. Трусов, Є.Ю. Фоменко та інші.

Виділення нерозв'язаних раніше частин загальної проблеми. Одним із найменш досліджених питань, які постають перед проектувальником при розрахунку сталевих конструкцій є розрахунок позацентрово стиснутих елементів за згинально-крутильною формою втрати стійкості, яка часто буває вирішальною при

визначенні несучої здатності. Це питання залишається відкритим і потребує ґрунтовних досліджень і порівняльного аналізу різних методик розрахунку.

Постановка мети і задач досліджень. У статті поставлено за мету провести порівняльний аналіз методик визначення несучої здатності та напружено-деформованого стану сталевих двотаврових елементів за стійкістю, виявивши їх переваги та недоліки, і на основі аналізу спробувати встановити межі застосування вітчизняної методики.

Виклад основного матеріалу. Навіть при згині позацентрово стиснутих елементів лише в площині найбільшої жорсткості, що збігається з площиною симетрії, стає можливою втрата стійкості з площини дії моменту при згинально-крутильних деформаціях раніше досягнення граничної сили (N), що приймається як критерій при плоскій формі втрати стійкості.

У цьому випадку перевірку стійкості вітчизняні норми [5] рекомендують виконувати в площині найменшої жорсткості як центрально стиснутого елемента з введенням коефіцієнта (ς), що враховує вплив згинального моменту (M_x) на просторову втрату стійкості стержня. При великих згинальних моментах M_x (при значеннях відносного ексцентриситету $m_x \geq 10$) вимоги норм забезпечують перехід до випадку втрати стійкості згинних елементів. При значній гнучкості втрата стійкості відбувається зазвичай у межах пружних деформацій. У цьому випадку для визначення коефіцієнта (ς) використано теорію стійкості тонкостінних стержнів В.З. Власова. Але отримане значення коефіцієнта (ς) не повинне перевищувати максимального значення (ς_{max}), встановленого для пластичних деформацій.

Розрахункова формула при цьому принципово не відрізняється від підходу в попередніх радянських нормах [6], а також у їх актуалізованій редакції для Російської Федерації [7] (де лише дещо уточнилися коефіцієнти стійкості при центральному стиску) та у сучасних нормах [8], розроблених взамін [6]. Спочатку для визначення коефіцієнтів (ς) (при значеннях

відносного ексцентриситету $m_x \leq 5$) на основі результатів теоретичних і експериментальних досліджень Г.М. Чувікіна [9] для різних типів перерізів було встановлено емпіричні допоміжні коефіцієнти (α і β), що містяться у відповідних таблицях перерахованих нормативних документів. Згодом у норми (спершу в російські [8], потім в українські [5]) поступово впровадилась відмінність, яка полягає у введенні невідомим нам автором додаткового емпіричного коефіцієнта (ν), що залежить від гнучкості стержня та геометричних розмірів перерізу. Нами було вирішено дослідити вплив цього чинника на несучу здатність елемента й оцінити її достовірність, порівнявши отримані значення з даними розрахунку за європейськими нормами [10, 11], який передбачає часткові формули теорії другого порядку з урахуванням коефіцієнтів взаємодії (k_{ij}).

Щоб визначити умовну гнучкість для втрати стійкості за поперечно-крутильною формою, залежно від якої встановлюється знижувальний коефіцієнт стійкості при згині за європейськими нормами, потрібно знати критичний момент втрати стійкості плоскої форми згину в пружній стадії (M_{cr} , інша назва – умовний критичний згинально-крутильний момент). Його значення для шарнірно опертої по кінцях двотаврової балки, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням, може бути встановлене згідно з національним додатком National Application Document (NAD) до EN 1993-1-1 [10]. В інших випадках критичний момент рекомендується визначати чисельно за допомогою моделювання. Для шарнірно опертого по кінцях стержня, завантаженого рівномірно розподіленим навантаженням і опорними згинальними моментами, існує методика визначення критичного моменту (M_{cr}), яку наведено в п. 6.6 роботи [12] і розвинуто в додатку NCCI [13], де за таких умов і при різних граничних умовах і видах навантажень теж рекомендується використання спеціальної безкоштовної програми LTBeam (вона може бути вільно завантажена із сайту: <http://www.cticm.com>). Критичний момент (M_{cr}), котрий потрібен

