



Получена: 07.05.2021 г.

Приета: 27.05.2021 г.

## ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ГРАНИЦАТА НА ОГНЕУСТОЙЧИВОСТ НА КОМБИНИРАНИ СТОМАНО-СТОМАНОБЕТОННИ КОЛОНИ С ИЗЦЯЛО ВБЕТОНИРАН СТОМАНЕН Н-ПРОФИЛ, ПОДЛОЖЕНИ НА РАВНИНЕН НЕЦЕНТРИЧЕН НАТИСК И ЧЕТИРИСТРАННО ПОЖАРНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ, ПО МЕТОД, ОСНОВАВАЩ СЕ НА ОЦЕНКА НА КРИВИНАТА

Хр. Нешев<sup>1</sup>

*Ключови думи:* комбинирани колони с изцяло вбетониран стоманен профил, огнеустойчивост, пожарно въздействие

### РЕЗЮМЕ

В настоящия доклад е съставена процедура и методология за определяне на границата на огнеустойчивост на комбинирани стомано-стоманобетонни колони с изцяло вбетонирани отворени стоманени Н-профили, подложени на равнинен нецентричен натиск. Подходът се основава на оценка на кривината на елемента при пожарно въздействие. Разработена е изчислителна програма и е разгледан конкретен числен пример. Направени са изводи, сравнения и препоръки за практическо приложение.

### 1. Въведение

Комбинираните стомано-стоманобетонни конструкции представляват съчетание на два конструктивни материала – бетон и стомана. Тази комбинация може да бъде изпълнена в единни конструктивни елементи (комбинирани напречни сечения) или комбинирани на елементи в цялостна конструкция. Комбинираните стомано-стоманобетонни конструкции масово се използват в световен мащаб и като цяло недостатъчно в Р България. Стоманобетонните колони с изцяло или частично вбетонирани стоманени

---

<sup>1</sup> Христиан Нешев, гл. ас. д-р инж., кат. „Масивни конструкции”, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: neshev\_bg@abv.bg

профили се характеризират с повишена носимоспособност в сравнение със стоманобетонните, но тези елементи са чувствителни при излагане на пожарни въздействия. Съгласно действащата към момента нормативна база в Р България проектирането на комбинирани конструкции срещу въздействия от пожар се разглежда от БДС EN 1994-1-2 [4]. Приложението на стандарта по отношение на комбинираните колони с вбетонирано Н-сечение, подложени на равнинен или кос нецентричен натиск е ограничено, поради което в настоящата статия е разработена методология и изчислителна процедура за определяне на границата на огнеустойчивост на такъв тип елементи при четиристранно пожарно въздействие. Аналитични и експериментални изследвания на стоманобетонни и комбинирани колони, подложени на пожарни въздействия, са разгледани в [1, 5 ÷ 18].

## **2. Определяне на границата на огнеустойчивост на комбинирани стомано-стоманобетонни колони съгласно БДС EN 1994-1-2 [4]**

Методиките в [4] за определяне на границата на огнеустойчивост на комбинирани елементи, подложени на пожарно въздействие, са:

- признати проектни решения във вид на таблични данни за отделни видове конструктивни елементи;
- опростени изчислителни модели за отделни видове елементи;
- усъвършенствани изчислителни модели, осигуряващи реалистичен анализ на цяла конструкция, част или елемент от нея при подробно изследване на развитието и разпределението на температурата (модел на топлинно реагиране) и механичното поведение на изследваните носещи елементи (модел на механично реагиране).

Предоставените таблични данни и опростени изчислителни методи в [4] за комбинирани колони с изцяло вбетонирани стоманени Н-сечения могат да се прилагат само за центрично натоварени елементи от укрепени рамки, подложени на стандартно пожарно въздействие и с максимална дължина, равна на 30 пъти по-малкия външен габаритен размер на напречното сечение.

Опростените изчислителни методи за определяне на границата на огнеустойчивост на комбинирани колони, подложени на пожарно въздействие, се прилагат за елементи, натоварени на центричен натиск, които са част от укрепени рамки при отчитане на изключвателната им дължина за извънредното изчислително товарно състояние.

