

Получена: 18.10.2017 г.

Приета: 05.12.2017 г.

ВЪПРОСИ НА УСТОЙЧИВОСТТА НА ЕДНОЕТАЖНИ СТОМАНЕНИ РАМКИ (ЧАСТ 1)

М. Василев¹, Н. Рангелов²

Ключови думи: стоманени конструкции, едноетажни рамки, устойчивост, общ метод за изкълчване и измятане, GMNIA

РЕЗЮМЕ

Рамковите системи са в основата на конструктивната композиция на масовите едноетажни сгради със стоманена конструкция. Независимо от това, налице са неизяснени практически въпроси, свързани с тяхната устойчивост. В този контекст няма „официален“ кодифициран метод за доказване на устойчивостта на ригела извън равнината на рамката в участъците с отрицателен огъващ момент.

В доклада се представя общият метод за изкълчване и измятане (§6.3.4 на БДС EN 1993-1-1 [1]), както и особеностите, свързани с неговото приложение към разглеждания проблем – сложното моделиране, правилното идентифициране на релевантната форма на загуба на устойчивост, избор на адекватен критерий за носимоспособност. Разглежда се и приложението на пълен нелинеен анализ с отчитане на началните несъвършенства GMNIA. Представени са и някои известни приблизителни методи за проверка на устойчивостта на ригели (вути) извън равнината на рамката.

1. Въведение

Най-голям дял от приложенията на стоманени конструкции у нас заемат едноетажните сгради, чиято конструктивна композиция е основана на рамкови системи. Независимо от масовото приложение на такива рамки, налице са неизяснени практически

¹ Марин Василев, инж. докторант, кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции”, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: marin.vassilev@avv-bg.com

² Николай Рангелов, проф. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции”, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: nick.rangelov@gmail.com

въпроси, свързани с тяхната устойчивост. В този контекст липсва кодифициран метод за доказване на устойчивостта на ригела извън равнината на рамката в участъците на вути-те с отрицателен огъващ момент. В рамките на БДС EN 1993 изглежда, че към този проблем е единствено приложим общият метод за изкълчване и измятане (§6.3.4), който е твърде сложен за реално практическо прилагане, а и точка NA.2.21 на националното приложение БДС EN 1993-1-1/NA на този етап не го допуска. Другият възможен подход е да се приложи пълен геометрично и материално нелинеен анализ с отчитане на началните несъвършенства (GMNIA), който очевидно е още по-трудно приложим на практика, а и не е включен в масово разпространения комерсиален софтуер за конструктивен анализ.

В тази първа част авторите си поставят задачата да изяснят детайлно особеностите при прилагането на цитираните методи, както и да систематизират някои известни практически подходи към проблема. В отделна втора част са представени резултатите от параметрични изследвания и са направени съответните изводи.

2. Общ метод за изкълчване и измятане на БДС EN 1993-1-1

Общият метод за изкълчване и измятане позволява както проверка на отделен конструктивен елемент, призматичен или скосен, така и проверка на цяла равнинна рамкова конструкция, подложена/и на натиск и/или просто огъване в равнината им. Допълнително условие е елементите да не съдържат пластични стави между укрепванията, но това не е съществено, тъй като при разглежданите рамки, най-често се прилага еластичен анализ. Засега според българското национално приложение методът не бива да се използва до намиране на точна методика за приложението му (въпреки че тя е описана подробно в БДС EN1993-1-1 [1]).

Чистите форми на изкълчване или измятане могат да бъдат постигнати само в идеализирани постановки, докато, ако се разглежда цялата система, винаги ще се получават смесени форми на загуба на устойчивост, отчитащи коравините на всички съставни елементи и ще може много по-добре да се проследи истинското поведение. Поради същата причина използването на общия метод за изследването на цялата система вместо на изолиран елемент е стъпка напред в анализа на строителни конструкции.

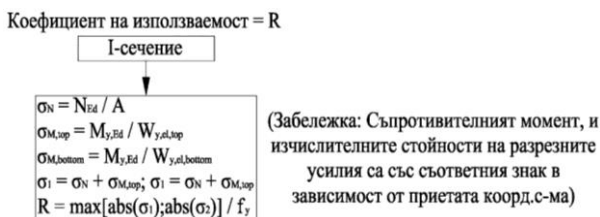
Основната проверка на общия метод за загуба на устойчивост извън равнината е:

$$\chi_{op} \alpha_{ult, k} / \gamma_{M1} > 1, \quad (1)$$

където $\alpha_{ult, k}$ е множител на изчислителните товари до изчерпване на носимоспособността на критичното сечение. При определянето му се отчитат всички несъвършенства в равнината на системата (общи и местни) и не се разглежда пространственото ѝ поведение. След прилагане на всички несъвършенства се прави геометрически нелинеен анализ като итеративно се скалира товарът до получаване на коефициент на използваемост, равен на единица в критичното сечение. Това се прави по описания начин поради нелинейната връзка между натоварване и разрезни усилия: при деформиране на системата и наличие на нормална сила в елементите, моментът ще расте с увеличаване на преместването при прилагане на нелинейния анализ като това е онагледено и в [2, 3]. Поради сменящите се усилия при всяка итерация, всяко сечение в разглежданата система се проверява с преизчисляване на класа му, за да се използва правилната методика за определянето на коефициента на използваемост R съгласно БДС EN 1993-1-1 [1]. Тези методики са онагледени като блок-схеми на фигури 1, 2, и 3 за I-сечение.



