

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

ОГНЕУСТОЙЧИВОСТ НА НЕПРЕКЪСНАТИ МОНОЛИТНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ СЪГЛАСНО БДС EN 1992-1-2:2005

Б. Захариева-Георгиева¹

Ключови думи: стоманобетонни плочи, огнеустойчивост

Научна област: стоманобетонни конструкции

РЕЗЮМЕ

Разгледан е табличният метод на БДС EN 1992-1-2 за оценка на огнеустойчивостта на непрекъснати монолитни стоманобетонни плочи от гредови подови конструкции. Направени са изводи на базата на сравнителен анализ с резултати, получени по опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °С“ и опростения метод от Приложение Е.

1. Въведение

Стоманобетонните плочи от подови и покривни конструкции на сгради имат носеща и разделителна функция и трябва да удовлетворяват следните критерии по отношение на огнеустойчивост:

- в качеството си на конструктивен елемент: критерий за носимоспособност R ;
- в качеството си на преграждащ елемент: критерий за топлоизолационна способност I и критерий за непроницаемост E .

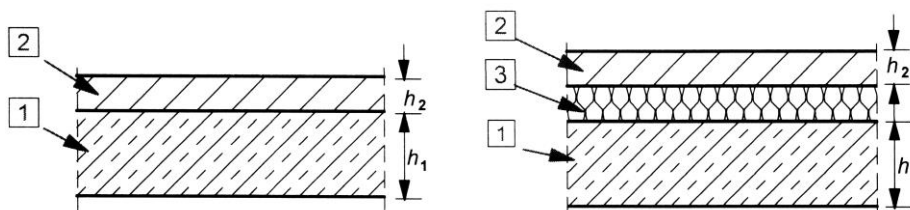
В настоящата статия е анализиран методът „Таблични данни“ за оценка на огнеустойчивостта на обикновени (ненапрегнати) непрекъснати монолитни стоманобетонни плочи от гредови подови конструкции. Разгледана е само огнеустойчивостта на плочи, чиято долна повърхност е пряко изложена на въздействие от стандартен пожар

¹ Борянка Захариева-Георгиева, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, корпус Б, ет. 4, каб. 453, 1046 София

(съгласно стандартната крива „температура – време“). На базата на сравнителен анализ с резултати, получени по опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °С“ и по изчислителния метод от Приложение Е на [2], е доказано, че табличните данни невинаги са в полза на сигурността по отношение на носимоспособността на нормалните сечения за поемане на отрицателен огъващ момент при пожарна ситуация.

2. Метод „таблични данни“ за непрекъснати монолитни плочи

Огнестойчивостта на ставно подпрени стоманобетонни плочи от обикновен и предварително напрегнат стоманобетон е осигурена, ако са изпълнени изискванията на табл. 1 за минимална дебелина на напречното сечение и за номинални разстояния a от центъра на тежестта на надлъжен прът (опънен или натисков) до пряко нагряваната повърхност за съответната граница на огнестойчивост в допълнение към конструктивните правила на БДС EN 1992-1-1 [1]. Дадената в табл. 1 минимална дебелина на плочата $h_s = h_1 + h_2$ осигурява нейната преграждаща функция (удовлетворяване на критериите за изолираща способност I и за непроницаемост E). Приносът на негоримите подови покрития към преграждащата функция е правопрпорционален на тяхната дебелина (фиг. 1). Съгласно [2], когато стоманобетонната плоча трябва да изпълнява само носеща функция (удовлетворяване само на критерия за носимоспособност R), необходимата дебелина при проектиране за нормална температура по [1] е достатъчна.



