

ГОДИШНИК НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ – СОФИЯ

Първа научно-приложна конференция с международно участие
„СТОМАНОБЕТОННИ И ЗИДАНИ КОНСТРУКЦИИ – ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА“

22 – 23 октомври 2015

22 – 23 October 2015

First Scientific-Applied Conference with International Participation

“REINFORCED CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES – THEORY AND PRACTICE”

ANNUAL OF THE UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING AND GEODESY – SOFIA

48 ^{ТОМ}
vol.

2015

св.
fasc. 12 – II

НОСЕЩА СПОСОБНОСТ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОЛОНИ СЪС СИМЕТРИЧНА АРМИРОВКА, ЗАПЪНАТИ В ДОЛНИЯ КРАЙ И С ПРУЖИННО ОГРАНИЧАВАНЕ НА ТЕМПЕРАТУР- НОТО РАЗШИРЕНИЕ В ГОРНИЯ КРАЙ, ПОДЛОЖЕНИ НА ОСОВА НАТИСКОВА СИЛА ПРИ ЧЕТИРИСТРАННО ПОЖАРНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

Х. Нешев¹, Я. Михов²

Ключови думи: стоманобетонни колони, огнеустойчивост

Научна област: строителни конструкции

РЕЗЮМЕ

Чрез извършеното изследване на стоманобетонни колони, подложени на четиристранно пожарно въздействие, запънати в долния край и с пружинно ограничаване на температурното разширение в горния край, е направен опит за имитиране на реалното взаимодействие между подовите конструкции (плочи и/или греди) с вертикалните носещи елементи.

1. Въведение

Колоните с пружинно подпиране в горния край моделира реалното взаимодействие между подовите конструкции (плочи и/или греди) с вертикалните елементи. При пожарно въздействие, в зависимост от натоварването, размерите на колоната и температурната среда, колоната се деформира в надлъжно направление, като деформацията

¹ Христиан Нешев, инж. докторант, кат. „Масивни конструкции”, УАСГ, бул. “Хр.Смирненски” № 1, 1046 София, e-mail:neshev_bg@abv.bg

² Явор Михов, проф. д-р инж., кат. „Техническа механика”, УАСГ, бул.“Хр. Смирненски” № 1, 1046 София, e-mail:mihov_fhe@uacg.bg

може да бъде положителна (разширение) или отрицателна (свиване). Надлъжната деформация на елемента се ограничава от хоризонталните подови елементи. На базата на температурни анализи на пространствени модели чрез програмен продукт SAP 2000 v.12 [10] е изчислен диапазонът на изменение на пружинната константа k_z на подовите конструкции. Тя е с двупосочно действие и варира в границите $100 \text{ kN/cm} \leq k_z \leq 250 \text{ kN/cm}$ в зависимост от дебелината на стоманобетонната подова плоча, размерите на гредите и използваните материали.

При положителна пълна деформация (колоната се разширява в надлъжно направление) пружината работи на натиск и в колоната възниква допълнително усилие.

При отрицателна пълна деформация (колоната се свива под действие на осовото натоварване) пружината работи на опън и част от осовото усилие се преразпределя към хоризонталните елементи.

Стоманобетонните колони достигат крайно гранично състояние поради:

- загуба на носеща способност вследствие на пластифициране на част от напречното сечение на колоната;
- загуба на обща устойчивост.

2. Напрегнато и деформирано състояние на центрично натоварени колони при четиристранно пожарно въздействие

Съгласно хипотезата за равнинност на напречните сечения, подложени на центричен натиск (хипотеза на Бернули) [1], [7], [8], линейната (пълна, тотална) деформация, свързана с преместванията, може да се запише като линейна функция на параметъра α_1 , характеризиращ деформацията [1], [7]

$$\varepsilon_x = \alpha_1. \quad (1)$$

Механичната (чистата) деформация за всяко сечение се представя чрез [1], [7]:

$$\varepsilon_{x,\theta} = \alpha_1 - \alpha_t.\theta, \quad (2)$$

където $\varepsilon_{x,\theta} = \alpha_t.\theta$ е температурната деформация;

α_t – коефициент на температурно разширение на материала;

θ – температура на елемента.