Фиг. 1. Процедура за сечения клас 1 или 2



Фиг. 2. Процедура за сечения клас 3 – по Navier



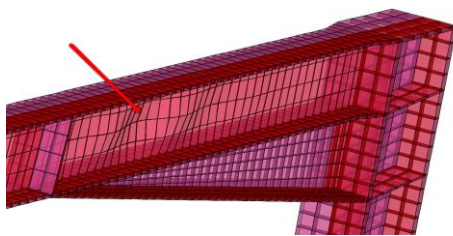
Фиг. 3. Процедура за сечения клас 4 – по Navier с изключване на зони

Съгласно §5.2.2 на БДС EN 1993-1-1 при прилагане на цялостен геометрично нелинеен анализ с отчитане на несъвършенствата необходимостта от проверки на устойчивост отпада и е достатъчно да се провери само носимоспособността на напречното сечение. Следователно с определянето на $\alpha_{ult,k}$ по описания начин и доказването, че стойността му е по-голяма от единица, устойчивостта в равнината е осигурена. Така се оказва, че общият метод на практика отчита цялостното поведение.

Редукционният коефициент за устойчивост χ_{op} (“op” = out of plane) се определя за общата условна стройност на системата по най-неблагоприятната крива на изкълчване, съответстваща на напречно сечение от рамката:

$$\bar{\chi}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (2)$$

В (2) $\alpha_{cr,op}$ е множител на товарите до достигане на еластична загуба на обща устойчивост или изкълчване извън равнината на системата, без да се отчитат равнинните или местни форми и несъвършенствата на системата. По-конкретно формите, които се пренебрегват, са илюстрирани на фигури 4, 5 и 6.



Фиг. 4. Местна загуба на устойчивост на стъблото на елемент

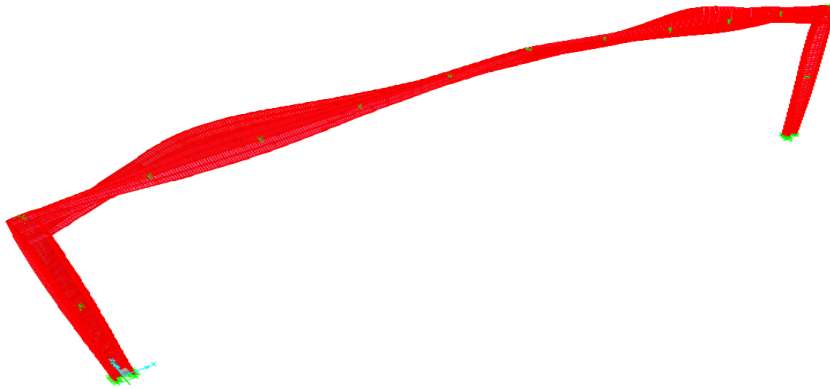


Фиг. 5. Местна загуба на устойчивост на пояса на елемент



Фиг. 6. Равнинна загуба на устойчивост на рамката (в това число и „snap-through”)

Първата форма, която се взема предвид, е първата обща извън равнината на рамката (фиг. 7) и съответният критичен множител на товарите се приема за $\alpha_{cr,op}$.



Фиг. 7. Меродавна първа форма на загуба на устойчивост за определяне на $\alpha_{cr,op}$

За окончателната проверка на метода съществува и по-нерадикален подход, който е описан в литературата като постигащ по-близки до реалността резултати [4]. При него вместо приемане на един общ редукиционен коефициент χ_{op} , който е минималният от коефициента на изкълчване извън равнината χ_z и коефициента на измятане χ_{LT} , се прави интерполация между тях и проверката добива вида:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1, \quad (3)$$

като тук N_{Ed} и $M_{y,Ed}$ са усилията, получени от геометрично нелинейния анализ с отчитане на несъвършенствата в критичното сечение за определяне на $\alpha_{ult,k}$.

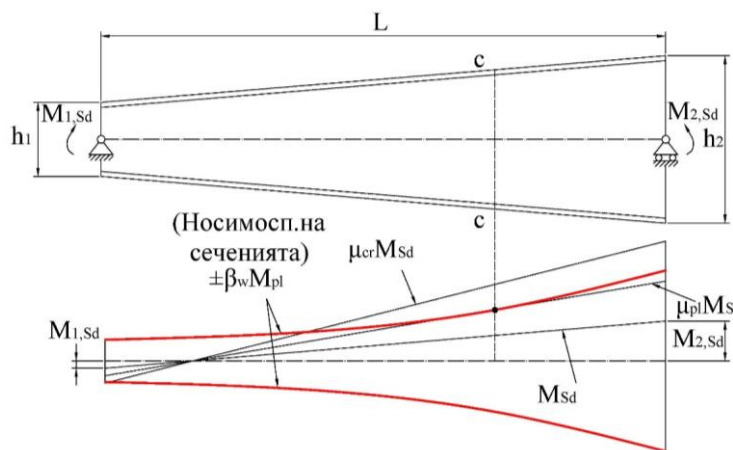
По-стари сведения за общия метод преди включването му в европейските норми почти не могат да бъдат намерени. В основата си той използва израз на взаимодействие от типа “Merchant-Rankine”, за да се разделят ефектите в равнината от тези извън равнината. Изразът е известен като емпиричен, макар че в някои източници се твърди, че има известна теоретична обосновка [5, 6]:

$$\frac{1}{\lambda_u} = \frac{1}{\lambda_p} + \frac{1}{\lambda_{cr}} \Rightarrow \lambda_u = \frac{\lambda_p}{1 + (\lambda_p / \lambda_{cr})}. \quad (4)$$

(0,9 λ_p)

В израз (4) λ_p е множителят на товарите за пластифициране на някоя нишка от елемента (за достигане на напрежения, равни на f_y), λ_{cr} е съответно критичният множител на товарите от системата за еластична загуба на устойчивост, а λ_u е множителят за цялостно изчерпване на носимоспособността на системата. В литературата [7] тази формула е обобщена да дава резултати в полза на сигурността при изследване на колони,

сравнено с формулата на Perry-Robertson, тъй като отчита и загуба на устойчивост при нестройни колони. Обхватът му на приложение е при стойности $4 \leq \lambda_{cr}/\lambda_p \leq 10$, тъй като в този диапазон изчисляването на λ_u може да се направи с приблизителни методи [8]. В противен случай е нужен нелинеен анализ. Облекчаващият коефициент 0,9, с който опционално можем да умножим λ_p , отчита възможността за уякчаване на материала при прилагане на пластичен анализ [9]. Примери за приложението му са дадени в [10]. Израз (4) е в основата на по-късно разработения общ метод за загуба на устойчивост, включен в стандарта [1].