Фиг. 1. Стоманобетонна плоча с подови покрития: 1 – стоманобетонна плоча; 2 – негоримо подово покритие; 3 – звукоизолация (негорима или горима)

Таблица 1. Минимални размери на стоманобетонна плоча

Граница на огнестойчивост при стандартен пожар	Минимални размери [mm]			
	дебелина $h_s = h_1 + h_2$	осово разстояние a		
		еднопосоочно армирана плоча	кръстосано армирана плоча	
			$\ell_y / \ell_x \leq 1,5$	$1,5 < \ell_y / \ell_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

* Обикновено изискваното от БДС EN 1992-1-1 [1] бетонно покритие е достатъчно.

В табл. 1 l_x и $l_y \geq l_x$ са отворите на кръстосано армираните полета в две взаимноперпендикулярни направления. Тристранно подпрените кръстосано армирани плочи се разглеждат като еднопосочно армирани плочи при оценка на огнеустойчивостта им.

При непрекъснати еднопосочно и кръстосано армирани плочи могат да се прилагат стойностите, дадени в табл. 1, колони 2 и 4. Данните в таблицата са валидни за непрекъснати плочи, за които преразпределението на огъващите моменти при проектиране за нормална температура не надвишава 15%. Когато преразпределението на огъващите моменти при проектиране за нормална температура надвишава 15% или когато не са спазени дадените по-долу правила за конструиране на армировката, при оценка на огнеустойчивостта на непрекъснатата плоча всеки отвор се разглежда като свободно подпряна плоча, като се използват колони 2, 3, 4 и 5 на табл. 1.

При непрекъснати плочи площта на напречното сечение на горната армировка над всяка междинна опора за граница на огнеустойчивост при стандартен пожар $R \geq R90$ и за разстояние до $0,3 \cdot l_{eff}$ (фиг. 2) от оста на опората не трябва да е по-малка от

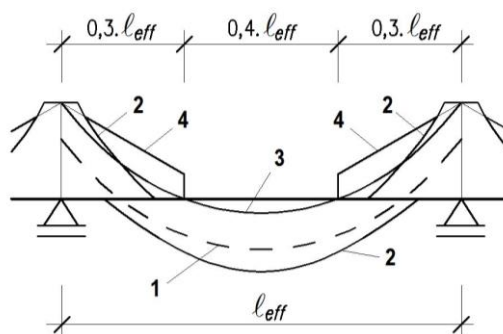
$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot (1 - 2,5 \cdot x / l_{eff}), \quad (1)$$

където x е разстоянието от оста на опората до разглежданото сечение ($x \leq 0,3 \cdot l_{eff}$);

l_{eff} – изчислителна дължина на отвора; ако изчислителната дължина на съседния отвор е по-голяма, се взема по-голямата дължина;

$A_{s,req}(0)$ – площ на напречното сечение на горната армировка над опората, изчислена за нормална температура;

$A_{s,req}(x)$ – минимална изисквана площ на горната армировка в сечение на разстояние x от оста на опората, но не по-малка от изискваната площ при проектиране за нормална температура.



Фиг. 2. Огъващи моменти над опорите при непрекъснати стоманобетонни плочи: 1 – моментова диаграма при пожарно въздействие в момент $t = 0$; 2 – гранична моментова диаграма при проектиране за нормална температура; 3 – моментова диаграма при пожарна ситуация в момент t ; 4 – обвивка на съпротивителните огъващи моменти по формула (1)

Необходимо е да се осигури минимална горна армировка $A_s \geq 0,005 \cdot A_c$ над междинните опори в следните случаи:

- когато се използва студеноформувана армировъчна стомана;
- при кръстосано армирани непрекъснати плочи, когато при проектиране за нормална температура по [1] и при конструирането им е прието свободно подпирание в крайните опори.

В табл. 2 са дадени стойности на минималната изисквана дебелина на стоманобетонни плочи при прилагане на различни методики за проектирането им при пожарно въздействие.

