

# Изследване на стройни стоманобетонни натиснати елементи

Проф. Илия Иванчев

## Въведение

У нас има издадени монографии и ръководства по проектирането на стоманобетонни конструкции при съблюдаването на Еврокод 2 [1, 3]. В тях се третират всички гранични състояния (крайни и експлоатационни) и се дават правила и препоръки за проектирането.

Съществува един въпрос, който е по-особен и се нуждае от по подробно изясняване – **изследването на нецентрично натиснатите стоманобетонни елементи**. При тях трябва да се отчитат, както нелинейните деформационни свойства на стоманобетона така и огънатите им оси. Това определя и съдържанието на предлаганата книга. С оглед тя да бъде достъпна за широк кръг читатели, тя е в електронен вид и е публикувана на сайта на УАСГ, Факултет по транспортно строителство, катедра «Транспортни съоръжения».

Позволявам се да отбележа и личното си отношение по въпроса. Преди десетилетия се занимавах с изследване на стройни стоманобетонни стълбове на мостове. Под мое ръководство бе съставена компютърна програма, която намери приложение при проектирането на стълбове на виадукти. Тази разработка бе основа и на дисертацията ми [11].

При работата по внедряване на Еврокод намерих развитие по проблема, резултат от разработки в чуждестранната литература. Една от новостите за мене бе реагирането на многоетажни сгради с различни схеми на вертикалните носещи елементи. Имам една публикация по общата устойчивост на многоетажни сгради със шайби (плътни и с отвори) [9], която е в съответствие с Еврокод 2 и е намерила място в настоящата книга.

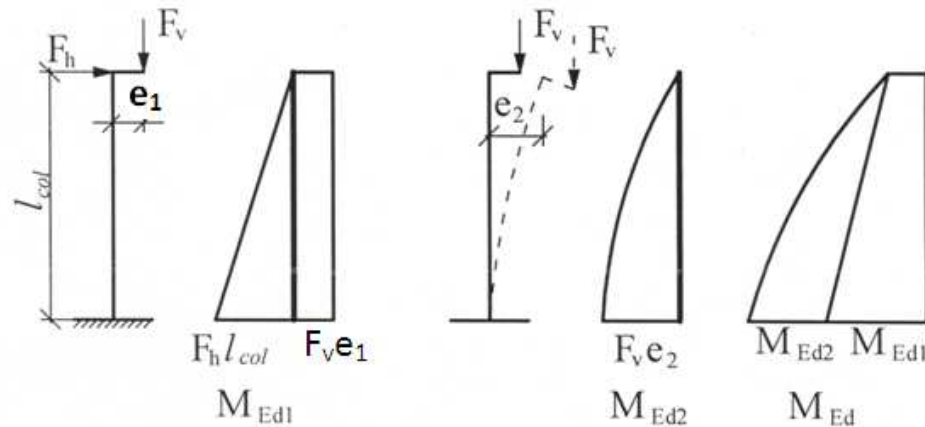
Старанието ми е информацията да бъде поднесена в разбираем вид за широк кръг читатели: инженери и студенти. Все пак вероятно има и недостатъци и с благодарност ще приема критични бележки, които биха могли да бъдат отразени в евентуално ново издание, което е лесно за реализиране при електронния формат.

2013 г.

проф. Илия Иванчев

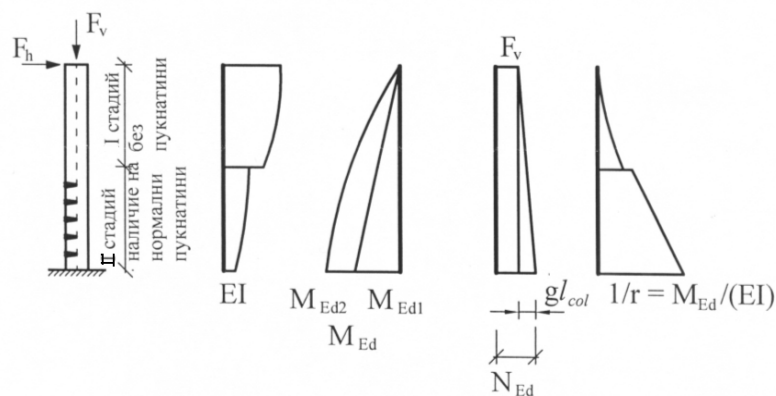
## 1. Основни положения при изчисляването на строини натиснати елементи

На фиг. 1 е показана конзолна колона натоварена с вертикална и хоризонтална сила във върха си. Моментите, определени при предпоставката, че оста ѝ е останала недеформирана, се наричат *моменти от I ред* -  $M_{Ed1}$ .