Фиг. 8. Метод на критичните и пластичните множители, М. Braham [11]

Първата известна на авторите методика, свързана с общия метод за изкълчване и измятане, е предложена от М. Braham (тук се цитира само публикацията у нас [11]) и илюстрирана на фиг. 8. Вероятно това е основната идея в основата на метода от § 6.3.4 на БДС EN 1993-1-1. Концепцията за условна стройност при елементи с променливо сечение (каквито са и участъците с вути) не е директно приложима, защото се получава различна стойност за всяко сечение заради различните геометрически характеристики и следователно не може да се дефинира условна стройност на скосен елемент. Затова Braham предлага дефиниране на условната стройност чрез т. нар. критични и пластични множители. Пластичният множител μ_{pl} е множителят на товарите за достигане на товар, при който се изчерпва носимоспособността на най-напрегнатото сечение (сечение $c-c$ на фиг. 8), а μ_{cr} е множителят на товарите, при които гредата губи устойчивост извън равнината си. В изследванията си М. Braham заедно с R. Maquoi сравняват тази методика с нелинеен (GMNIA) анализ, като при всички изследвани случаи резултатите се оказват близки и винаги в полза на сигурността.

Това се потвърждава и от поредица публикации на L. S. da Silva, C. Rebelo и L. Marques [12, 13, 14, 15, 16, 17, 18]. Направени са сравнения за профили със стандартни валцувани сечения IPE и HE, както и съставени заварени с аналогични размери. Разработени са и GMNIA (Geometrically and Materially Non-Linear with Imperfection Analysis) модели. Приетата статическа схема е свободно просто подпряна греда, а натоварванията са разнообразни и в различни точки от нея. При много стройни елементи максималната разлика между резултатите по §6.3.4 и §6.3.1 се оказва 84% – един приемлив за практи-

ката запас. За елементи, подложени на нецентричен натиск, са разгледани два варианта – с приемане на редукиционния коефициент χ_{op} като по-малкия от χ и χ_{LT} или с интерполация между тях. Тук резултатите са смесени – има такива, които са в полза на сигурността и обратното, но в приемливи граници: $80\% < \text{§6.3.4}/\text{§6.3.1} < 115\%$. При числените изследвания чрез GMNIA винаги се получават неконсервативни резултати, сравнено с всички методиките от §6.3. Обобщено може да се заключи, че резултатите от методиките в §6.3 на [1] са надеждни, а общият метод за загуба на устойчивост дава много близки резултати до тези от §6.3.1, §6.3.2 и §6.3.3. В общия случай той става по-консервативен с увеличение на стройността на разглеждания елемент. Много важно е да се отбележи, че всички тези заключения за общия метод от §6.3.4 са потвърдени при разглеждането на самостоятелен елемент, а не като част от цяла система, което е зададено като опция в стандарта [1].

Разгледани са и случаи за елементи с променливо сечение [15, 17, 18], и са сравнени само с пълен GMNIA анализ, тъй като методиката от §6.3.1, §6.3.2 и §6.3.3 на [1] е неприложима за този случай.



Фиг. 9. Определяне на $\alpha_{ult,k}$

Онагледеният на фиг. 9 пример показва колко енергоемко е изчислението при използване на общия метод за скосен елемент. Освен че трябва да се използва модел с крайни елементи за намиране на критичния множител $\alpha_{cr,op}$, за определянето на $\alpha_{ult,k}$ е нужно подробно оразмеряване със ситна дискретизация заради възможността в един елемент да има множество различни класове сечения, както уточнихме и по-рано. Радикално може да се приеме за целия елемент клас 3 или 4, но това ще доведе до прекалено консервативни резултати. Основният въпрос е коя крива на изкълчване (измятане) да се приеме. Най-практичният подход е да се приеме радикално крива „d“ или „c“, но това може да доведе до прекалено големи запаси (съответно до 70% и до 50%), сравнено с пълен GMNIA анализ [17].

Общият метод се оказва винаги в полза на сигурността, сравнено с геометрически и физически нелинейно решение (GMNIA) и при скосени елементи. Колкото по-скосен е елементът, толкова по-консервативен става общият метод. Този извод не важи за натиснати елементи, тъй като при тях меродавно е изкълчване по слабата ос [15]. Консервативността на общия метод се засилва и с увеличаване на M спрямо N , т.е. при приближаване до поведението на греда. Докато GMNIA анализът има ясна тенденция за увеличаване на носимоспособността с използването на по-големи сечения, при общия метод от §6.3.4 има големи разлики за отделните случаи (от 5% до 50%) заради използването на крива „c“ [15]. При по-стройни елементи отново консервативността на метода се засилва. Оттук, както и от наблюденията при призматични елементи, може да се заключи, че експериментално използваните криви за връзка между редукиционния коефициент и приведената стройност се снижават прекалено стремглаво, когато се използва общият метод

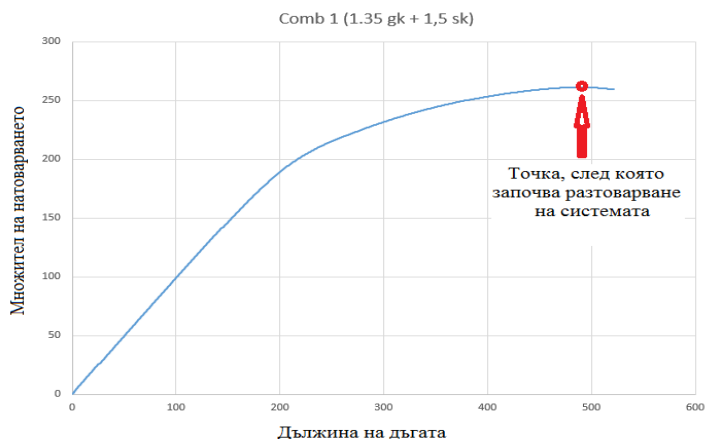
за загуба на устойчивост и е нужно да се коригират за постигане на по-реалистични резултати. Това се дължи на факта, че уравнението на Аугтон-Регу много добре апроксимира емпиричните криви на изкълчване, докато общият метод е основан на емпиричната зависимост на Merchant-Rankine. При укрепване на опънния пояс общият метод отново става по-консервативен в сравнение с пълен GMNIA анализ.