## **3. Определяне на границата на огнеустойчивост на правоъгълни комбинирани колони с изцяло вбетонирани стоманени Н-профили, подложени на четиристранно пожарно въздействие и равнинен нецентричен натиск**

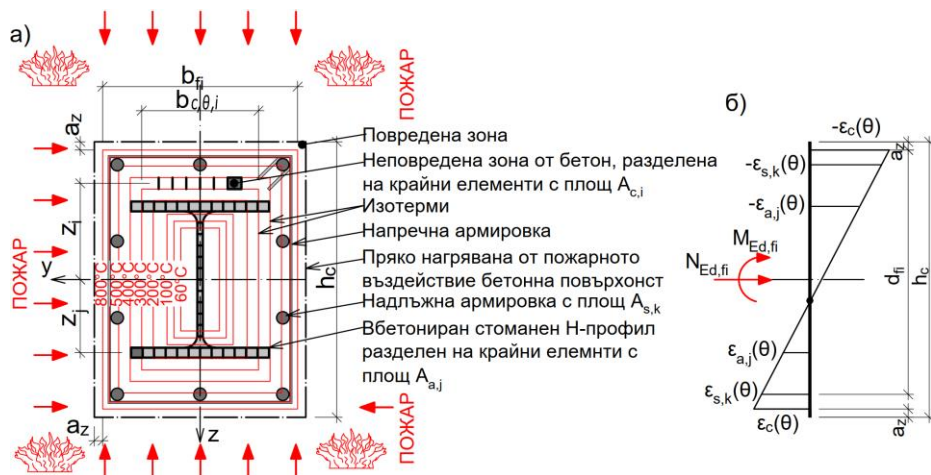
В информационно приложение В.3 на БДС EN 1992-1-2 [2] е представен метод за изчисляване на стоманобетонни колони, подложени на пожарно въздействие чрез метод, основаващ се на оценка на кривината. Методът е приложим за елементи от укрепени конструкции, подложени на стандартно или параметрично пожарно въздействие със значително влияние на ефектите от втори ред върху границата им на огнеустойчивост.

В условия на пожар външните слоеве на бетонното сечение, както и поясите на стоманения вбетониран профил, са подложени на високи температури, при което модулът на еластичност на материалите намалява значително. Това води до редуциране на коравината на елемента и увеличаване на приноса на ефектите от втори ред. Авторът е на мнение, че за оразмеряване на комбинирани колони с изцяло вбетонирани стоманени сечения, подложени на равнинен нецентричен натиск и четиристранно пожарно въздействие, може да се приложи методът за оценка на кривината от приложение В.3 на [2].

Модифицираната методика за изчисление на комбинирани колони съгласно метода за оценка на кривината, е следната:

– Определяне на положението на изотермните криви в изследваното сечение при стандартно или параметрично пожарно въздействие. За целта могат да се използват температурните профили в приложение А на [2] или друга специализирана литература, както и програмни продукти за температурно разпределение във времето.

– Разделяне на бетонното напречно сечение на зони, съгласно изотермните линии със средна температура  $\theta_{c,i} = 20\text{ }^\circ\text{C}$ ,  $100\text{ }^\circ\text{C}$ ,  $200\text{ }^\circ\text{C}$ , ... до  $1100\text{ }^\circ\text{C}$  (фиг. 1а), както и на правоъгълни елементи (крайни елементи) с площ  $A_{c,i}$ . Действителната форма на изотермите (със заоблени ъгли) се привежда приблизително към равнопощен правоъгълник или квадрат. Поради явлението взривно разрушаване авторът е на мнение, че част от бетонното сечение може да се отстрани. Дебелината на тази зона  $a_z$  може да бъде изчислена чрез предложените формули за опростения изчислителен „Зонов метод“ (приложение В.2 на [2]).



**Фиг. 1. Комбинирана колона с изцяло вбетониран стоманен Н-профил, подложена на четиристранно пожарно въздействие**

а) изчислителна схема за дискретизация на напречно сечение; б) надлъжни деформации спрямо ос  $u-y$

– Определяне на площта  $A_{c,i}$  и координатите  $y_i$  и  $z_i$  на центъра на всяка бетонна зона (краен елемент). Изчисляване на параметрите  $k_{c,\theta,i} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ ;  $\epsilon_{c1,\theta,i}$  и  $\epsilon_{cu1,\theta,i}$  от фиг. 3.1 и табл. 3.1 на [2] за средната температура  $\theta_{c,i}$  във всеки елемент.