Съгласно закона на Дюамел-Нойман връзката напрежения–деформации за материала или материалите в елемента, подложени на пожарно въздействие, се представя чрез [1], [7]

$$\sigma_x = \bar{E}.(\alpha_1 - \alpha_t.\theta), \quad (3)$$

където E е секущ модул на линейна деформация на материала.

Използването на секущия модул на еластичност на бетона $E_{c,\theta}$ и на армировъчната стомана $E_{s,\theta}$ при повишени температури е в съответствие с представения математическия модел на зависимостите напрежения–деформации в [5], който е базиран на емпирични зависимости за определяне на напреженията. Определянето на модула на пропорционалност се осъществява чрез изчисляване на напреженията $\sigma_{c,\theta}$ и $\sigma_{s,\theta}$

съгласно табл. 3.1, табл. 3.2а, фиг. 3.1 и фиг. 3.3 на [5], разделянето им на съответните чисти деформации:

$$\overline{E_{c(s),\theta}} = \frac{\sigma_{c(s),\theta}}{\alpha_1 - \alpha_{rc(s)} \cdot \theta_{c(s)}} \quad (4)$$

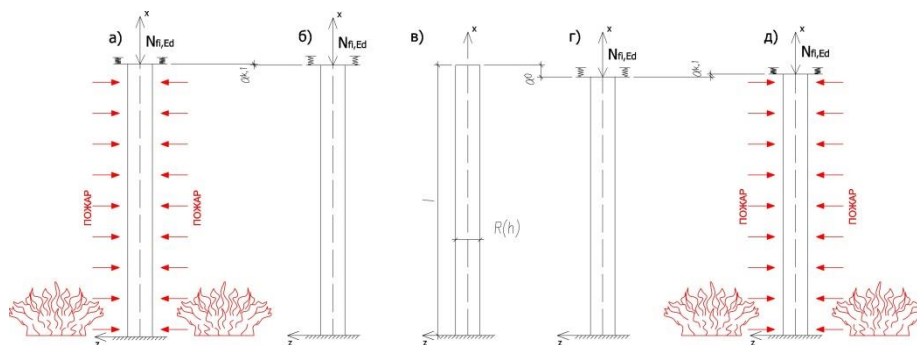
При изготвянето на представените програми е отчетен низходящият клон на математически модел на зависимостите напрежения–деформации на бетона. В полза на сигурността якостта на опън на бетона е пренебрегната.

Нормалната сила в сечението е равна на сумата от равнодействащите усилия на напреженията в бетона и надлъжната армировка [1], [7]:

$$N_{fi,Ed} = \iint_A \sigma_{c,\theta} \cdot dA_c + \sum_{j=1}^n \sigma_{s,\theta,j} \cdot A_{s,j} \quad (5)$$

След заместване в равенство 5 на напреженията в бетона и армировката, изчислени по уравнение 1, се определя параметърът на деформацията α_1 .

3. Изчисляване на крайно гранично състояние на стоманобетонни сечения, подложени на центричен натиск, със симетрична армировка при четиристранно пожарно въздействие



Фиг. 1. Товарни състояния на стоманобетонна, пружинно подпряна колона

Според БДС EN 1990:2003 [2] пожарът се класифицира като извънредно изчислително състояние, включващо необичайни условия за конструкцията. Тъй като реализирането на евентуално пожарно въздействие вероятно ще възникне след въвеждане в експлоатация на сградата, то могат да бъдат разгледани следните товарни състояния на колоните:

- строително състояние (фиг. 1а) – колоната е свободна и натоварена само със собственото си тегло;
- състояние при нормална експлоатация (фиг. 1б), без отчитане на реализирана деформация от обичайни товари;
- състояние при нормална експлоатация (фиг. 1г) – въведени са обичайните товари върху конструкцията и са реализирани породените от това деформации;

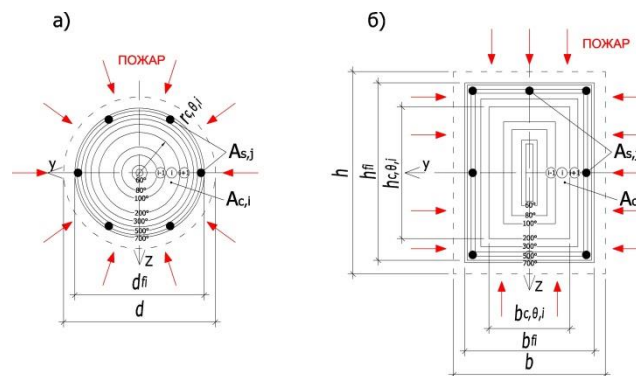
- извънредно състояние при пожар (фиг. 1а, д) – въздействието възниква при нереализирани/реализирани деформации в колоните, породени от нормална експлоатация.