Горният анализ показва, че общият метод е приложим и е в полза на сигурността, когато се разглежда самостоятелен елемент. Но при прилагането му към цяла равнинна рамкова система, което също е регламентирано в §6.3.4 (1) на [1], резултатите се оказват неконсервативни, както ще бъде показано в следваща публикация.

3. Геометрично и физично нелинеен анализ с отчитане на несъвършенствата (GMNIA)

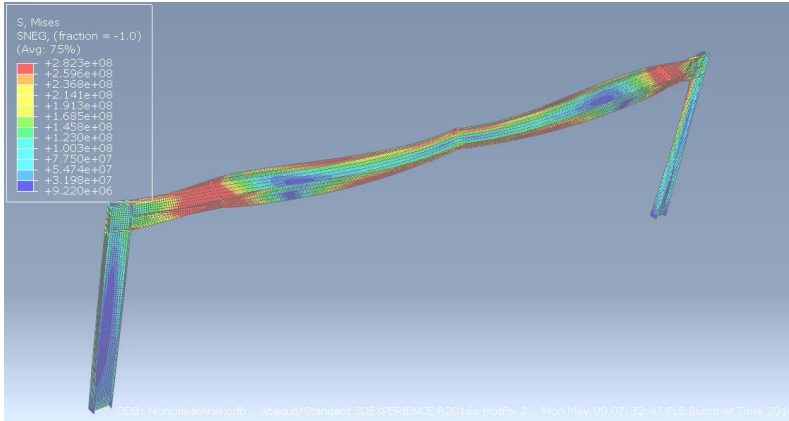
При този анализ чрез подходящ програмен продукт рамката се моделира с черупкови крайни елементи със съответните опорни условия и натоварване, което се прилага точно в местата на столиците. Първо се извършва линеен анализ на устойчивост и от получената първа пространствена форма се генерират началните несъвършенства. Тяхната амплитуда се скалира в съответствие с §5.3.4 на [1]. На тази основа рамката се „ре-моделира“ в съответствие с началните несъвършенства. Ще отбележим, че макар и да се разглеждат като геометрични, по смисъла на §5.3.2 на [1] тези несъвършенства са обобщени, калибрирани по емпиричните стандартни европейски криви на изкълчване, и отчитат и други влияещи фактори като остатъчни напрежения, материална нелинейност и т.н.

Същинският цялостен геометрично и материално нелинеен анализ обикновено се извършва по метода на Riks (arc-length метод). С нарастване на дължината на дъгата (arc-length) расте и множителят на натоварването (load proportionality factor), докато се достигне момент, след който множителят започва да намалява (фиг. 10), т.е. системата започва да се разтоварва. Това означава, че е достигнат капацитетът (граничната носимоспособност) на конструкцията (фиг. 11). Това е илюстрирано на представената на фиг. 10 графика, която показва, че при нарастване на приложения товар около 250 пъти системата ще изчерпи носимоспособността си, т.е. има много сериозен запас с коефициент на използваемост $R = 1/250 = 0,004$.



Фиг. 10. Определяне на граничната носимоспособност на системата чрез зависимостта между множителя на натоварването α и дължината на дъгата (arc length)

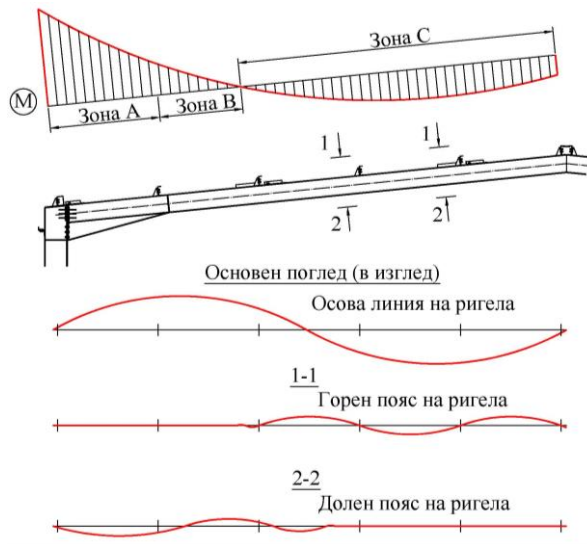
Прилагането на GMNIA изисква сложно и трудоемко моделиране с достатъчно гъста дискретизация, както и труден анализ на получаваните резултати. По тази причина за неговото прилагане е разработен и програмиран алгоритъм, който автоматично осъществява отделните стъпки, идентифицира различните форми на загуба на устойчивост и управлява съответните програмни продукти. Той е представен по-подробно в отделна публикация (част 2).