– Разделяне на вбетонираното стоманено сечение на крайни елементи с площи  $A_{a,j}$  (фиг. 1а); определяне на температурата на всеки елемент  $\theta_{a,j}$ , координатите  $z_j$  и изчисля-

ване на параметрите  $k_{ap,\theta,j} = f_{ap,\theta}/f_{ay}$ ;  $k_{a,\theta,j} = f_{ay,\theta}/f_{ay}$ ;  $k_{a,E,j} = E_{a,\theta}/E_a$  на математическия модел на зависимостите напрежения – деформации за конструкционната стомана при повишени температури съгласно фиг. 3.1, табл. 3.1 и табл. 3.2 на БДС EN 1994-1-2 [4].

– Определяне на температурата в центъра на армировъчните пръти  $\theta_{s,k}$ , координатите  $z_k$  и изчисляване на параметрите  $k_{sp,\theta,k} = f_{sp,\theta}/f_{sy}$ ;  $k_{s,\theta,k} = f_{sy,\theta}/f_{sy}$ ;  $k_{s,E,k} = E_{s,\theta}/E$  от фиг. 3.3 и табл. 3.2а на [2].

– Линеината деформация, съгласно хипотезата за равнинност на сеченията (хипотеза на Бернули), може да се запише като линейна функция на параметрите  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ :

$$\varepsilon_{x,\theta} = \alpha_1 + \alpha_2 z, \quad (1)$$

където  $z$  е координатата на точката, в която се изчислява деформацията.

– Напреженията във всеки краен елемент от комбинираното сечение се изчисляват чрез израза:

$$\sigma_x = E_0 \varepsilon_{x,\theta} = E_0 (\alpha_1 + \alpha_2 z), \quad (2)$$

където  $E_0$  е секущият модул на линейна деформация на материалите (бетон, конструкционна и армировъчна стомани) при повишени температури, съгласно [2, 4].

– Връзката между разрезните усилия (нормалната сила  $N_{Ed,fi}$  и огъващият момент  $M_{Rd,fi}$ ) и равнодействащата на напреженията в бетона, стоманения профил и надлъжната армировка се представят чрез изразите:

$$N_{Rd,fi} = \iint_{Ac} \sigma_{c,\theta} dA_c + \iint_{Aa} \sigma_{a,\theta,j} A_{a,j} + \sum_{k=1}^n \sigma_{s,\theta,k} A_{s,k}; \quad (3)$$

$$M_{Rd,fi} = \iint_{Ac} \sigma_{c,\theta} z_c dA_c + \iint_{Aa} \sigma_{a,\theta,j} z_{a,j} A_{a,j} + \sum_{k=1}^n \sigma_{s,\theta,k} z_{s,k} A_{s,k}. \quad (4)$$

– Определяне на окончателната гранична носимоспособност за огъващ момент  $M_{Rd,fi}$  при осова сила  $N_{Ed,fi}$  – извършва се на итерационен принцип чрез вариация на параметрите  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ .

– Изчисляване на кривината ( $1/r$ ) по дължина на елемента във функция на деформацията  $\varepsilon_{c,fi}$  в натиснатия край на комбинираното сечение и деформацията  $\varepsilon_{s1,fi}$  в по-слабо натиснатата/опънната армировка:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{c(\theta)} + \varepsilon_{s,k(\theta)}}{d_{fi}}, \quad (5)$$

където  $d_{fi}$  е полезната височина на сечението при пожарно въздействие (фиг. 1б).