Таблица 2. Минимална изисквана дебелина на стоманобетонна плоча [mm]

Граница на огнеустойчивост при стандартен пожар	Метод „таблични данни“	Опростени изчислителни методи		
		Метод „Изотерма 500 °C“	Зонов метод	Метод от Приложение Е на [2]
REI 60	80	90	не е зададена в явен вид, но ≥ 50 mm	80
REI 90	100	120		100
REI 120	120	160		120
REI 180	150	200		150
REI 240	175	280		175

Обикновено табличните стойности са в полза на сигурността по отношение на резултатите, получени по опростените изчислителни методи. Ето защо е необичайно, че методът „Таблични данни“ изисква по-малка дебелина на стоманобетонните плочи от опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °C“. Този факт може да се обясни с анализирани на предпоставките, залегнали в двата метода.

Табличните данни от табл. 1 се основават на стойност на редукирания коефициент $\eta_{fi} = 0,7$, чрез който могат да се определят изчислителните стойности на усиления в елементите при проектно пожарно състояние

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,7 \cdot M_{Ed}, \quad (2)$$

където $M_{fi,d}$ е изчислителният огъващ момент в напречното сечение при пожарна ситуация (определя се за момент $t = 0$ и се приема, че е непроменен във времето);

M_{Ed} – изчислителен огъващ момент при проектиране за нормална температура.

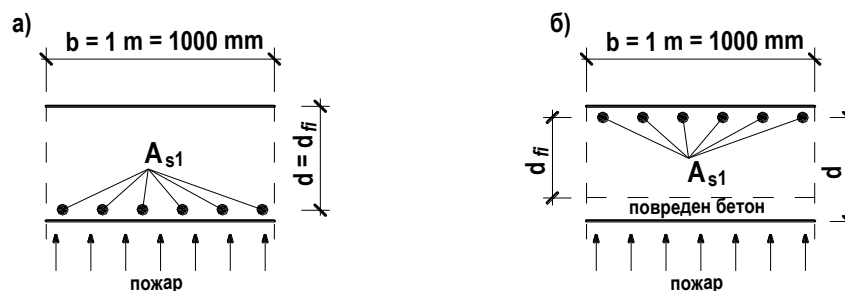
Необходимата площ на надлъжната армировка $A_{s,req,fi}$ при проектиране за пожарно въздействие може да се изрази чрез необходимата площ на армировката $A_{s,req}$ при проектиране за нормална температура по следния начин:

$$A_{s,req,fi} = \frac{M_{fi,d}}{\zeta_{fi} \cdot d_{fi} \cdot (f_{sy,0} / \gamma_{S,fi})} = \frac{0,7 \cdot M_{Ed}}{\zeta_{fi} \cdot d_{fi} \cdot (f_{sy,0} / 1,0)} = \frac{0,7 \cdot A_{s,req} \cdot \zeta \cdot d \cdot (f_{yk} / 1,15)}{\zeta_{fi} \cdot d_{fi} \cdot (f_{sy,0} / 1,0)} \approx 0,61 \cdot \frac{\zeta}{\zeta_{fi}} \cdot \frac{d}{d_{fi}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{sy,0}} \cdot A_{s,req}, \quad (3)$$

където ζ и ζ_{fi} са относителните стойности на рамото на вътрешната двойца сили съответно при проектиране за нормална температура и за пожарна ситуация;

d и d_{fi} – полезна височина на сечението съответно при проектиране за нормална температура и за пожарна ситуация; d_{fi} се определя съгласно фиг. 3: при нагрята опънна зона $d_{fi} = d$; при нагрята натискава зона $d_{fi} < d$;

f_{yk} и $f_{sy,\theta}$ – характеристична граница на провлачване на армировъчната стомана съответно при температура 20 °C и при пожарна ситуация (при температура θ).



