



Получена: 03.01.2023 г.

Приета: 21.01.2023 г.

## СПЕЦИФИЧНИ ИЗИСКВАНИЯ ПРИ ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА КОЛОНИ ОТ СТОМАНОБЕТОННИ РАМКОВИ КОНСТРУКЦИИ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ ПРИ ВИСОКО НИВО НА ОБЩА ДУКТИЛНОСТ (DCH)

В. Кърджиев<sup>1</sup>, Е. Георгиев<sup>2</sup>

*Ключови думи:* стоманобетон, оразмеряване, земетресение, колони от рамкови конструкции, Еврокод 8

### РЕЗЮМЕ

Разгледани са специфичните изисквания при проектиране на колони от стоманобетонни рамкови конструкции за сеизмични въздействия при използване на високо ниво на обща дуктилност (DCH) съгласно изискванията на системата конструктивни нормативи Еврокод. Обърнато е специално внимание на проблемните пунктове при проектирането им. Приложени са примерни числени статически изчисления и оразмерителни проверки.

### 1. Въведение

Използването на стоманобетонни рамкови конструкции за поемане на сеизмични въздействия в българската конструктивна практика е много популярно, особено при по-малък брой етажи на сградите. Прилага се масово, както в жилищното, така и в общественото строителство, особено при проектиране на училища, детски градини и магазини. Причината за това от една страна е, че коравото свързване на елементите е характерно и свойствено на материала стоманобетон, а от друга, че не се влагат допълнителни конструктивни елементи, които да променят архитектурната концепция на сградата.

---

<sup>1</sup> Васил Кърджиев, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: [kardjiev@mail.bg](mailto:kardjiev@mail.bg)

<sup>2</sup> Евгени Георгиев, гл. ас. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: [evgeni\\_georgiev\\_fce@abv.bg](mailto:evgeni_georgiev_fce@abv.bg)

С въвеждането на конструктивната система Еурокодове и в България при проектирането им започват да се появяват и някои проблемни пунктове.

Първата основна задача пред проектантите е избор на ниво на обща дуктилност за цялата конструкция на сградата. Съгласно Еурокод при стоманобетонните конструкции е възможно използването на средно и високо ниво на обща дуктилност, съответно DCM и DCH. Основната разлика при тях от една страна е големината на очакваната сръзваща сила в основата и нивото на очакваните повреди в конструкцията след земетресение, а от друга значително по-строгите изисквания по отношение на конструктивни проверки и правила за конструиране при използване на високото ниво на дуктилност. Това е и основната причина в конструктивната практика да се приема предимно проектиране за ниво на дуктилност средно (DCM), въпреки че при високото ниво (DCH) големината на изчислителните сеизмични сили е значително по-малка и евентуалната икономия в материал при неговото прилагане би била по-голяма, поне от теоретична гледна точка. Нивото на повредите в конструктивните елементи при DCH се очаква да бъде значително по-високо, което се отразява на препоръчаните стойности за приемане на коефициент на поведение.

В настоящата статия са посочени проблемните места при използване на високо ниво на обща дуктилност и спазване на изискванията на нормативната база. Тази статия е продължение на статия [3], в която са разгледани проблемите при проектирането на греди от рамкови конструкции при използване на високо ниво на обща дуктилност. В [3] са дадени резултатите от оразмеряване на гредите на рамковата конструкция на една многоотворна стоманобетонна рамкова конструкция на три етажа. В настоящата статия са представени резултатите от оразмеряване на колоните на същата рамка, разгледана в [3]. Получените резултати са представени в табличен вид с цел по-удобното им използване и от проектантите в конструктивната практика.

## **2. Специфични изисквания при оразмеряване на колони от рамкови конструкции за сеизмични въздействия при високо ниво на обща дуктилност (DCH)**

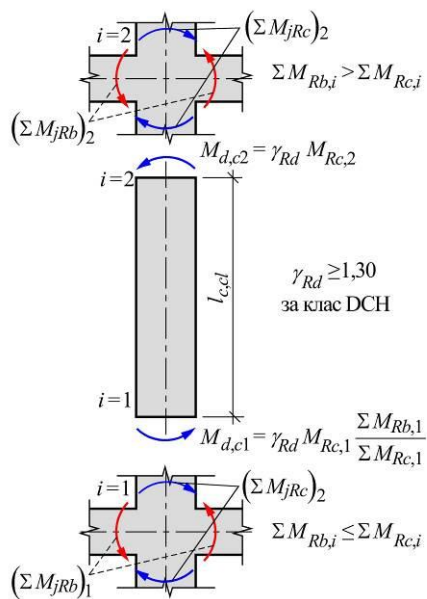
При сеизмични въздействия трябва да се избягва формирането на пластични стави в колоните, особено в рамките на един етаж, за да се концентрира разсейването на сеизмичната енергия в гредите, които, когато са подходящо армирани, притежават значително по-висока дуктилност и дисипативна способност. Основната разлика е наличието на осов натиск в колоните, който е фактор, влияещ неблагоприятно върху дуктилността и хистерезисното поведение. Това е една от причините капацитивното изчисляване на рамковите конструкции да се основава на пластичен механизъм на разрушение „слаби греди – силни колони“, чрез който най-добре се постига желаното поведение при земетресение. Съгласно [1] това се постига, ако за всеки възел „i“ на разглежданата рамкова конструкция независимо от посоката на сеизмичното въздействие е изпълнено условието:

$$\sum M_{Rc,i} \geq 1,30 \sum M_{Rb,i} , \quad (1)$$

където  $\sum M_{Rc,i}$  е сумата от изчислителните носещи способности на нецентричен натиск (огъващ момент със съответна нормална сила при сеизмична изчислителна ситуация) в колоните;

$\sum M_{Rb,i}$  е сумата от изчислителните носещи способности на огъване на гредите.