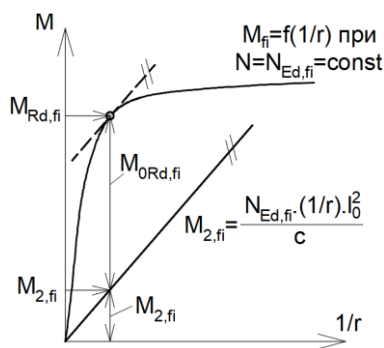
– За съответната кривина ( $1/r$ ) се изчислява моментът  $M_{2,fi}$ , породен от ефектите от втори ред:

$$M_{2,fi} = N_{Ed,fi} \left( \frac{1}{r} \right) \frac{l_{o,fi}^2}{c}, \quad (6)$$

където  $l_{o,fi}$  е ефективната дължина на колоната в условия на пожар, която за междинни етажи и последен етаж може да се приеме съответно 50% и 70% от етажната височина, а за най-долния етаж – от 50% до 70% в зависимост от коравината на ротация в основата на колоната;

$c$  – коефициент, зависещ от разпределението на кривината; стойността му се приема  $\approx 10$ .

– Изчертаване на диаграмата „момент-кривина“ за нормална сила  $N_{Ed,fi}$ , като за всяка зона от бетона, за всеки краен елемент от конструкционното сечение и за всеки армировъчен прът се използват съответните диаграми „напрежения-деформации“ на материалите.



**Фиг. 2. Определяне на граничната носимоспособност за момента от първи ред  $M_{0Rd,fi}$ , момента от втори ред  $M_{2,fi}$  и момента  $M_{Rd,fi}$**

– Определяне на остатъчната носимоспособност за момента от първи ред  $M_{0Rd,fi}$  за изискваната граница на огнеустойчивост при изчислителната нормална сила  $N_{Ed,fi}$  (фиг. 2):

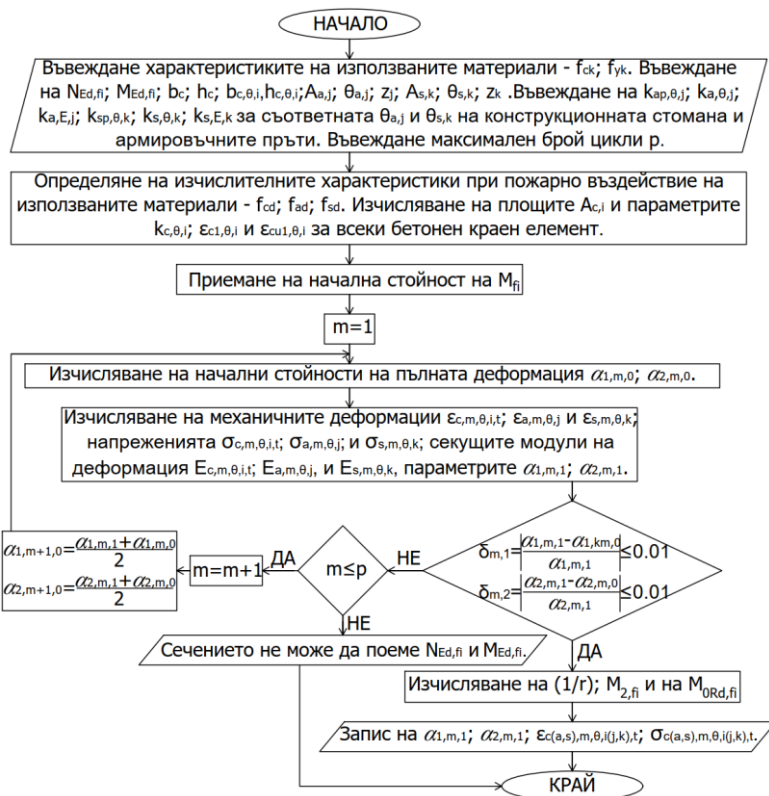
$$M_{0Rd,fi} = M_{Rd,fi} - M_{2,fi}; \quad (7)$$