для розрахунку недостатньо розкріплених згинних сталевих двотаврових елементів за поперечно-крутильною формою втрати стійкості (англ. – lateral torsional buckling), для подвійно симетричних перерізів може визначатися так:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 z_g \right\}, \quad (1)$$

де C_1 , C_2 – коефіцієнти, що залежать від виду епюри згинального моменту й умов закріплення кінців балки; при різних опорних згинальних моментах залежать ще і від співвідношення моментів (окрема методика);

k , k_w – коефіцієнти (приведення) розрахункової довжини, які відносяться до повороту кінців балки у плані та до депланації кінців балки (можна прийняти $k = k_w = 1$ в запас);

E , G – модулі пружності та зсуву відповідно;

I_z – момент інерції перерізу відносно осі z ;

I_w – секторіальний момент інерції перерізу балки;

I_t – момент інерції перерізу при чистому (вільному) крученні;

L – проліт елемента;

z_g – ордината точки прикладення навантаження відносно центра згину.

Момент інерції двотаврового перерізу при чистому крученні (I_t) в цих розрахунках визначався без сталого множника 1,3 за ДБН В.2.6-198:2014 [5], що характеризує тип перерізу, оскільки саме таке його значення рекомендує європейська методика, яка більш консервативна в цьому відношенні, на відміну від методики ДБН В.2.6-198:2014. Окрім цього, інколи необхідно врахувати крутильну і/або зсувну жорсткість конструкцій, що дискретно чи континуально розкріплюють стиснутий пояс елемента в більшості практичних випадків і зменшують деформації його зміщення (прогони, в'язі, сталевий плоский або профільований настил). Врахування заокруглень у місці примикання полички до стінки дозволяє суттєво збільшити значення моменту

інерції. Його теж можна визначити в поширеній комп'ютерній програмі LTBeam.

Порівняння відбувалось при однаковому розподілі внутрішніх зусиль по довжині шарнірно опертого елемента, що згинається в площині стінки (розподіл поздовжньої сили приймався постійний; розподіл згинального моменту – постійний і трикутний). Значення розрахункової поздовжньої сили всюди становило 200 кН, хоча частковий коефіцієнт надійності (γ) за навантаженням у Єврокоді значно більший від українського (на 25 – 29%). При трикутному розподілі враховувались особливості різних норм по вибору місця

розташування розрахункового згинального моменту для згинально-крутильної форми втрати стійкості. Значення моментів і довжин стержнів у прикладах варіювались для зміни відносного ексцентриситету та гнучкості. Міцнісні характеристики матеріалу бралися як для сталі С245. Розміри поперечних перерізів двох прокатних двотаврів бралися з ГОСТ 26020-83. Коефіцієнти взаємодії (k_{ij}) визначалися за додатком А (альтернативний метод 1) EN 1993-1-1 [10]. Підсумки порівняння наведемо у формі графіків на рис. 1 – 3.