Фиг. 11. Пример за достигнат капацитет на конструкцията при двойно нелинеен анализ с отчитане на несъвършенствата GMNIA

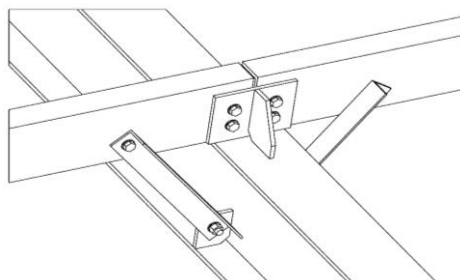
4. Приблизителни методи за устойчивостта на ригели

В тази част са обобщени известни приблизителни методи за устойчивостта на ригели извън равнината на рамката. На фиг. 12, заимствана от [19] и [20], е илюстриран основният „стандартен“ случай.



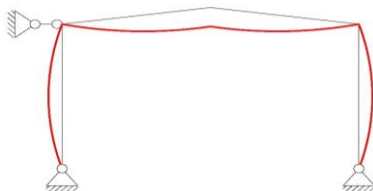
Фиг. 12. Греди на едноетажни портални рамки [19, 20]

При разделянето по зони е прието, че при прехода от вута към ригел има столица с подкос (вж. фиг. 13), за който се приема, че предотвратява и усукване в това сечение, и по тази причина този участък (зона А) се разглежда като самостоятелен. Както ще покажем в друга публикация, дори и да не се предвиди столица с подкос на това място, разглеждането на така разделени зони отново би било в полза на сигурността. Зона В е до нулевата точка на M -диаграмата, а зона С е участък, в който натиснат е горният пояс, ефективно укрепен от столиците. В зони А и В при гравитационни товари са натиснати долните неукрепени пояси на ригела, което създава условия за загуба на обща устойчивост. Именно този участък представлява практически интерес за изследване на устойчивостта му на измятане.



Фиг. 13. Столици с подкоси за укрепване срещу усукване на ригела

Проверките на устойчивост в зона С не крият особености, тъй като ригелът е с постоянно сечение и точките на укрепване на натиснатия пояс са ясни. За прилагането на §6.3.3 е необходимо определянето на коефициента на изкълчване на ригела в равнината на рамката χ_y . За целта е нужна и съответната изкълчвателна дължина. Според представената приблизителна методика тя може да се приеме за равна на разстоянието от рамковия възел до билото на рамката, но по-точно е с помощта на спомагателен модел, при който е прието, че рамката не може да се премества странично (фиг. 14) [21].

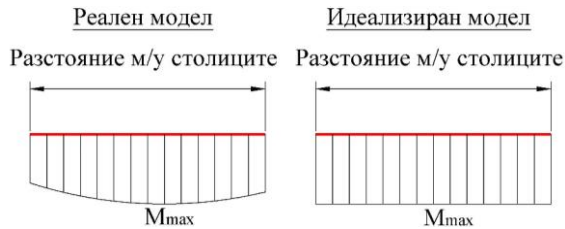


Фиг. 14. Спомагателен модел за изчисляване на $L_{cr,y}$ на ригела

За разглежданата товарна комбинация чрез линейната теория на устойчивостта се определя критичният коефициент, отговарящ на първата форма α_{cr} . Оттук на базата на максималното нормално усилие в ригела от еластичен линеен анализ се изчислява критичната сила за загуба на устойчивост $N_{cr,y}$, след което по обратен път се намира и изкълчвателната дължина на ригела в равнината на рамката:

$$N_{cr,y} = \alpha_{cr} N_{Ed} \Rightarrow L_{cr,y} = \pi \sqrt{\frac{EI_y}{N_{cr}}} \quad (5)$$

За определянето на останалите два коефициента за зона С χ_z и χ_{LT} се разглежда участък между укрепяванията (столиците) по натисковия пояс (фиг. 15), като за опростяване в полза на сигурността може да се приеме константна диаграма на огъващите моменти [20].



Фиг. 15. Изчисляване на ригела в Зона С

В [22] се предлага разглежданият участък за загуба на обща устойчивост и изкъпване извън равнината да се приема между укрепяванията на ригела срещу усукване. Този подход е твърде консервативен, тъй като реално няма как ригелът да загуби устойчивост по синусоидална форма с една полуълна при наличие на столици, ефективно укрепващи, и междинно натиснатия пояс.

Най-голям интерес представлява изчисляването на зони А и В.

В обичайната западна практика ригелът в края на вутата (началото на зона В) винаги се оребрява и се укрепва с подкоси от столиците, като се приема, че така се създава диафрагма и се предотвратява завъртането в това сечение. Ако профилът е горещо-валцуван, се приема, че в нулевата точка от моментовата диаграма елементът също е укрепен (виртуално укрепване), а при съставени заварени елементи укрепването се приема при първата столица след нулевата точка на диаграмата (т.е. при първото укрепване на натиснатия пояс). За така определения участък се правят същите проверки за извън равнината, както при зона С по фиг. 15, но с новоопределената дължина.

За изчисляването на общата устойчивост на участъка с променливо сечение от гредата (зона А) в практиката са залегнали няколко опростени начина.

В приложение ВВ на БДС EN 1993-1-1 [1] е определена методика, но само за участъци в съседство на пластични стави. Първоначално за призматични елементи дефинирането на устойчива дължина L_m (гранична стройност L_m/i_z) до достигане на пластичната носимоспособност на някое сечение от елемента се основава на работата на Horne et al. (1964) [23] и по-късно е заложено в Еврокод. На същия принцип е изчислена устойчива дължина и за скосени елементи (за означенията вж. [1]):

$$L_m = 38 i_z / \sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left(\frac{f_y}{235} \right)^2} \begin{cases} \times 1,00 & \text{при вута с 3 пояса} \\ \times 0,85 & \text{при вута с 2 пояса.} \end{cases} \quad (6)$$