– Сравняване на граничната носимоспособност за момента от първи ред  $M_{0Rd,fi}$  с изчислителния огъващ момент от първи ред за условия на пожар  $M_{Ed,fi}$  (проверка за носимоспособност):

$$M_{Ed,fi} \leq M_{0Rd,fi}. \quad (8)$$

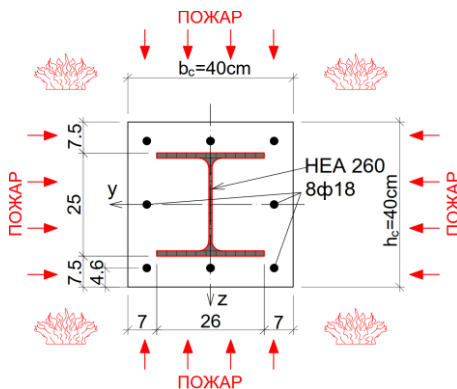
#### 4. Изчислителна процедура

На фиг. 3 е представена блок-схемата на съставената програма за определяне на границата на огнеустойчивост на комбинирани колони с вбетонирано Н-сечение, подложени на четиристранно пожарно въздействие и равнинен нецентричен натиск. Процедурата е разработена на базата на изложената методика в т. 3, базирана на оценката на кривината от приложение В.3 на [2].



Фиг. 3. Блок схема на разработената изчислителна програма

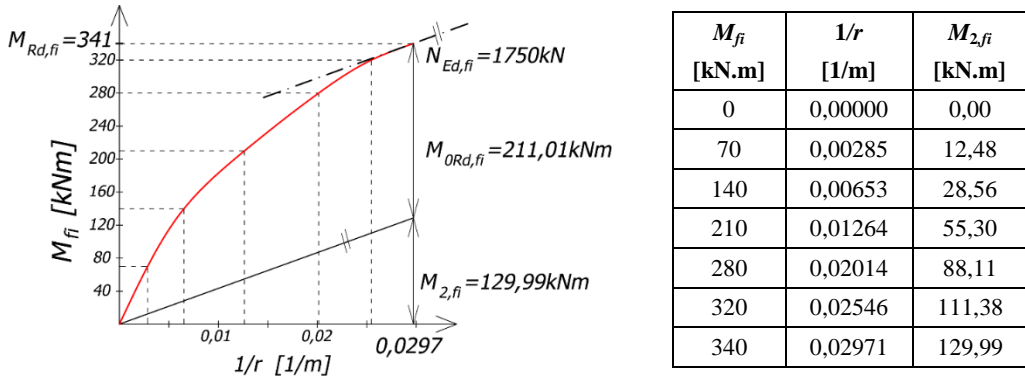
## 5. Числен пример



Фиг. 4. Параметри на изчисляваната комбинирана колона

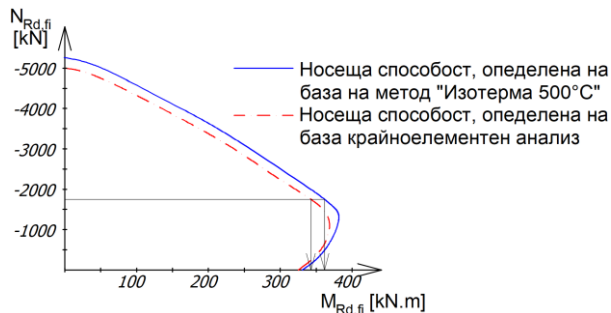
Чрез прилагане на разработената итерационна процедура да се изследва носимоспособността на комбинирана колона, подложена на четиристранно стандартно пожарно въздействие в продължение на 90 min. Изкълчвателната дължина на елемента при тем-

пературното въздействие е 500 cm. Размерите на напречното сечение на колоната са  $b_c = h_c = 40$  cm, като е вбетониран Н-профил тип HEA260 по EN 10025 с клас S275 (фиг. 4). Вложената надлъжна армировка е 8 $\phi$ 18 от клас B500. Използван е бетон клас C25/30. Изчислителните усилия при пожарна ситуация от първи ред са  $N_{Ed,fi} = 1750$  kN и  $M_{Ed,fi} = 210$  kNm.



Фиг. 5. Граничната носимоспособност на изследваната колона – момент от първи ред  $M_{0Rd,fi}$ , момент от втори ред  $M_{2,fi}$  и момент  $M_{Rd,fi}$  при  $N_{Ed,fi} = 1750$  kN

Тъй като  $M_{Ed,fi} = 210$  kNm <  $211,01$  kNm =  $M_{0Rd,fi}$  може да се заключи, че колоната притежава изискваната граница на огнеустойчивост R90 (фиг. 5).