При настъпване на пожар линейната (пълна) деформация α_0 в колоната от нормалната експлоатация може да се отчита или да не се отчита при изчисленията (фиг. 1).

Разработената методика за централно натоварени колони при четиристранно пожарно въздействие е валидна при следните предпоставки:

- в сила е хипотезата на Бернули;
- използват се нелинейни зависимости на бетона и армировъчната стомана при повишена температура съгласно [5];
- отчитат се температурните удължения на материалите при разрастване на пожарното въздействие;
- цилиндричната якост на натиск на бетона е $f_c \leq 50$ МПа (разглежда се обикновен бетон);
- якостта на опън на бетона се пренебрегва;
- деформациите от срязване са много малки и се пренебрегват;
- не се отчитат реологичните процеси (съсъхване, пълзене), възникващи в бетона под действие на външното натоварване преди и по време на пожарното въздействие;
- колоната е подложена на стандартно или параметрично пожарно въздействие;
- количеството на вложената надлъжна армировка извън зоната на снаждане е $A_s \leq 0,04A_c$, където A_c е площта на напречното сечение на бетона.

Натоварването върху елемента е приложено в горния край. За изследване на тези колони за пожарно въздействие е необходимо напречното им сечение да се раздели на $m + 1$ броя концентрични пръстени с радиус $r_{c,\theta,i}$ за колони с кръгло напречно сечение и $m + 1$ броя концентрични правоъгълни пръстени с размери $h_{c,\theta,i}$ и $b_{c,\theta,i}$ за правоъгълно напречно сечение (фиг. 2) съгласно местоположението на изотермите (20 °C, 40 °C, 60 °C, 80 °C, 100 °C, 200 °C, ..., 1000 °C, 1100 °C).



Фиг. 2. Схема на изотерми
а) кръгла колона; б) правоъгълна колона

Предполага се познаване на разпределението на температурата в колоната, като тези температурни данни могат да бъдат набавени от нормативни документи, специализирана литература или чрез използване на съответен софтуер, изчисляващ температурното разпределение от стандартно или параметрично пожарно въздействие. Необходимо е част от бетонното сечение да се отстрани, поради явлението взривно разрушаване. Дебелината на тази зона a_z може да бъде изчислена чрез предложената методика в [5] или да бъде прието отпадане на бетонното покритие на надлъжната носеща армировка. За всеки пръстен се изчисляват площите $A_{c,i}$ ($i = 1, \dots, m$) и се определят параметрите $k_{c,\theta,i} = f_{c,\theta} / f_{c,k}$; $\varepsilon_{c1,\theta,i}$; $\varepsilon_{cu1,\theta,i}$ от табл. 3.1 и фиг. 3.1 на [5] за средната температура $\theta_{c,i}$ (30 °C, 50 °C, 70 °C, 90 °C, 150 °C, 250 °C, ..., 950 °C, 1050 °C) в пръстена. Коефициентите за температурно разширение на бетона за всеки слой $\alpha_{ct,i}$ се изчисляват чрез дадените формули и фиг. 3.5 в [5]:

$$\alpha_{ct,i} = \frac{\varepsilon_c(\theta)}{\theta_{c,i}}. \quad (6)$$

По аналогичен начин се въвеждат броят j ($j = 1, \dots, n$), площта $A_{s,j}$ и температурата $\theta_{s,j}$ на надлъжната армировка и се определят параметрите $k_{sy,\theta,j} = f_{sy,\theta} / f_{yk}$; $k_{sp,\theta,j} = f_{sp,\theta} / f_{yk}$; $k_{sE,\theta,j} = E_{s,\theta} / E_s$; $\alpha_{st} = \frac{\varepsilon_s(\theta)}{\theta_{s,j}}$ от табл. 3.2а, фиг. 3.3 и фиг. 3.8 на [5].