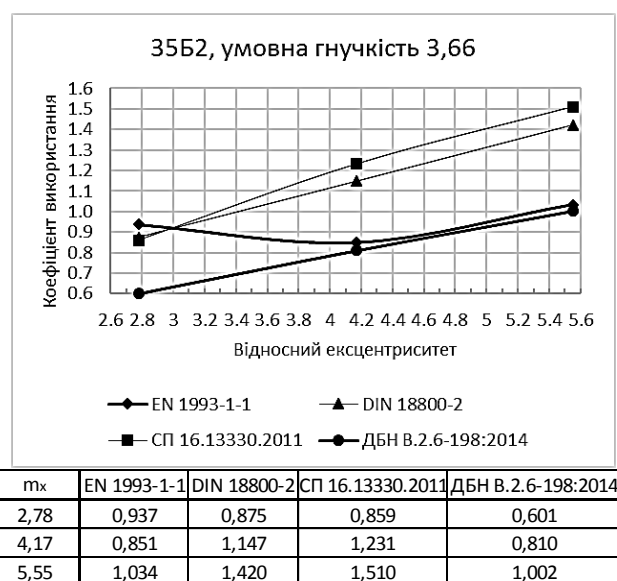
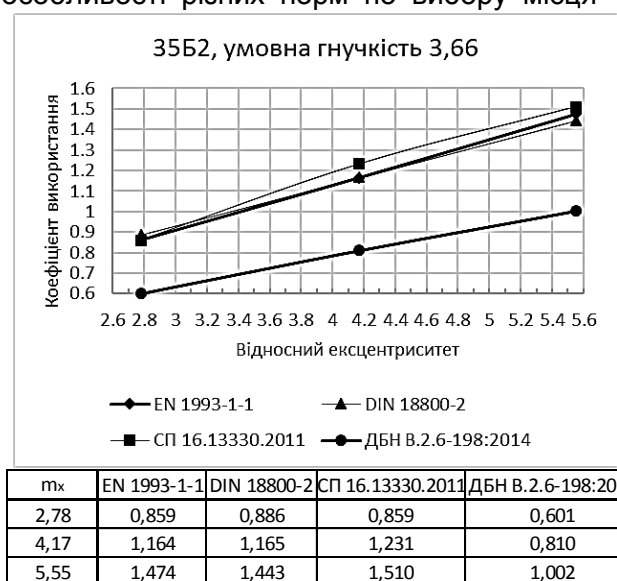


Рис. 1. Залежність коефіцієнта використання від відносного ексцентриситету (а - трикутний розподіл; б - постійний розподіл)

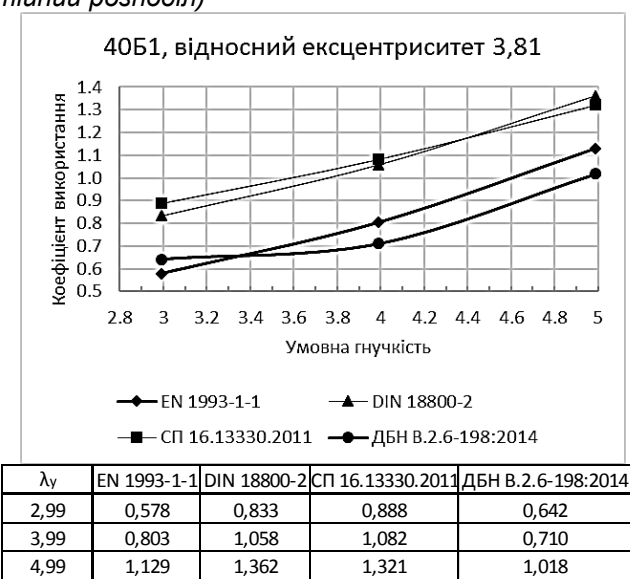
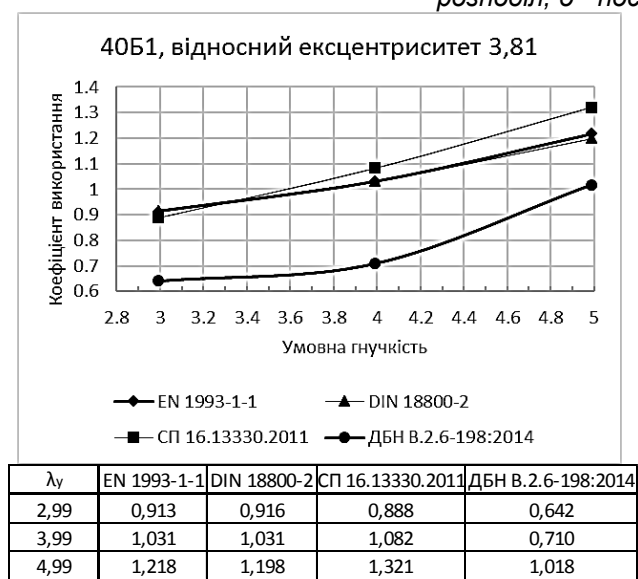