Това условие е подробно дискутирано в [3]. За колоните, много често, то води до необходимостта от завишаване на необходимата надлъжна армировка за гарантиране на неговото удовлетворяване. Това основно важи за последния възел „покривна греда – колона“, където е желателно още при формиране на механизмите на разрушение да бъде заложена пластична става в колоните на това ниво. Това не противоречи и на изискванията на [1].



Фиг. 1. Модел за капацитетно изчисляване на колони съгласно [1]

При DCH площта на напречното сечение на колоните  $A_c$  трябва да удовлетворява изискването:

$$v_d = N_{Ed} / (f_{cd} A_c) \leq 0,55. \quad (2)$$

Това изискване лимитира и минималните размери на напречното им сечение за съответния клас бетон, които не трябва да бъдат по-малки и от 250 mm съгласно изискванията на [1]. При определянето на изчислителната якост на бетона на натиск  $f_{cd}$  трябва да се отчете коефициента  $\alpha_{cc} = 0,85$  съгласно NA на [2].

Съгласно [1] максималните опорни моменти  $M_{i,d}$  в крайните сечения ( $i = 1$  и  $2$ ) могат да бъдат определени по (фиг. 1):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc,i}}{\sum M_{Rb,i}}\right), \quad (3)$$

където  $\gamma_{Rd}$  е коефициент на завишена носимоспособност, дължащ се на уякчаване на стоманата и ограничаване на бетона в натисковата зона на напречното сечение, който при колони с клас DCH се приема не по-малък от 1,30;

$M_{Rc,i}$  е изчислителната стойност на носимоспособността на колоната на огъване в края „i“ с посока на сеизмичния огъващ момент в разглежданата посока на сеизмичното въздействие;

$\sum M_{Rc,i}$  и  $\sum M_{Rb,i}$  са както в (1).

Стойностите на  $M_{Rc}$  трябва да съответстват на осовата (нормалната) сила в колоната при изчислителна ситуация.

Определените с (3) максимални положителни и отрицателни моменти в крайните сечения на колоните ( $i = 1$  и  $2$ ) са необходими за определяне на капацитивно завишените напречни сили – максималната  $V_{Ed,max i}$  и минималната  $V_{Ed,min i}$ . Методиката за тяхното определяне е както за средно ниво на обща дуктилност (DCM).

Оразмеряването на необходимата надлъжна армировка в колоните е на „кос“ нецентричен натиск (двойно огъване, комбинирано с нормална сила), като за оразмеряването на моментите трябва да се отчетат допълнителните ексцентрицитети от геометрични несъвършенства, както и ефектите от втори ред. За целта се използва позната методика от оразмеряването им при средно ниво на обща дуктилност, като за определяне на ефективните (изключвателните) дължини е желателно отчитането на реалната линейна коравина на колоните и гредите съгласно [2], както и обстоятелството, че се работи с колони от неукрепена конструкция.

В [1] се допуска оразмеряването да се извършва и поотделно за двете направления, в които действат огъващите моменти, като изчислителната носеща способност на огъване (за съответна нормална сила  $N_{Ed}$ ) във всяко едно от тези направления се редуцира с 30 %. Това опростяване, обаче, не винаги е в полза на сигурността и е желателно да се избягва, а оразмеряването да се извършва на двойно огъване, комбинирано с нормална сила с помощта на съответен софтуерен продукт, както е извършено в настоящата статия.

При конструирането на надлъжната армировка е необходимо осигуряване на максимално разстояние на надлъжните пръти, ограничени със затворени стремена или напречни връзки да не превишава 150 mm. Допуска се конструирането на един междинен не осигурен срещу изкълчване прът.

Появява се допълнително изискване за минималния диаметър на напречната армировка в колоната за осигуряване на надлъжните пръти от изкълчване:

$$d_{cw} \geq 0,4d_{cL,max} \sqrt{f_{yd}/f_{ywd}}, \quad (4)$$

където  $f_{ywd}$  е изчислителната стойност на границата на провлачване на стоманата за напречна армировка,

$d_{cL,max}$  е максималният диаметър на надлъжните пръти за разглежданото сечение.

Дължината на критичната зона  $l_{cr}$  на колоните (в метри) се приема:

$$l_{cr} \geq \max(1,5h_c; l_{c,cl}/6; 0,6), \quad (5)$$

където  $h_c$  е най-големият размер на напречното сечение на колоната (в метри);

$l_{c,cl}$  – светлата височина на колоната (в метри).