Фиг. 6. Криви на взаимодействие (носимоспособност при пожарно въздействие) на комбинираното сечение, определени чрез методологията от [17] и процедурата, предложена в настоящата разработка

На фиг. 6 са представени кривите на взаимодействие за комбинираното сечение, разглеждано в настоящия числен пример, определени въз основа на предложената:

- методология в [17], базирана на опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °C“ от БДС EN 1992-1-2 [1] (синя непрекъсната линия);
- процедура за изчисление в настоящата разработка, базирана на крайноелементен анализ (червената прекъсната линия).

От кривите на взаимодействие на фиг. 6 може да се заключи, че носимоспособностите на разглежданото комбинирано сечение, подложено на четиристранно пожарно въздействие и равнинен нецентричен натиск, определени чрез двата различни метода, са

с ограничено отклонение. Носещата способност на колоната, определена чрез предложена програмата в настоящата разработка е по-ниска спрямо тази от метода в [17].

При оразмеряване на разглежданата колона с изкълчвателна дължина 500 cm чрез метода в [17], при коефициент  $\alpha_M = 0,9$  за конструкционни стомани с клас до S355 [3], носещата способност на колоната е  $M_{Rd,fi} = 325,8$  kNm. Резултатите за изчисляваната комбинирана колона са представени в табл. 1.

От извършеното сравнение може да се заключи, че носимоспособността на сечението на колоната съгласно двата метода е близка (фиг. 6), но отчитането на ефектите от втори ред е със значителна разлика (табл. 1). Поради тази причина при използване на опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °C“ огъващите моменти от първи ред, които може да поеме колоната, са с около 20% по-големи от тези при използване на приложение В.3 на [2]. Значителните различия в резултатите на огъващите моменти  $M_{Ed2,fi}$  са в резултат на опростяващата предпоставка на метод „Изотерма 500 °C“, че бетонът с температура, по-висока от 500 °C няма принос към носимоспособността на елемента. При крайноелементния анализ се отчита с повишена точност намаляването на модула на еластичност на материалите, откъдето се определя кривината на елемента и  $M_{Ed2,fi}$ .

**Таблица 1. Резултати за изчислявана комбинирана колона**

	Метод	
	„Изотерма 500 °C“ съгласно [17]	Крайноелементен модел и приложение В.3 на [2]
Огъващ момент от първи ред $M_{0Ed,fi}$ , kNm	265,6	210
Огъващ момент от втори ред $M_{Ed2,fi}$ , kNm	59,4	130
Общ огъващ момент $M_{Ed,fi} = M_{Ed1,fi} + M_{Ed2,fi}$	325,0	340
Носеща способност $M_{Rd,fi}$ , kNm	$0,9 \cdot 362 = 325,8$	340

## 6. Заключение и изводи

При анализиране на настоящата разработка могат да бъдат направени следните заключения и изводи:

1. Предложена е методология за изчисляване на границата на огнеустойчивост на правоъгълни комбиниранни колони, подложени на четиристранно пожарно въздействие, с изцяло вбетониран Н-профил, симетрично разположен спрямо главните оси на напречното сечение, чрез прилагане на метод, разделящ напречното сечение на множество от крайни елементи. Определят се деформациите и напреженията във всеки краен елемент, както и носимоспособността на напречното сечение на колоната. Ефектите от втори ред се изчисляват въз основа на Приложение В.3 на БДС EN 1992-1-2 [2].

2. Разработена е програмна процедура, чрез която се изчислява носимоспособността на елемента, допълнителните огъващи моменти от ефектите от втори ред, както и границата на огнеустойчивост на стомано-стоманобетонни колони с изцяло вбетониран Н-профил.

3. Резултатите за разгледания числен пример, получени на база на предложената в настоящата разработка процедура, както и методологията в [17], са със значителни различия в огъващите моменти от втори ред. Авторът е на мнение, че резултатите от край-



ноеlementния модел са с повишена точност и препоръчва използването му от проектантите в практиката.

4. Настоящата методология може да бъде прилагана както за пожарно въздействие по стандартната крива „температура-време“, така и по параметрична крива.