Рис. 2. Залежність коефіцієнта використання від умовної гнучкості (а - трикутний розподіл; б - постійний розподіл)

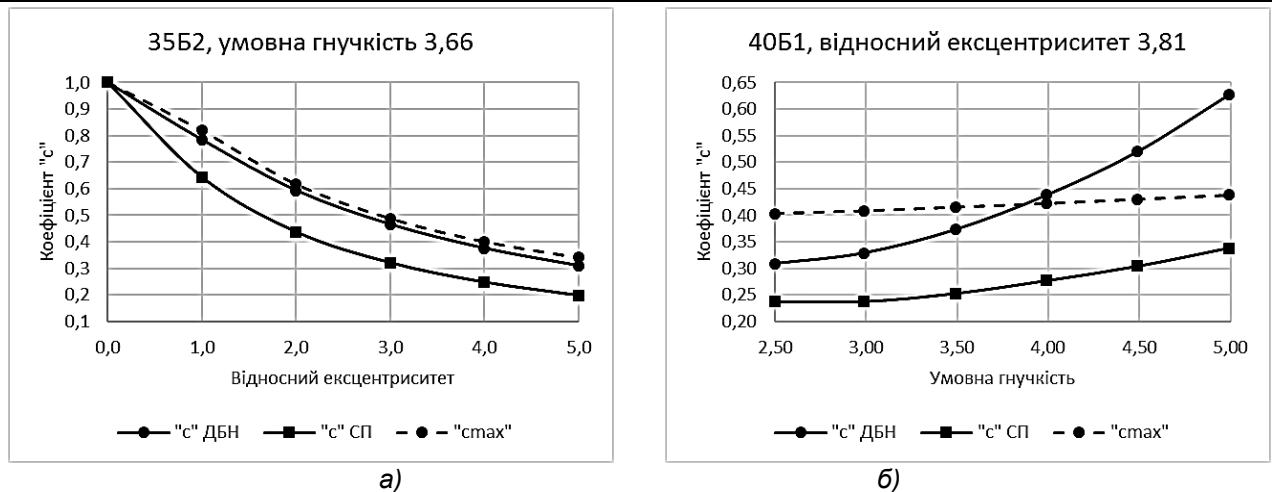


Рис. 3. Залежність коефіцієнта «с» від відносного ексцентриситету (а) й умовної гнучкості (б)

Як видно з рис. 1 і 2, вітчизняна методика узгоджується задовільно тільки з методикою Єврокоду, котра є найбільш деталізованою як для елементів, що зазнають деформацій кручення, і лише при значних відносних ексцентриситетах і малих гнучкостях за умови постійного розподілу згинального моменту. Очевидно, що саме при збільшенні рівномірно розподіленого згинального моменту в площині стінки та відносно невеликій поздовжній силі в коротких стержнях відбувається ефект «розвантаження», тобто послаблюється вплив на несучу здатність втрати стійкості із площини згину і посилюється вплив втрати стійкості в площині згину. Тому поширення «вдосконаленої» методики, яка, напевно, спиралася на такі досліді, на інші випадки роботи неправомірно та не відповідає вимогам безпеки.

Аналізуючи рис. 3, де при збільшенні гнучкості спостерігається різка тенденція до зростання значень коефіцієнта (с) за методикою ДБН В.2.6-198:2014 порівняно з попередньою, можна дійти висновку про їх завищення, не зважаючи на обмеження максимальним значенням.

Для достеменного розрахунку позацентрово стиснутих двотаврових елементів не рекомендується застосовувати модуль «Кристалл» (програмний комплекс SCAD Office), оскільки він дає значну «похибку», тобто рахує некоректно, суттєво занижуючи несучу здатність, що йде в запас міцності. Це не важко перевірити.