Необходимо е спазване и на по-строги изисквания за допустимите разстояния между стремената в критичните зони на колоните за DCH:

$$s \leq \min(b_0/3; 6d_{cL}; 125), \quad (6)$$

където  $b_0$  е по-малкият размер на бетонното ядро (към вътрешността на стремената) (в mm);

$d_{cL}$  – минималният диаметър на надлъжните пръти в колоната (в mm).

В долните два етажа дължината на зоните, в които е необходимо стремената да бъдат през разстояния, определени по (6), трябва да се завиши поне с половината от дължината на критичните зони.

За механичния обемн коефициент на напречно армиране на критичната зона е необходимо да бъде спазено изискването:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{обем на ограничаващи стремени}}{\text{обем на бетонното ядро}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \omega_{wd, \min}, \quad (7)$$

където  $\omega_{wd, \min}$  е минималната стойност на  $\omega_{wd}$ , която се приема 0,12 в границите на критичната зона в основата на колоната (при връзката ѝ с фундаментната конструкция) и 0,08 във всички критични зони на колоната над основата.

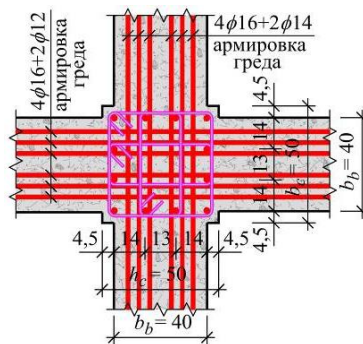
Във формула (7) от [1] се търси обемн коефициент на напречно армиране. Следователно е редно да се работи с  $f_{ywd}$ , а не с  $f_{yd}$ .

В методиката за доказване на локалната дуктилност в критичните зони на колоната чрез осигуряване на производението  $\alpha\omega_{wd}$  да е по-голямо от съответната гранична стойност, свързана с минималната стойност на коефициента на дуктилност по кривина  $\mu_\phi$  няма особеност спрямо оразмеряването при ниво DCM.

### 3. Числен пример

За изясняване на процедурата за оразмеряване, капацитивна корекция на срязващите сили и проверки на локална дуктилност на колоните е показано подробно изчисление на средна колона от рамкова конструкция, проектирана за ниво DCH. Оразмерителните проверки са обобщени в табличен вид и са пояснени с допълнителни изображения.

Разгледаната рамкова конструкция е на същата сграда както в [3], където е дадено подробното ѝ описание, както и приетите основни параметри за нейното статическо изчисляване.



Фиг. 2. Определяне на местоположението на надлъжната армировка в колона К4

В настоящата статия е показано оразмеряването на средната колона К4 от дадената в [3] рамкова конструкция. Първоначално е приета бройката на надлъжните пръти и възможното им разположение в рамковия възел за да няма конфликт с надлъжните пръти в двете греди – фиг. 2. След това е извършено първоначално оразмеряване на „кос“ нецентричен натиск с помощта на софтуерния продукт Gala Reinforcement, както са използвани получените разрезни усилия от сеизмична изчислителна ситуация от статическото изчисляване на сградата с пространствения 3D модел, изработен с помощта на програмния продукт ETABS v.20.3. За целта огъващите моменти са завишени с 10 % за отчитане на ексцентрицитетите от геометрични несъвършенства и ефектите от втори ред. След първоначалното получаване на необходимата надлъжна армировка във всички етажни нива е проведено точното определяне на ефектите от втори ред и процедурата е повторена с коригираните огъващи моменти за отчитане на ексцентрицитетите от геометрични несъвършенства и ефектите от втори ред чрез метода на номиналните коравини. Прието е снаждане на надлъжната армировка в колоната на ниво среда етажна височина за избягване на снаждането в критичните зони на колоната.

Получаването на ефективните дължини на колоната, отчитането на ефектите от втори ред след първоначално проведеното оразмеряване, оразмеряването на „кос“ нецентричен натиск, удовлетворяването на необходимите проверки за носимоспособностите на огъване при съответна нормална сила и локалната дуктилност в пластичните стави, капацитивно определените напречни сили и проведеното оразмеряване на срязване са представени в табличен вид на фиг. 3 до 10. Таблиците са оформени във вид за лесно прилагане в среда на MS Excel.

Ниво	Възел	$I_c$ [cm <sup>4</sup> ]	$l_c$ [cm]	$I_c^{top/bot}$ [cm <sup>4</sup> ]	$l_c^{top/bot}$ [cm]	$I_{b,l}^{top/bot}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{b,r}^{top/bot}$ [cm <sup>4</sup> ]	$l_{b,l}$ [cm]	$l_{b,r}$ [cm]	$k_{top}$ [-]	$k_{bot}$ [-]	$\beta$ [-]	$l_{c,cl}$ [cm]	$l_0$ [cm]
По ос x	3	520833	350	–	–	1391019	1391019	600	600	0,080	0,160	1,239	290	360
	3			520833	350	1391019	1391019							
	2	520833	350	520833	350	1391019	1391019	600	600	0,160	0,168	1,349	290	391
	2			520833	320	1391019	1391019							
	1	520833	320	520833	350	1391019	1391019	600	600	0,168	0,100	1,275	290	370
1	–			–	–	–								
По ос y	3	520833	350	–	–	1418903	1418903	650	650	0,085	0,170	1,252	290	363
	3			520833	350	1418903	1418903							
	2	520833	350	520833	350	1418903	1418903	650	650	0,170	0,178	1,368	290	397
	2			520833	320	1418903	1418903							
	1	520833	320	520833	350	1418903	1418903	650	650	0,178	0,100	1,281	290	371
1	–			–	–	–								