Приема се, че в оста на надлъжната армировка температурата на армировъчната стомана и бетона е еднаква. Дадените в [5] зависимости от математическия модел, представящ работната диаграма на армировъчната стомана при повишена температура, са използвани за определяне на опънните и натисковите усилия в прътите. При центрично натоварени кръгли колони температурата на всички армировъчни пръти е еднаква, т.е. те работят с еднакви напрежения и деформации.

Поради използването на итерационен процес за изчисляване на пълната деформация $\alpha_1 = \varepsilon_x$, е необходимо определяне на начална стойност. Тя се пресмята чрез следната формула:

$$\alpha_{1,k=1,0} = \frac{N_{fi,Ed}}{\sum_{i=1}^m A_{c,i} \cdot E_{c,m} + \sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot E_s}, \quad (7)$$

където $E_{c,m}$ и $E_s = 200$ GPa са модулите на еластичност на бетона и стоманата при нормална температура съгласно [4];

$N_{fi,Ed}$ – осовото натоварване върху колоната при пожарна ситуация;

k ($k = 1, \dots, p$) – номер на текущата итерация.

Определя се механичната деформация във всеки бетонен пръстен и в армировката $\varepsilon_{c(s),k=1,\theta} = \alpha_{1,k=1,0} - \alpha_{ct(st)} \cdot \theta_{c(s)}$. Изчисляват се възникналите напрежения в бетонните пръстени $\sigma_{c,k=1,\theta,i}$ и армировъчните пръти $\sigma_{s,k=1,\theta,j}$. Определят се текущите модули на деформации $E_{c,k=1,\theta,i}$ и $E_{s,k=1,\theta,j}$. Определя се $\alpha_{1,k=1,1}$, изчислена при първата итерация, и се сравнява с първоначално приетата $\alpha_{1,k=1,0}$. При отклонение

$$\delta_k = \left| \frac{\alpha_{1,k=1,1} - \alpha_{1,k=1,0}}{\alpha_{1,k=1,1}} \right| \geq 0,01 \text{ се преминава към втора итерация и приемане на нова}$$

стойност на пълната деформация $\alpha_{1,k=2,0} = \frac{\alpha_{1,k=1,0} + \alpha_{1,k=1,1}}{2}$ и определяне на съответните

чисти деформации, напрежения и модули на еластичност. Итерационният процес про-

дължава k на брой цикли, до достигане на отклонение $\delta_k = \left| \frac{\alpha_{1,k,1} - \alpha_{1,k,0}}{\alpha_{1,k,1}} \right| \leq 0,01$. Мак-

симална стойност на k ($k = 1, \dots, p$) може да бъде зададена предварително и при неиз-
пълнение на условието $\delta \leq 0,01$ за p брой цикли, се приема че системата няма сходи-
мост и сечението не може да понесе първоначално въведеното усилие при използ-
ваните материали и параметри на пожарното въздействие. При $\delta_k \leq 0,01$ се определя
надлъжната деформация на колоната $\Delta l = \alpha_{1,k,1} \cdot l$, където l е дължината на колоната.

Изчислява се $N_{fi,Ed,v,1} = N_{fi,Ed,v,0} - \Delta l \cdot k_z$, където $N_{fi,Ed,v,0}$ е началното осово нато-
варване върху колоната при пожарна ситуация, а v е номерът на текущата итерация.

Резултатите, изведени от съставената програма, са окончателната пълна дефор-
мация $\alpha_{1,k,1}$; механичната деформация $\varepsilon_{c(s),k,\theta,i(j)}$ и напреженията $\sigma_{c(s),k,\theta,i(j)}$ в сече-
нието. При необходимост за отчитане на началната деформация в колоната от нормал-
ната ѝ експлоатация се добавя на α_0 във всяка итерация при изчислението на чистите
деформации $\varepsilon_{c(s),\theta}$ и напреженията в сечението $\sigma_{c(s),\theta}$. Уравнението за механичната
деформация придобива вида

$$\varepsilon_{c(s),\theta} = \alpha_0 + \alpha_1 - \alpha_{ct(st)} \cdot \theta_{c(s)}. \quad (8)$$