## ЛИТЕРАТУРА

1. *Albero, V., Espinos, A., Romero, M., Hospitaler, A., Bihina, G., Renaud, C.* Proposal of a new method in EN 1994-1-2 for the fire design of concrete-filled steel tubular columns, *Engineering Structures*, 2016.

2. BDS EN 1992-1-2:2005/NA – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design.

3. BDS EN 1994-1-1/NA – Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

4. BDS EN 1994-1-2/NA – Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design.

5. *Coile, R., Gernay, T., Khorasani, N., Hopkin, D.* Exploratory study into a safety format for composite columns exposed to fire, *Applications of Structural Fire Engineering*, 2019.

6. *Espinos, A., Romero, M., Lam, D.* Fire performance of innovative steel-concrete composite columns using high strength steels. *Thin-Walled Structures*, 2016.

7. *Espinos, A., Romero, M., Marce, E., Hospitaler, A.* Circular and square slender concrete-filled tubular columns under large eccentricities and fire. // *Journal of Constructional Steel Research*, 2015.

8. *Huang, Z., Tan, K., Phng, G.* Axial restraint effects on the fire resistance of composite columns encasing I-section steel. // *Journal of Constructional Steel Research*, 2006.

9. *Klabnika, M., Králíka, J.* Equivalent Stress and Strain of Composite Column under Fire. *Procedia Engineering*, 2017.

10. *Neshev, Hr.* Fire resistance of reinforced columns. Ph.D Thesis, UACEG, Sofia, 2016.

11. *Neshev, Hr.* Influence of second order effects for determination of fire resistance of rectangular concrete columns with symmetrical reinforcement, subjected to uniaxial bending and one-sided or all-sided fire exposure, in accordance of calculation method „isotherm 500 °C” with BDS EN 1992-1-2, XVII International Scientific Conference VSU'2017.

12. *Ostapska, K.* Composite column subjected to compression and fire, COST Action TU0904 Integrated Fire Engineering and Response, 2017.

13. *Rodrigues, J., Correia, A., Pires, T.* Behaviour of composite columns made of totally encased steel sections in fire. // *Journal of Constructional Steel Research*, 2015.

14. *Rodrigues, J., Laim, L.* Fire response of restrained composite columns made with concrete filled hollow sections under different end-support conditions. *Engineering Structures*, 2017.

15. Xiong, M., Yan, J. Buckling length determination of concrete filled steel tubular column under axial compression in standard fire test. *Materials and Structures*, 2015.

16. Zaharieva-Gueorguieva, B. Fire resistance of composite columns with partially concreted steel sections using the simplified calculation method of Eurocode 4. *Magazine „Stroitelstvo“*, 6/2002 (in Bulgarian).

17. Zaharieva-Gueorguieva, B., Neshev, Hr. Fire resistance of rectangular composite steel and concrete columns with fully encased steel h-sections subjected to compression and biaxial bending and all sided fire exposure by interaction procedure. *Seventh National Symposium of Steel, Wood and Composite Structures, Sofia, 2021* (in Bulgarian).

18. Zaharieva-Gueorguieva, B. Verification of fire resistance of composite reinforced concrete columns by tabular method according to Eurocode 4. *Magazine „Stroitelstvo“*, 2/2002.

## **DETERMINING THE FIRE RESISTANCE OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE COLUMNS WITH FULLY ENCASED STEEL H-SECTIONS, SUBJECTED TO COMPRESSION AND UNIAXIAL BENDING AND ALL SIDED FIRE EXPOSURE, BY THE METHOD BASED ON ESTIMATION OF CURVATURE**

**Hr. Neshev<sup>1</sup>**

*Keywords: fully encased composite columns, fire resistance*

### **ABSTRACT**

The paper discusses a procedure and methodology for determining the fire resistance of steel-concrete composite columns with encased steel H-profiles, loaded by a bending moment and axial load. The method is based on curvature estimation due to fire load-case. A program was developed and a numerical example is evaluated. Conclusions and recommendations for practical applications are made.

---

<sup>1</sup> Hristian Neshev, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: neshev\_fce@uacg.bg