$$I_c = b_c h_c^3 / 12;$$

$$y_c = \frac{(b_{eff} - b) h_f (h - h_f / 2) + b h^2 / 2}{(b_{eff} - b) h_f + b h};$$

$$I_b = b h^3 / 12 + b h (h / 2 - y_c)^2 + (b_{eff} - b) h_f (h - y_c - h_f / 2)^2 + (b_{eff} - b) h_f^3 / 12;$$

$$k_{top} = \frac{1}{4,0} \frac{I_c^{top} / l_c^{top} + I_c / l_c}{I_{b,l}^{top} / l_{b,l} + I_{b,r}^{top} / l_{b,r}}; \quad k_{bot} = \frac{1}{4,0} \frac{I_c / l_c + I_c^{bot} / l_c^{bot}}{I_{b,l}^{bot} / l_{b,l} + I_{b,r}^{bot} / l_{b,r}};$$

$k_1 = 0,1$  при пълно запъване.

$$\beta = \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_{top} k_{bot}}{k_{top} + k_{bot}}}; \left( 1 + \frac{k_{top}}{1 + k_{top}} \right) \left( 1 + \frac{k_{bot}}{1 + k_{bot}} \right) \right\};$$

$$l_0 = \beta l_{c,cl};$$

$h_c = b_c = 50 \text{ cm};$   
 $b_{eff}^x = 222 \text{ cm}; \quad b_{eff}^y = 208 \text{ cm};$   
 $h = h_l = h_r = 60 \text{ cm}; \quad b = b_l = b_r = 40 \text{ cm};$   
 $h_f = 16 \text{ cm}.$

Фиг. 3. Ефективни (изключвателни) дължини на колона К4 при отчитане на реалната линейна коравина на гредите и колоните

Ниво	Възел	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,pp}$ [kNm]	$v_d$ [-]	$l_0$ [cm]	$\lambda$ [-]	$\varphi_{eff}$ [-]	$k_2$ [-]	$K_C$ [-]	$I_s$ [cm <sup>4</sup> ]	$EI$ [kNm <sup>2</sup> ]	$N_b$ [kN]	$\eta$ [-]
По направление ос x	3	4 min	461,7	129,0	-7,2	360	24,89	0,11	0,022	0,024	9199	213972054	16360	1,05
		max	632,7											
	3	min	479,8	92,0	2,9	360	24,89	0,06	0,023	0,026	11149	257294544	19672	1,04
		max	657,2											
	2	3 min	911,5	192,2	-1,9	391	27,11	0,02	0,052	0,063	11149	305651696	19701	1,09
		max	1394,5											
	2	min	929,6	184,7	4,9	391	27,11	0,05	0,053	0,062	11149	304444878	19623	1,10
		max	1419,0											
1	2 min	1363,1	154,7	-3,7	370	25,63	0,05	0,077	0,090	11149	341100577	24606	1,12	
	max	2165,8												0,510
1	min	1381,3	244,7	2,1	370	25,63	0,02	0,078	0,094	11149	346038930	24962	1,12	
	max	2190,3												0,515
По направление ос y	4	min	461,7	119,0	-8,0	363	25,16	0,13	0,022	0,024	9199	213669251	14897	1,05
		max	632,7											
	3	min	479,8	83,7	3,6	363	25,16	0,09	0,023	0,026	11149	256929655	18105	1,04
		max	657,2											
	3	min	911,5	174,3	-2,6	397	27,49	0,03	0,053	0,063	11149	305980783	16960	1,10
		max	1394,5											
	2	min	929,6	166,7	5,4	397	27,49	0,06	0,054	0,062	11149	304666457	16968	1,10
		max	1419,0											
	2	min	1363,1	143,5	-4,0	371	25,74	0,06	0,077	0,089	11149	340717310	24369	1,12
		max	2165,8											
	1	min	1381,3	228,0	2,2	371	25,74	0,02	0,078	0,094	11149	346307361	24769	1,12
		max	2190,3											

Формули												Параметри		
$v_d = \frac{N_{Ed}}{h_c b_c f_{cd}}; \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0 \sqrt{12}}{h_c}; k_2 = \frac{v_d \lambda}{170}; K_C = \frac{k_1 k_2}{(1 + \varphi_{eff})}; I_s \approx \sum [A_{si} (0,5 h_c - d_{si})^2];$ $\varphi_{eff} = \varphi(\infty; t_0) \frac{M_{Ed,pp}}{M_{Ed}} \approx 2,0 \frac{M_{Ed,pp}}{M_{Ed}}; EI = K_C E_{cd} I_c + K_S E_S I_s; N_b = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}; \eta = 1 + \frac{\pi^2 / 8}{N_b / N_{Ed}} - 1;$												C30/37; $E_S = 200$ GPa; $f_{ck} = 30$ MPa; $f_{cd} = 17$ MPa; $E_{cd} = E_{cm} / 1,3 = 25,3$ GPa; $k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} = 1,23; K_S = 1,0.$		