4. Изчисляване на обща устойчивост на стоманобетонни колони

Поради приетото постоянно пожарно въздействие по височина на изследваните
колони, изчисляването на обща устойчивост за центрчно натиснати стройни колони
се провежда чрез определяне на критичната Ойлерова сила $N_{fi,cr}$, която е равна на:

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_\theta}{l_0^2}, \quad (9)$$

$$(EI)_\theta = \iint_{A_c} \overline{E_{c,\theta}} \cdot z_c^2 \cdot dA_c + \sum_{j=1}^n \overline{E_{s,\theta,j}} \cdot z_{s,j}^2 \cdot A_{s,j} \approx \sum_{i=1}^m \overline{E_{c,\theta,i}} \cdot z_{c,i}^2 \cdot A_{c,i} + \sum_{j=1}^n \overline{E_{s,\theta,j}} \cdot z_{s,j}^2 \cdot A_{s,j}, \quad (10)$$

където $(EI)_\theta$ е коравината огъване на сечението (бетон и армировъчна стомана) при
пожарно въздействие, изчислена по уравнение 10.

$l_0 = \mu l$ – ефективна (изкълчвателна) дължина на елемента;

μ – коефициент на изкълчване (приет съгласно Ойлеровите случаи в [4])

l – действителна дължина на колоната.

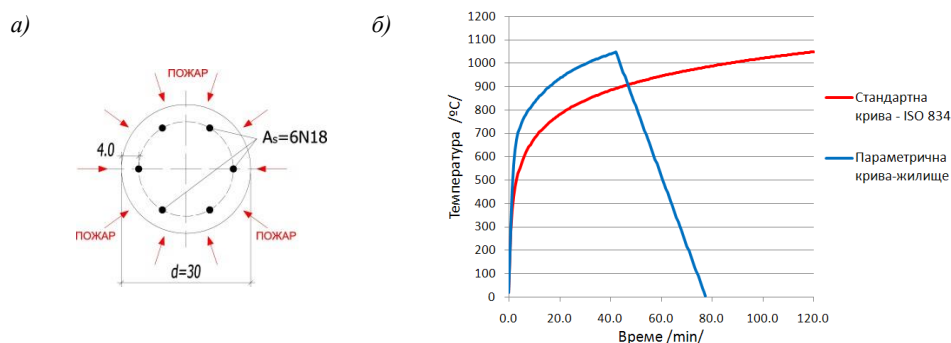
При необходимост от изследване на колони за обща устойчивост при промен-
ливо пожарно натоварване по височина на стоманобетонния елемент определянето на

критичната сила може да бъде извършено чрез метода на крайните разлики (МКР) съгласно представената методика в [6].

5. Числен пример

На базата на съставената програма са изчислени и представени резултатите за запъната в долния край и пружинно подпряна в горния край кръгла колона с диаметър 30 см, дължина 300 см, изготвена от бетон клас С30/37, армирана с 6N18 от стомана клас В500, с бетонно покритие 3,1 см (фиг. 3а), подложена на реално пожарно въздействие в жилище в продължение на $t = 45$ min (фиг. 3б). Пожарното въздействие е прието за постоянно по височина на колоната.

С помощта на специализирания програмнен продукт SAFIR, разработен в университета в Лиеж [9], предоставен на автора като безплатна, ограничена демонстрационна версия на софтуера, са определени местоположенията на изотермите във времето.