Въпреки че тази методика е свързана с устойчивост при глобален пластичен анализ, проверката може да се ползва и консервативно при проектиране в еластичен стадий [20, 24], тъй като тогава няма пластична става и напреженията най-общо са пониски. Въпреки това, ако проверката е удовлетворена, анализът на участъка може да се довърши по следната методика [25]. Въвежда се формула за еластичен критичен момент на елемент с постоянно напречно сечение и с укрепявания извън равнината по опънния пояс, като за скосен елемент се приемат геометричните характеристики в малкия му край. След това този момент се модифицира, за да се отчетат всички параметри:

$$M_{cr,0} = \min \left\{ \frac{1}{2a} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right); \frac{\pi^2 EI_z}{s^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{s^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \right\} \quad (7)$$

$M_{cr} = c^2 C_m M_{cr,0}$ при линейна моментова диаграма чрез коефициента C_m и коефициент на скосяване c ;

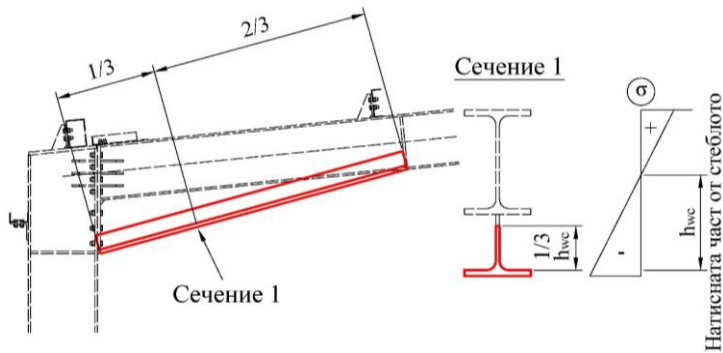
$M_{cr} = c^2 C_n M_{cr,0}$ при параболична моментова диаграма чрез коефициента C_n и коефициент на скосяване c ;

(C_m , C_n и c се определят по Приложение ВВ на [1]).

На базата на получения критичен момент за сечението в третината се изчислява привдената стройност λ_{LT} , от която се определя редуционният коефициент χ_{LT} , а оттам и носимоспособността на измятане на участъка.

Ако обаче проверката от приложение ВВ не е изпълнена, може да се ползва описаната процедура, която отчита укрепването от столици по опънния пояс. Тогава единият вариант е да се укрепи допълнително участъка срещу усукване (например с подкос от столица) в опънната зона и отново да се извърши проверката.

Вместо това може да се извърши следната разпространена в практическата литература методика, основана на еквивалентен натиснат прът на изкълчване извън равнината на рамката (фиг. 16).



Фиг. 16. Опростена методика за изчисляване на участък с вута

Еквивалентният натиснат прът е с форма на Т-сечение и се състои от пояса на вутата и една трета от натиснатата част на стеблото ѝ (средният пояс се пренебрегва) в сечение, което е в третината до големия край на вутата [20, 25]. На базата на изчислените напрежения от нормалната сила и огъващия момент в това сечение и площта на еквивалентното сечение може да се изчисли еквивалентната натискава сила за него. Изкълчителната дължина се приема равна на дължината на натисковия пояс на вутата. Тогава носимоспособността на еквивалентния Т-профил на изкълчване извън равнината се получава по обичайния израз:

$$N_{b,Rd,z} = \frac{A f_y \chi_z}{\gamma_{M1}} \quad (8)$$

и се сравнява с еквивалентната изчислена натискава сила.

В [22] същият метод се предлага с някои разлики. Вместо сечението в третината се приема сечението в средата на дължината на вутата. Също така частта от стеблото, която ще съставлява еквивалентния натиснат профил, не зависи от натиснатата част на стеблото, а се приема 1/6 от общата му височина. Изчислителните усилия, с които се оразмерява, са тези, които са в големия край на вутата и тогава еквивалентната натискава сила е равна на:

$$N_{Ed,f} = N_{Ed} \frac{A_{\text{екв.Т-пр}}}{A_{\text{Гол. кр. вута}}} + \frac{M_{y,Ed} A_{\text{екв.Т-пр}}}{W_{y,\text{Гол. кр. вута}}} \quad (9)$$

Така на практика се оразмерява еквивалентен Т-профил, получен в средата на дължината на вутата, но усилията са за сечението в големия край на вутата, което изглежда доста консервативно.

В BS5950: Part 1 [26] е даден друг подход за проверка на устойчивостта на скосени елементи в еластичен стадий. При него за всяко сечение от елемента трябва да е изпълнена проверката:

$$\frac{F}{A} + \frac{M}{W} \leq p_b, \quad (10)$$

където F е натисковата сила в елемента, M е огъващият момент, A и W са площта и съпротивителният момент на разглежданото сечение, а p_b е носимоспособност на измятане, която се отчита таблично в зависимост от „еквивалентната стройност“ на елемента за огъвно-усуквателна загуба на устойчивост λ_{TB} и класа на стоманата. Има отделни таблици за елементи от валцувани сечения и такива от заварени.

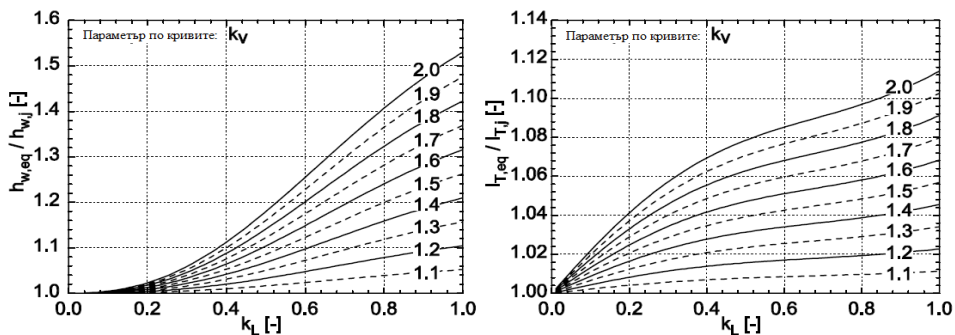
Австралийският стандарт [27, 28] също дефинира методика за разрешаване на проблема измятане при елементи с променливо сечение. Американските документи [29, 30, 31] също описват процедура за изчисляване на скосен елемент на обща устойчивост.