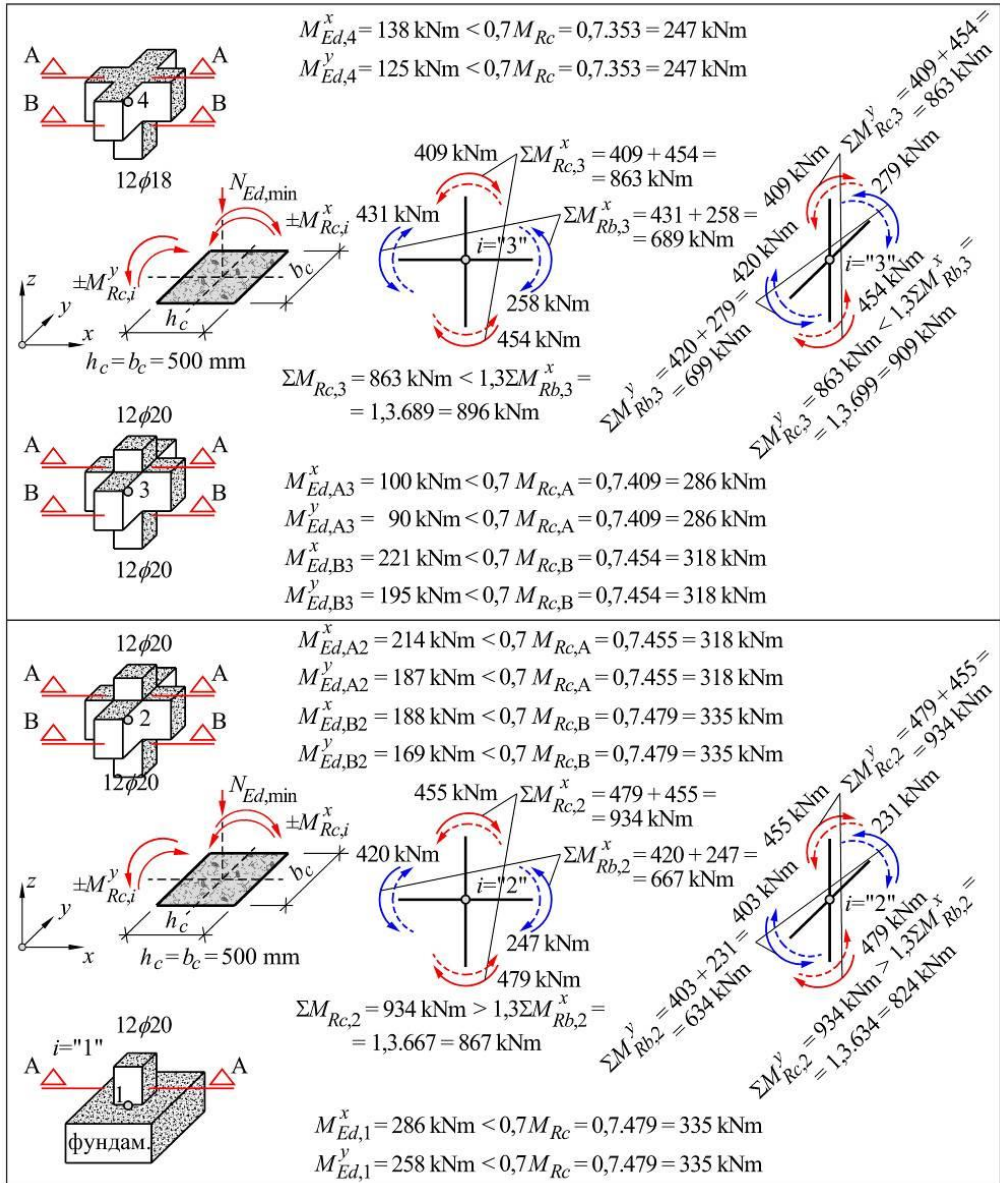
Фиг. 4. Отчитане на ефектите от втори ред за огъващите моменти за К4

Ниво	Възел	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{0Ed}^x$ [kNm]	$M_{0Ed}^y$ [kNm]	$l_0$ [cm]	$e_i$ [cm]	$\eta$ [-]	$M_{Ed}^x$ [kNm]	$M_{Ed}^y$ [kNm]	$e_0 N_{Ed}$ [kNm]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	избрани пръти	$A_{s,prov}$ [cm <sup>2</sup> ]	$M_{Rc}$ [kNm]	
Меродавно направление	4	min	461,7	129,0	119,0	363	0,90	1,05	140	130	13	25,0	12φ18	30,5	353
		max	632,7												373
	3	min	479,8	92,0	83,7	363	0,91	1,04	102	93	13	25,0	12φ20	37,7	409
		max	657,2												428
	3	min	911,5	192,2	174,3	397	1,00	1,10	225	205	28	25,0	12φ20	37,7	454
		max	1394,5												480
	2	min	929,6	184,7	166,7	397	1,00	1,10	217	197	28	25,0	12φ20	37,7	455
		max	1419,1												481
	2	min	1363,1	154,7	143,5	371	0,93	1,12	193	181	43	25,0	12φ20	37,7	479
		max	2165,8												482
	1	min	1381,3	244,7	228,0	371	0,93	1,12	294	275	44	35,2	12φ20	37,7	479
		max	2190,3												483