Фиг. 3

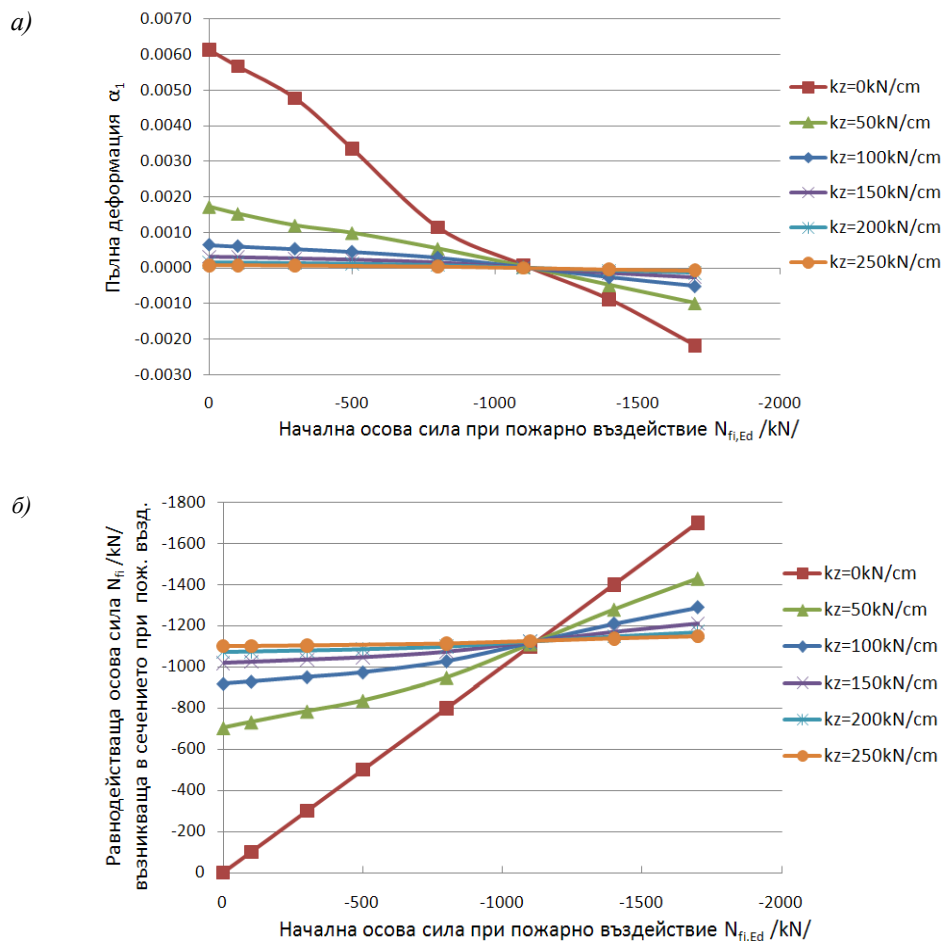
а) схема на сечение на колона; б) крива „температура–време“

В табл. 1 са представени параметрите на пожар в жилищно помещение, които са изчислени съгласно приложение А на [3].

Таблица 1. Параметри на пожарно въздействие в жилищно помещение

Параметри на помещението и пожарното въздействие	Означенение	Мерна единица	Жилищно помещение
Площ на пода на помещението	A_f	m^2	20
Светла височина	-	m	3
Обща площ (стени, таван и под, включително отворите)	A_t	m^2	94
Среднотежестна височина на прозорците по всички стени	h_{eq}	m	1,3
Обща площ на вертикалните отвори по всички стени	A_v	m^2	3,9
Изчислително пожарното натоварване	$q_{f,d}$	MJ/m^2	780
Топлопоглъщаемост на цялата конструкция	b	$J/m^2 \cdot s^{1/2} \cdot K$	814,2
Коефициент на отворите	O	$m^{1/2}$	0,047
Коефициент за време	Γ	-	2,84

На фиг. 4а е показана пълната деформация α_1 при различни стойности на пружинната константа k_z . При $k_z = 0$ kN/cm, α_1 е равна на деформацията при конзолна колона.



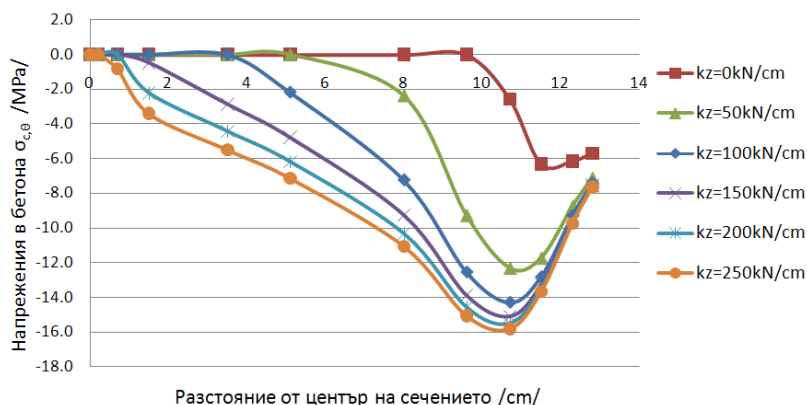
Фиг. 4. Диаграма на:

а) пълната деформация α_1 ; б) равнодействащата осова сила N_{fi} при промяна на пружинната константа k_z и изменение на нормалната сила $N_{fi,Ed}$, в сечение от центрично натоварена, пружинно подпряна кръгла колона за $t = 45$ min

На фиг. 4б може да се добие представа за възникващото допълнително натисково усилие в колоната при начално въздействие $N_{fi,Ed} < -1095$ kN. При $N_{fi,Ed} = -1095$ kN пълната деформация в колоната е с нулева стойност, т.е. деформацията, породена от външното натоварване и деформацията, образувала се от температурното разширение, при което допълнителни усилия в елемента не възникват. При по-големи стойности на

$N_{fi,Ed}$ се преразпределя част от осовото усилие към хоризонталните елементи на конструкцията, като се разтоварва колоната.

На фиг. 5 са представени напреженията в бетона при различни пружинни константи и $N_{fi,Ed} = -500$ kN.



Фиг. 5. Диаграма на напреженията в бетона $\sigma_{c,\theta}$ при нормална сила $N_{fi,Ed} = -500$ kN и при промяна на пружинната константа k_z в сечение от центрично натоварена колона за $t = 45$ min

Изводи

При анализиране на резултатите от изготвената програма на базата на разработената методика могат да бъдат направени следните изводи:

- при пружинно подпиране в горния край на колоната се имитира реалното взаимодействие между подовата конструкция (плоча и/или греди) и колоната;
- изчислява се надлъжната деформация (свиване или разширение) на колоната под действие на нормалната сила, пружинната константа, имитираща хоризонталните подови елементи и пожарното въздействие;
- крайно гранично състояние (КГС) за носеща способност се достига при реализиране на гранични напрежения на натиск на бетона в сърцевината на сечението (изчерпване на носещата способност на сърцевината).

ЛИТЕРАТУРА

1. Бартелеми, Б., Ж. Крюппа. Огнестойкость строительных конструкций Стройиздат, Москва, 1985.
2. БДС EN 1990:2003 – Еврокод: Основи на проектирането на строителни конструкции; БДС EN 1990:2003/NA:2010 – Национално приложение.
3. БДС EN 1991-1-2:2004 – Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Част 1-2: Основни въздействия. Въздействия върху конструкции, изложени на пожар; БДС EN 1991-1-2:2004/NA:2010 – Национално приложение.

4. БДС EN 1992-1-1:2005 и БДС EN 1992-1-1:2005/ NA-Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1 Общи правила и правила за сгради.

5. БДС EN 1992-1-2:2005 и БДС EN 1992-1-2:2005/ NA – Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-2: Общи правила. Проектиране на конструкции срещу въздействие от пожар.

6. *Михов, Я., К. Делев.* Носимоспособност на центрально натиснати стоманобетонни колони при температурни условия на реален пожар, Годишник на ВИАС, том XXXIII, св. 5, 1987/88.

7. *Михов, Я.* Температура в конструктивни елементи. София, 2012.

8. FIB, Fire design of concrete structures– structural behaviour and assessment, 2008

9. *Franssen, J., SAFIR, A Thermal/Structural program modelling structures under Fire, Engineering Journal, A.I.S.C., Vol 42, No.3, 143-158, 2005.*

10. SAP 2000 v. 12, Computers and Structures, Inc. (CSI), <http://www.csiamerica.com/products/sap2000>]

BEARING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH SYMMETRICAL REINFORCEMENT, FIXED AT THE BOTTOM END AND WITH SPRING RESTRAINT OF THE THERMAL EXPANSION AT THE TOP END, SUBJECTED TO AXIAL FORCE AND ALL-SIDED FIRE EXPOSURE

H. Neshev¹, Y. Mihov²

Keywords: *reinforced concrete columns, resistance in a fire situation*

Research area: *building structures*

ABSTRACT

Through the examination of all-sided fire exposure of reinforced concrete columns, fixed at the bottom end and with spring restrained thermal expansion at the top end, an attempt to imitate real interaction between floor structures (plates and/or beams) with vertical elements is made.

¹ Hristian Neshev, Eng. PhD Student, Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: neshev_bg@abv.bg

² Yavor Mihov, Prof. Dr. Eng., Dept. “Technical Mechanics”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: mihov_fhe@uacg.bg