При цьому результати розрахунку окремо на центральний стиск і поперечний згин ідентичні результатам ручного розрахунку. Нормативний розрахунок стійки у цьому модулі дає в нашому випадку при трикутному розподілі моменту на 58 – 112% більший коефіцієнт використання за EN 1993-1-1, на 18 – 51% за СП 16.13330.2011; на 78 – 116% за ДБН В.2.6-198:2014; при постійному розподілі – відповідно на 20 – 88%, на 0 – 5%, на 23 – 59% порівняно з верифікованим машинним результатом, взятим за еталон.

Висновки. Аналіз розбіжності результатів розрахунку за різними нормами показав, що введення емпіричного коефіцієнта (ν) в чинні українські та російські норми [5, 8] в частині розрахунків за згинально-крутильною формою втрати стійкості при трикутному розподілі згинального моменту не підтверджується порівнянням з іншими нормами [6, 7, 10, 11], суперечить проведеним попереднім теоретично-експериментальним дослідженням [9], необґрунтовано завищуючи несучу здатність позацентрово стиснутого елемента у значній мірі (до півтора разу). Це створює передумови для перегляду норм у бік збільшення надійності конструкцій шляхом повернення методики відповідно до минулої редакції радянських норм або за допомогою уточнювальних коефіцієнтів взаємодії (k_{ij}) для врахування особливостей роботи стержнів при складному опорі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЕРЕЛ:

1. Timoshenko S.P. and Gere J.: Theory of Elastic Stability (2nd ed.), McGrawHill, New York, 1961. – 541 p.
2. Тимошенко С. П. Устойчивость упругих систем, ГИТТЛ. Москва, 1955. – 569 с.
3. Білик С.І. Просторова стійкість сталевих колон зі змінною висотою перерізу. Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського, 1, 2008. – С. 120 – 126.
4. Маневич А.И. О расчете по СНиП II-23-81 тонкостенных стержней на устойчивость по изгибно-крутильной форме / А.И. Маневич, С.В. Ракша // Известия вузов. Строительство, 12, 2000. – С. 119 – 123.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування / Остаточна редакція. Видання офіційне. – Надано чинності з 1 січня 2015 р. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с.
6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
7. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции / Минрегион России. – М.: ГУП ЦПП, 2011. – 172 с.
8. СНиП 53-100-2010. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Минрегион России. – М.: ГУП ЦПП, 2010. – 201 с.
9. Чувикин Г.М. Об устойчивости за пределом упругости внецентренно сжатых тонкостенных стержней открытого профиля. – В кн.: Исследования по стальным конструкциям. Вып. 13. – М.: Госстройиздат, 1962. – С. 70 – 159.
10. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. – К.: Мінбуд України, 2011. – 150 с.
11. DIN 18800 Teil 2: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 1990. – 44 s.
12. Kindmann, R.: Stahlbau, Teil 2: Stabilität und Theorie II. Ordnung. 4. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2008. – 429 s.
13. Access Steel: NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling. SN003a-EN-EU, Access Steel, 2008. – 13 p.

АННОТАЦИЯ

В работе проведен сравнительный анализ нормативных методик определения несущей способности гибких стальных двутавровых элементов, которые поддаются влиянию сжатия и изгиба. Выявлено их достоинства и недостатки, указано на расходимость и несоответствие результатов, полученных разными способами. Выражены попытки объяснить расхождения, установлены границы использования отечественной методики расчета. Сделано ударение на необходимости пересмотра строительных норм в сторону увеличения надежности. Исследовано европейский подход и использовано зарубежный опыт в вопросах расчета на устойчивость.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, потеря устойчивости, двутавровый элемент.

ANNOTATION

The article deals with the comparative analysis of normative methods for determining the carrying capacity of the flexible steel I-beams-columns, which go under compression and bending. The complex of their advantages as well as disadvantages was revealed successfully. Divergence and inconsistency of the results, which obtained in different ways, were indicated. Attempts to explain the discrepancies were made. The scope of application of national methods of calculation set. The emphasis on the need to revise construction norms in the direction of increasing reliability was made. The European approach has been studied and foreign experience in the question of stability design has been used.

Keywords: eccentric compression, flexural-torsional buckling, I-beam-column.