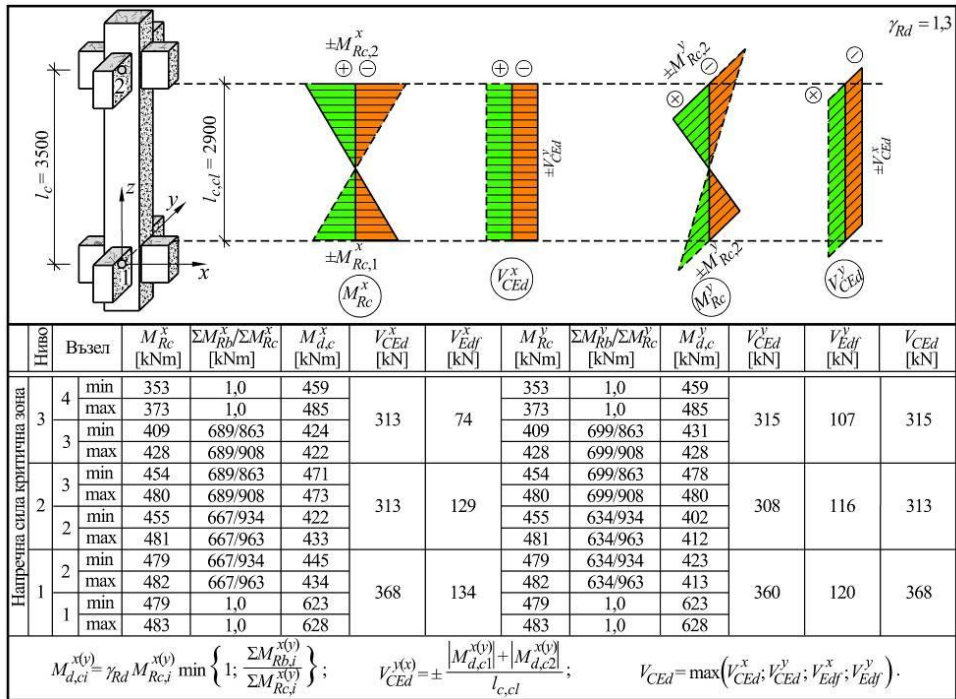
  

Формули												Параметри		
$e_i = l_0 / 400 \text{ [cm];}$ $e_0 = \max(h_c / 30; 2) = \max(50 / 30; 2) = 2 \text{ cm;}$ $M_{Ed}^x = \eta M_{0Ed,max}^x + e_i N_{Ed,max} \geq e_0 N_{Ed,max} \text{ [kNm];}$ $M_{Ed}^y = \eta M_{0Ed,max}^y + e_i N_{Ed,max} \geq e_0 N_{Ed,max} \text{ [kNm];}$ $A_{s,req} \geq A_{s,min} = 0,01 h_c b_c = 0,01 \cdot 50^2 = 25 \text{ cm}^2;$ $A_{s,req} \leq A_{s,max} = 0,04 h_c b_c = 0,04 \cdot 50^2 = 100 \text{ cm}^2;$ $M_{Ed}^x \leq 0,7 M_{Rc}; \quad M_{Ed}^y \leq 0,7 M_{Rc}.$												C30/37; B500C; $f_{ck} = 30$ MPa; $f_{cd} = 17$ MPa; $f_{yk} = 500$ MPa; $f_{yd} = 435$ MPa; $E_S = 200$ GPa; $\epsilon_{s,d} = 0,022;$ $d_s = 4,5$ cm.		

Фиг. 5. Оразмеряване на „кoc“ нецентричен натиск и определяне на капацитетите (носимоспособностите на огъване при съответна нормална сила) за К4



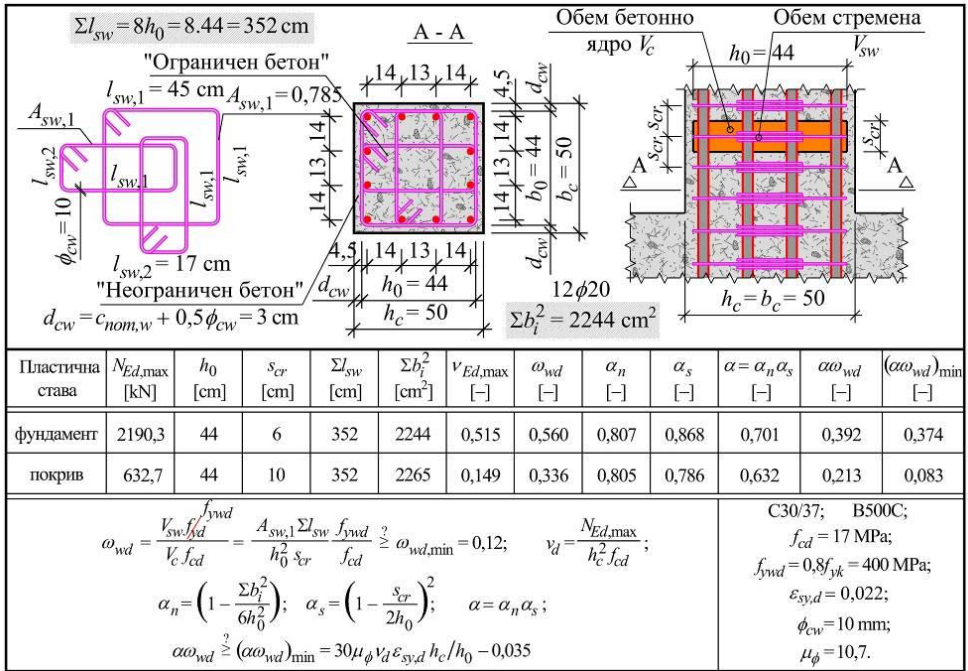
**Фиг. 6. Оразмерителни проверки за капацитетите (носимоспособностите на огъване при съответна нормална сила) за доказване на приетия механизъм на разрушение в местата на пластичните стави и двата рамкови възела за K4**