В [32] е представена опростена методика по идея на Galéa, в която елементът се разглежда като призматичен с еквивалентни характеристики (фиг. 17), изчислени с помощта на енергитична теорема.



Фиг. 17. Участък с вута – означения

За дефинираните на фиг. 17 коефициенти k_v и k_L са изработени графики, от които могат да се отчетат еквивалентната височина на призматичното сечение и еквивалентния инерционен момент за усукване (фиг. 18). С получената височина се изчисляват всички останали характеристики на еквивалентното сечение, след което по познатата формула за призматични елементи се определя критичният момент M_{cr} и носимоспособността на участъка се доказва по стандартната методика. Консервативно описаната методика може да се прилага и при трипоясна вута, като е добавен коефициент, по-голям от единица, който увеличава получения критичен момент, за да се отчете и средният пояс.



Фиг. 18. Коэффициенти k_v и k_L

В [33] за дефинирането на еквивалентен призматичен елемент се предлагат формули за еквивалентна височина и еквивалентен усуквателен инерционен момент:

$$I_{z,eq} = I_{z,\min}$$

– прима се, че разликата в стойността на I_z само от промяна на височината е пренебрежима;

$$I_{t,eq} = 0,5(I_{t,\min} + I_{t,\max})$$

$$h_{eq} = h_{\max} \sqrt{0,283 + 0,434\delta + 0,283\delta^2}$$

– когато участъкът е свободен да се огъва спрямо слабата си ос в крайните две сечения;

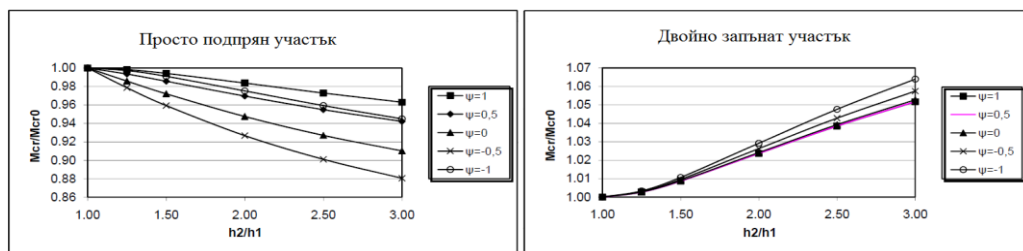
(11)

$$h_{eq} = h_{\max} \sqrt{0,34 + 0,40\delta + 0,26\delta^2}$$

– когато участъкът не може да се огъва спрямо слабата си ос в крайните две сечения.

$$\delta = h_{\min} / h_{\max}$$

Уточнението за двата случая за еквивалентната височина е важно, тъй като опорните условия и коефициентът на скосяване (в случая δ) имат най-голямо значение за стойността на критичния момент [34]. Оказва се, че при свободно подпрян участък с увеличаването на коефициента на скосяване критичният товар намалява, докато при двойно запънат участък се наблюдава точно обратното (фиг. 19).



Фиг. 19. Влияние на коефициента на скосяване и опорните условия

5. Заключение

В статията е представен аналитичен обзор на проблема за доказване на устойчивостта на ригела извън равнината на рамката. Подробно са разгледани общият метод за изключване и измятане от §6.3.4 на БДС EN 1993-1-1, както и използването за решаване на задачата на пълен геометрично и материално нелинеен анализ с отчитане на несъвършенствата (GMNIA), и са показани особеностите и трудностите при тяхното прилагане.

Описани са и някои известни опростени практически методи. Освен тях, са известни и други подходи, които тук не са разгледани. Например в дисертацията на L. Marques [18] е разработен аналитичен модел от втори ред за скосени елементи, базиран на подхода на Ayrton-Perry. Първоначално се разглежда натоварване с постоянен разпределен огъващ момент, след което се предлага модификация за произволно разпределение на огъващите моменти. Този подход е твърде тежък и енергоемък за практично приложение. Освен това той не е обозрим, защото до голяма степен се губи физическият смисъл на явлението.

В заключение, независимо от сложността на разглеждания проблем, авторите считат, че най-целесъобразен за практическо прилагане е методът на еквивалентния натиснат прът. Основното негово предимство се състои в ясения му физически смисъл и съответно обозрими резултати. За неговото обосноваване, уточняване и адаптиране към случая на липса на укрепвания по долния пояс на ригела са необходими задълбочени параметрични изследвания, основани на максимално реалистични методи. Получените резултати са представени в отделна втора част.

ЛИТЕРАТУРА

1. БДС EN 1993-1-1: 2005. Еврокод 3: Проектиране на стоманени конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради, CEN 2005.
2. Ч. Пенелов, Ал. Стойков, П. Цветкова. Приложение на общия метод на EN 1993-1-1 за оценка на общата устойчивост на стоманени елементи, попадащи в обхвата на приложение на стандартния метод за проверка на обща устойчивост при нецентричен натиск, Годишник на УАСГ, 2013-2014.
3. Ч. Пенелов, Ал. Стойков, П. Цветков. Приложение на общия метод на EN1993-1-1 за оценка на общата устойчивост на пълностенни стоманени елементи с променлива височина на стеблото, подложени на нецентричен натиск, Годишник на УАСГ 2013-2014.
4. Liliana Marques, Luís Simões da Silva, Carlos Rebelo. Numerical Validation of the General Method in EC1993-1-1 Lateral and Lateral-Torsional Buckling of Non-Uniform Members, EUROSTEEL, Graz, Austria, 2008.
5. Maquoi R., Jaspert, J.-P. A simple approach for the design of steel and composite sway building frames.
6. Michelle Mentzer. Stability Analysis of Frames.
7. Labciv.eng.uerj.br. Plastic frame idealization and analysis.
8. ECCS – Technical Committee 8 – Structural Stability, Analysis and Design of Steel Frames with Semi-Rigid Joints, First Edition, 1992.