Фиг. 3. Напречно сечение на стоманобетонна плоча
а) – нагрята опънна зона; б) – нагрята натискава зона

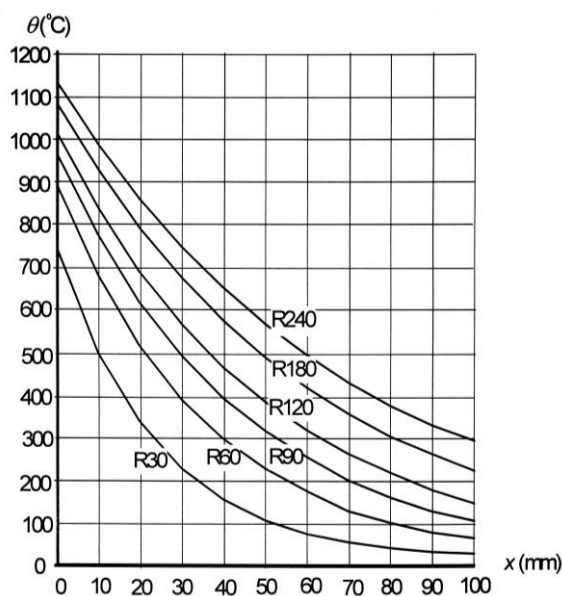
При изчисляване на опорните сечения на непрекъснати плочи за действието на отрицателен огъващ момент при пожарно въздействие отдолу опънатата (горната) арматура е разположена в област с температура под 400 °C, поради което $f_{sy,\theta} = f_{yk}$. С достатъчна точност в този случай може да се приеме $\zeta_{fi} \approx \zeta$, при което формула (3) за определяне на необходимата площ на сечението на горната арматура над опората при пожарна ситуация добива вида

$$A_{s,req,fi} \approx 0,61 \cdot \frac{d}{d_{fi}} \cdot A_{s,req} \quad (4)$$

При $d_{fi} / d < 0,61$ от формула (4) се получава $A_{s,req,fi} > A_{s,req}$, т.е. получената горна арматура при проектиране за нормална температура е недостатъчна за осигуряване на носимоспособност при пожарно въздействие. Този проблем може да възникне при непрекъснати плочи с малка дебелина и висока степен на натоварване (близка до максималната 0,7), както е показано по-долу при сравняване на табличните данни с тези от метода „Изотерма 500 °C“.

Опростеният изчислителен метод „Изотерма 500 °C“ се основава на хипотезата, че при температура, по-висока от 500 °C, бетонът е повреден и се пренебрегва при изчисляване на носимоспособността на сечението при пожарно въздействие. Работи се с редуцирано напречно сечение, като се приема, че при температура под 500 °C бетонът запазва цялата си якост. Дебелината на повредения бетон a_{500} се определя от средното положение на изотерма 500 °C в натисквата зона на напречното сечение. За целта се използват температурните профили, показани на фиг. 4 за плоча с дебелина 200 mm или разпределението на температурата, дадено в табл. 3 за плоча с дебелина

100 mm. На практика температурните профили от фиг. 4 за плоча с дебелина 200 mm с достатъчна точност могат да се използват и при друга дебелина на стоманобетонните плочи, което е доказано от проведени изследвания на плочи с различна дебелина [5]. На фиг. 4 и в табл. 3 x [mm] е разстоянието от вътрешен бетонен слой до пряко нагряваната долна повърхност на плочата.



Фиг. 4. Температурни профили за плочи с дебелина 200 mm

Таблица 3. Разпределение на температурата в стоманобетонна плоча с дебелина 100 mm

Дълбочина x [mm]	Температура в бетона θ_c [°C] при продължителност на пожара [min]					
	30	60	90	120	180	240
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305

При изчисляване на площта на сечението на горната армировка $A_{s,req,fi}$ по метода „Изотерма 500 °C“ полезната височина на сечението при пожар d_{fi} се определя, като от дебелината на плочата се извади дебелината на повредения бетон a_{500} .

В табл. 4 са дадени резултати от изчисляване на необходимата площ $A_{s,req,fi}$ на горната надлъжна армировка по метода „Изотерма 500 °C“ при прилагане на формула (4), базирана на стойност на редукиционния коефициент $\eta_{fi} = 0,7$ за минималната, изисквана по метода „Таблични данни“ дебелина на непрекъснати стоманобетонни плочи (недопустима по метода „Изотерма 500 °C“).