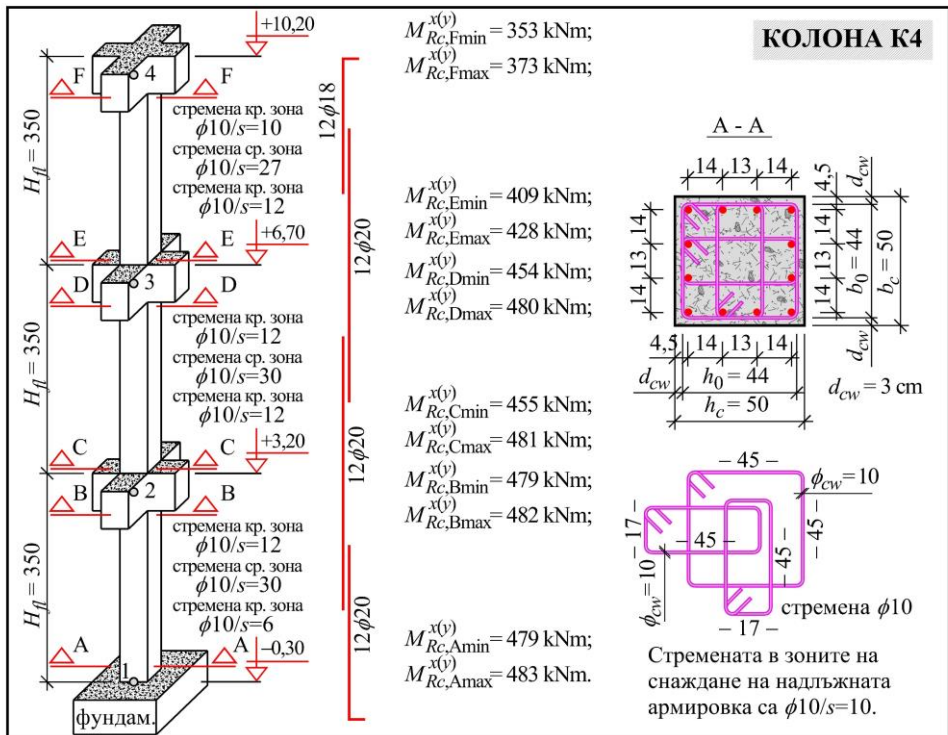
Фиг. 7. Определяне на капацитивно завишените срязващи сили в колона К4