9. ECCS – Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints, 1984.
10. ECCS – Technical Committee 8 – Structural Stability, Analysis and Design of Steel Frames with Semi-Rigid Joints, First Edition (Worked Examples), 1992.
11. *M. Braham, H. Рангелов*. Обща устойчивост на стоманени греди с I-сечение – един коментар върху подхода на Еврокод 3, // сп. Строителство, 2001.
12. *Liliana Marques, Luís Simões da Silva, Richard Greiner, Carlos Rebelo, Andreas Taras*. Development of a Consistent Design Procedure for Lateral-Torsional Buckling of Tapered Beams, *Journal of Constructional Steel Research* 89, 2013.
13. *Liliana Marques, Luís Simões da Silva, Carlos Rebelo, Aldina Santiago*. Extension of EC3-1-1 Interaction Formulae for the Stability Verification of Tapered Beam-Columns, *Journal of Constructional Steel Research* 100, 2014.
14. *Luís Simões da Silva, Liliana Marques, Carlos Rebelo*. Numerical Validation of the General Method in EC3-1-1 for Prismatic Members, *Journal of Constructional Steel Research* 66, 2010.
15. *Liliana Marques, Luís Simões da Silva, Carlos Rebelo*. Numerical Validation of the General Method in EC1993-1-1 Lateral and Lateral-Torsional Buckling of Non-Uniform Members, EUROSTEEL, Graz, Austria, 2008.
16. *Liliana Marques, Luís Simões da Silva, Carlos Rebelo*. Numerical Validation of the General Method in EC1993-1-1 Lateral buckling, Lateral-torsional buckling and bending and axial force interaction, 9th International Conference on Steel Concrete Composite and Hybrid Structures, Leeds, UK, 2009.
17. *Luís Simões da Silva, Carlos Rebelo, Liliana Marques*. Application of the general method for the evaluation of the stability resistance of non-uniform members, University of Coimbra, Portugal, 2007.
18. *Liliana Marques*. Dissertação apresentada para o grau de Doutor na Especialidade de Construção Metálica e Mista, Coimbra, Portugal, 2012.
19. *B. Davison, G. Owens*. Portal Frames, steelconstruction.info, 2009.
20. *D. M. Koschmidder, D. G. Brown*. Elastic Design Of Single-Span Steel Portal Frame Buildings to Eurocode 3, Berkshite, UK, 2012.
21. *Arnaud Lemaire*. NCCI: Elastic Design of a Single Bay Portal Frame Made of Fabricated Profiles, 2006.
22. *Laurent Narboux*.– NCCI: Elastic Analysis of a Single Bay Portal Frame, 2006.
23. *Magnus Heidat Björnsson, Mathias Wernborg*. Stable Length in Steel Portal Frames, Master thesis, Gothenburg, Sweden, 2013.
24. *D. G. Brown*. Design of Portal Frames To Eurocode 3, Berkshite, UK, 2013.
25. *Arcelor Mittal, Peiner Träger, Corus*. Single-Storey Steel Buildings Part 4: Detailed of Portal Frames, Steel Building in Europe, 2008.
26. British Standard Institution. Structural Use of Steelwork in Building Part 1. Code of Practice for Design in Simple and Continuous Construction: Hot Rolled Section, 1990.

27. Australian Standard. Steel structures AS4100 – 1998.
28. *Brian Kirke, Iyad Hassan Al-Jamel*. Steel Structures Design Manual to AS 4100, First Edition, 2004.
29. Load and Resistance Factor Design Specification, AISC, 1999.
30. *Richard C. Kaehler, Donald W. White, Yoon Duk Kim*. Frame Design Using Web-Tapered Members, AISC, USA, 2011.
31. *Yoon Duk Him*. Behavior and Design of Metal Building Frames Using General Prismatic and Web-Tapered Steel I-Section Members, Dissertation, USA, 2010.
32. *D. Ungermaann & I. Strohmaann*. Stability of I-Shaped Members with Haunches under Bending – Design Aids for Individual Member Checks, NSCC, Sweden, 2009.
33. *Manfred A. Hirt, Michel Crisinel*. Charpentes métalliques: Conception et dimensionnement des halles et Bâtiments, France , 2005, p. 491.
34. *Ioannis G. Raftoyiannis, Theodore Adamakos*. Critical Lateral-Torsional Buckling Moments of Steel Web-Tapered I-Beams, The Open Construction and Building Technology Journal, 2010.

STABILITY PROBLEMS OF SINGLE-STOREY STEEL FRAMES (PART 1)

M. Vasilev¹, N. Rangelov²

Keywords: *steel structures, single-storey portal frames, stability, general stability method, GMNIA*

ABSTRACT

The frame systems form the basis of the structural arrangement of the majority of single-storey buildings with steel structures. However, there are still some unclear practical stability problems. In this context, there is no ‘official’ codified method for out-of-plane stability verification of rafters in the portions of hogging (negative) bending moments.

This paper presents the general method for lateral and lateral-torsional buckling of §6.3.4 of EN 1993-1-1 with an accent on the specific issues of its application to the frame stability problem considered. These are the complicated modelling, the correct identification of the relevant buckling mode and the selection of adequate criterion for load-carrying resistance. The application of the geometrical and material nonlinear analysis with imperfections (GMNIA) is also discussed. Also, some simplified methods for out-of-plane stability checks of rafters and haunches are presented.

¹ Marin Vasilev, Eng. PhD student, Dept. “Steel, Timber and Plastic Structures”, UACEG, 1 H. Smirrenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: marin.vassilev @avv-bg.com

² Nikolaj Rangelov, Prof. Dr. Eng., Dept. “Steel, Timber and Plastic Structures”, UACEG, 1 H. Smirrenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: nick.rangelov@gmail.com