Таблица 4. Необходима площ на надлъжната армировка над опорите на непрекъснати стоманобетонни плочи при проектиране за пожарно въздействие

Дебелина на плочата [mm]	Полезна височина d [mm]	Граница на огнеустойчивост по табл. 1	Резултати по метод „Изотерма 500 °C“			
			Дебелина на повредения бетон a_{500} [mm]	Полезна височина d_{fi} [mm]	$\frac{d_{fi}}{d}$	$\frac{A_{s,req,fi}}{A_{s,req}}$
80	50	REI 60	22	28	0,56	1,09
100	70	REI 90	32	38	0,54	1,13
120	90	REI 120	38	52	0,58	1,05
150	120	REI 180	50	70	0,58	1,05
180	150	REI 240	60	90	0,60	1,02

Последната колона на табл. 4 показва, че за минималната дебелина на непрекъснати стоманобетонни плочи, изисквана по метода „Таблични данни“, съответната граница на огнеустойчивост по критерия за носимоспособност не е осигурена по опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °C“ при максималната степен на натоварване 0,7.

Подобни резултати се получават и по опростения изчислителен метод от Приложение Е на [2], който осигурява разширено прилагане на табл. 1, като отчита носимоспособността на плочите на огъване при пожарна ситуация за случаи, при които осовото разстояние a е по-малко от изискваното в таблицата. Този метод се прилага само когато натоварването върху елементите е предимно равномерно разпределено и проектирането за нормална температура се основава на линеен еластичен анализ или на линеен еластичен анализ с ограничено преразпределение (до 15% вкл.), като минималната дебелина на плочата, дадена в табл. 1, не трябва да се намалява.

По опростения изчислителен метод от Приложение Е на [2] огъващият момент $M_{fi,Rd}^-$, поеман от напречните сечения при опорите на непрекъснати плочи, може да се определи по формулата

$$M_{fi,Rd}^- = \frac{\gamma_S}{\gamma_{S,fi}} \cdot M_{Ed}^- \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \cdot \frac{d-a}{d}, \quad (5)$$

където M_{Ed}^- е оразмерителният отрицателен огъващ момент при проектиране за нормална температура;

a – изискваното осово разстояние, дадено в колона 3 на табл. 1.

След изразяване на M_{Ed}^- от израз (2) чрез огъващия момент над опорите при пожарна ситуация $M_{fi,d}^-$, при $A_{s,prov} = A_{s,req}$ формула (5) добива вида

$$M_{fi,Rd}^- = \frac{1,15}{1,0} \cdot \frac{M_{fi,d}^-}{0,7} \cdot \frac{d-a}{d} \approx \frac{M_{fi,d}^-}{0,61} \cdot \frac{d-a}{d}. \quad (6)$$

В табл. 5 са дадени резултати от изчисляване на отношението $M_{fi,Rd}^- / M_{fi,d}^-$ по опростения изчислителен метод от Приложение Е на [2] при прилагане на формула (6) за минималната изисквана по метода „Таблични данни“ дебелина на непрекъснати стоманобетонни плочи.

Таблица 5. Носимоспособност на опорните сечения на непрекъснати стоманобетонни плочи за поемане на отрицателен огъващ момент при пожарно въздействие

Дебелина на плочата [mm]	Полезна височина d [mm]	Граница на огнеустойчивост по табл. 1	Резултати по опростения метод от Приложение Е на [2]		
			Изисквано разстояние a [mm]	$d - a$ [mm]	$\frac{M_{fi,Rd}^-}{M_{fi,d}^-}$
80	50	REI 60	20	30	0,98
100	70	REI 90	30	40	0,94
120	90	REI 120	40	50	0,91
150	120	REI 180	55	65	0,89
180	150	REI 240	65	85	0,93

Последната колона на табл. 5 показва, че за минималната дебелина на непрекъснати стоманобетонни плочи, изисквана по метода „Таблични данни“, носимоспособността на опорните сечения за поемане на отрицателен огъващ момент при пожарна ситуация не е осигурена, когато $A_{s,prov} = A_{s,req}$.