Ниво	$V_{CEd}$ [kN]	$z = 0,9d$ [cm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{CEd} < V_{Rd,max}$	$\theta_{cr}$ [°]	$A_{sw}/s_w$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\rho_w$ [-]	$\rho_{w,min}$ [-]	$n$	$\phi_{sw}$ [mm]	$s_{cr,w}$ [cm]	$s_{cr,min}$ [cm]	$s_{cr,prov}$ [cm]	
Критична зона	3	313	40,5	1215	ДА	45	1,933	0,0039	0,0011	4	10	16,2	10,8	10
	2	313	40,5	1215	ДА	45	1,930	0,0039	0,0011	4	10	16,3	12,0	12
	1	368	40,5	1215	ДА	45	2,272	0,0045	0,0011	4	10	13,8	12,0	12
Формули										Параметри				
$\theta_{max} = 45^\circ; \quad V_{Rd,max} = \frac{b_c v_{cd} z}{(\text{ctg} \theta_{max} + \text{tg} \theta_{max})} \geq V_{CEd}; \quad \frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{V_{CEd}}{z f_{ywd} \text{ctg} \theta_{cr}};$ $\rho_w = A_{sw} / (s_w b_c); \quad \rho_{w,min} = 0,10 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}; \quad s_{cr,w} = 0,25 n \pi \phi_{sw}^2 / (A_{sw} / s_w) \leq s_{cr,min}$ $\phi_{cw} \geq \phi_{cw,min} = \max(0,4 \phi_{cL,max} \sqrt{f_{yd}} / f_{ywd}; 6 \text{ mm}) = 8,3 \text{ mm};$ $s_{cr,min} = \min(b_0/2; 12,5; 6 \phi_{sL,min}) \text{ [cm]}; \quad b_0 = b_c - 2c_{nom,sw} - \phi_{sw} = 44 \text{ cm};$										C30/37; B500C; $f_{ck} = 30 \text{ MPa}; \quad f_{cd} = 20 \text{ MPa};$ $f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa};$ $h_c = b_c = 50 \text{ cm}; \quad d = 45 \text{ cm};$ $v = 0,6; \quad c_{nom,sw} = 2,5 \text{ cm};$ $\phi_{sL} = 20(18) \text{ mm}.$				
Ниво	$V_{Ed}$ [kN]	$\rho_l$ [-]	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$v_{Rd,c}$ [MPa]	$v_{Rd,c,min}$ [MPa]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed} < V_{Rd,c}$	$\theta_{prov}$ [°]	$A_{sw}/s_w$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\rho_{w,prov}$ [-]	$s_w$ [cm]	$s_{w,min}$ [cm]	$s_{w,prov}$ [cm]	
Средна зона	3	107	0,0045	1,85	0,754	0,689	169,7	ДА	22	-	0,0011	54,8	27,0	27
	2	129	0,0056	3,40	1,022	0,922	229,9	ДА	22	-	0,0011	54,8	30,0	30
	1	134	0,0056	3,40	1,022	0,922	229,9	ДА	22	-	0,0011	54,8	30,0	30
Формули										Параметри				
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_c d}; \quad \sigma_{cp} = \min \left\{ \frac{N_{Ed,min}}{h_c b_c}; 0,2 f_{cd} \right\} \text{ [MPa]}; \quad V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = v_{Rd,c} b_c d \text{ [kN]};$ $v_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \geq v_{Rd,c,min} = 0,035 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}} + 0,15 \sigma_{cp} \text{ [MPa]};$ $s_{w,min} = \min(b_c; 35; 15 \phi_{sL,min}) \text{ [cm]};$										C30/37; B500C; $f_{cd} = 17 \text{ MPa};$ $k = 1 + \sqrt{200/d} = 1,67 < 2,0.$				

Фиг. 8. Оразмеряване на срязване в критичните и средните зони на колона К4



Фиг. 9. Проверка на локалната дуктилност за пластичните става на колона К4



Фиг. 10. Обобщаване на надлъжната и напречната армировка в колона К4

## 4. Изводи

Основните изводи, които могат да бъдат направени, са:

- съгласно [3] строгото ограничаване на диаметъра на надлъжните пръти в гредите за средните опори води до необходимост от влагане на гъсто разположена надлъжна армировка в гредите. Използването на по-малки диаметри на надлъжните пръти в гредите и увеличаването на тяхната бройка изисква много прецизен избор на местоположението на надлъжната армировка в колоните. Това изисква много прецизен контрол на изпълнението, но затруднява и самите армировъчни работи, както и възможностите за уплътняване на бетонната смес;
- значителното завишаване на носещите способности при средните опори на гредите при ниво на обща дуктилност DCH съгласно [3] води до необходимостта от завишаване на носещите способности в рамковите възли на колоната за удовлетворяване на условие (1);
- по-високите изисквания за локалната дуктилност при ниво на дуктилност DCH изисква за средни колони стремната в критичната зона при фундамента да бъдат гъсто разположени. Това затруднява изпълнението на армировъчните работи и уплътняването на бетонната смес и изисква използването на специална напречна армировка във вид на предварително изготвена мрежа (решетка) за намаляване на броя на редовете стремна;
- изчислителните проверки и конструктивните изисквания за ниво на обща дуктилност DCH са по-строги от тези за ниво DCM, което затруднява тяхното конструктивно проектиране и изпълнение.

## ЛИТЕРАТУРА

1. BDS EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Bulgarian Institute for Standardization, 2006, National Annex (NA), 2012.

2. BDS EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bulgarian Institute for Standardization, 2007, National Annex (NA), 2015.

3. Kardjiev, V., Georgiev, E. Specific requirements in design of beams from reinforced concrete frame structures for seismic action at high level of total ductility (DCH). International Jubilee Scientific Conference “80<sup>th</sup> Anniversary of UACEG”, UACEG, 9-11 November 2022.

# SPECIFIC REQUIREMENTS IN DESIGN COLUMNS OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES FOR SEISMIC ACTION AT HIGH LEVEL OF TOTAL DUCTILITY (DCH)

V. Kardjiev<sup>1</sup>, E. Georgiev<sup>2</sup>

*Keywords: reinforced concrete, design, earthquake, beams of reinforced concrete frame structures, Eurocode 8*

## ABSTRACT

The specific requirements in the design of columns of reinforced concrete frame structures for seismic action using a high level of total ductility (DCH) according to the requirements of the Eurocode system of structural standards have been considered. Special attention to some problems in their design is paid. Examples of static calculations and design checks are attached.

---

<sup>1</sup> Vasil Kardjiev, Prof. Dr. Eng., Dept. "Reinforced Concrete Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: [kardjiev@mail.bg](mailto:kardjiev@mail.bg)

<sup>2</sup> Evgeni Georgiev, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., Dept. "Reinforced Concrete Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: [evgeni\\_georgiev\\_fce@abv.bg](mailto:evgeni_georgiev_fce@abv.bg)