Тези резултати са в противоречие с т. 5.7.1(2) на БДС EN 1992-1-2 [2], в която е записано, че когато стоманобетонната плоча трябва да изпълнява само носеща функция (удовлетворяване само на критерия за носимоспособност R), необходимата дебелина при проектиране за нормална температура е достатъчна. Тъй като в сеченията с отрицателни огъващи моменти при пожарно въздействие отдолу е нагрята натисковата зона, бетонът в крайните ѝ участъци е повреден, което довежда до намаляване на по-

лезната височина d_{fi} . Това намаляване е значително при малка полезна височина d (при малка дебелина на плочата и/или голямо бетонно покритие на горната армировка) и при продължително пожарно въздействие. Ето защо при непрекъснати стоманобетонни плочи може да се окаже, че опростените изчислителни методи са по-консервативни и дават по-голяма сигурност от метода „Таблични данни“ по отношение на удовлетворяване на критерия за носимоспособност R в сеченията при вътрешните опори.

3. Заключение

Анализът на метода „Таблични данни“ за оценка на огнеустойчивостта на обикновени (ненапрегнати) непрекъснати монолитни стоманобетонни плочи от гредови подови конструкции, чиято долна повърхност е пряко изложена на въздействие от стандартен пожар, показва, че при малка дебелина на елементите и висока степен на натоварване табличните стойности не дават достатъчна сигурност по отношение на удовлетворяване на критерия за носимоспособност R в сеченията при вътрешните опори. Това се дължи на значителното намаляване на полезната височина в сеченията с отрицателни огъващи моменти при нагрятата натискава зона. Ето защо, в полза на сигурността, е препоръчително при проектиране на непрекъснати стоманобетонни плочи от гредови подови конструкции проектантите да се съобразяват с минималната дебелина, изисквана по метода „Изотерма 500 °C“, а не със стойностите, дадени в метода „Таблични данни“.

ЛИТЕРАТУРА

1. БДС EN 1992-1-1:2005 и БДС EN 1992-1-1/NA – Еврокод 2. Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
2. БДС EN 1992-1-2:2005 и БДС EN 1992-1-2/NA – Еврокод 2. Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-2: Общи правила. Проектиране на конструкции срещу въздействие от пожар.
3. БДС EN 1994-1-2:2005 и БДС EN 1994-1-2/NA – Еврокод 4: Проектиране на комбинирани стомано-стоманобетонни конструкции. Част 1-2: Общи правила. Проектиране на конструкции срещу въздействие от пожар.
4. Захариева-Георгиева, Б. Изчислителни методи за оценка на огнеустойчивостта на стоманобетонни плочи по БДС EN 1992-1-2:2005. XIV международна научна конференция ВСУ'2014, 5 – 6 юни, София.
5. Robert, F., I. Stoian, L. Davenne. Fire resistance assessment of concrete structures, Workshop “Structural Fire Design of Buildings according to the Eurocode” – Brussels, 27 – 28 November 2012.

**FIRE RESISTANCE OF CONTINUOUS SOLID REINFORCED
CONCRETE SLABS IN ACCORDANCE WITH
BDS EN 1992-1-2:2005**

B. Zaharieva- Gueorguieva¹

Keywords: reinforced concrete slabs, resistance in a fire situation

Research area: reinforced concrete structures

ABSTRACT

This article discusses the method “Tabulated data” of BDS EN 1992-1-2 for assessing the fire resistance of continuous solid reinforced concrete slabs. Conclusions are based on a comparative analysis of the results of the simplified calculation method “Isotherm 500°C” and of the simplified calculation method of Informative Annex E.

¹Boriana Zaharieva-Gueorguieva, Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046