Фиг. 1. Моменти в колона:  $M_{Ed1}$  (от I ред);  $M_{Ed2}$  (от II ред);  $M_{Ed}$  (сумарни)

Вследствие на огъването на оста в отделните разрези се получават допълнителни ексцентрицитети на нормалните сили, които са причина за *моментите от II ред* -  $M_{Ed2}$ . Всичките сечения на елемента трябва да имат достатъчна носимоспособност, за да понесат сумарните моменти  $M_{Ed}$ . Синоними на *отчитането на моментите (или ефектите) от втори ред* са *изчисляване по деформирана схема* и *вземане предвид на геометричната нелинейност*.



Фиг. 2. Отчитане на физичната нелинейност чрез диаграмите на: коравината  $EI$ ; изчислителния сумарен момент -  $M_{Ed}$ ; изчислителната нормална сила  $N_{Ed}$ ; кривината  $1/r$

За определянето на деформираните оси на елемента трябва да се отчитат свойствата на стоманобетона. Известно е, че при появата на пукнатини коравината на елемента намалява. Към това трябва да се добави нелинейната зависимост между напреженията и деформациите за бетона (работната диаграма на бетона), както и развитието на реологичните процеси. Споменатите обстоятелства обуславят *физическата нелинейност на стоманобетона*.

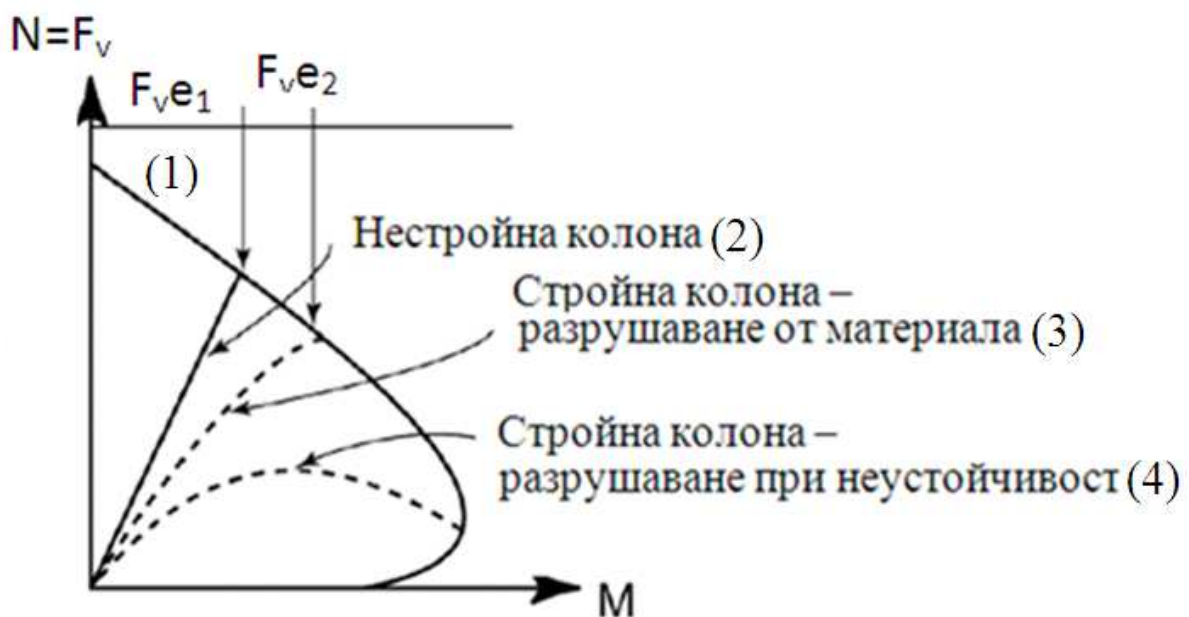
Физическата нелинейност на конзолна колона е демонстрирана чрез фиг. 2. Усложненията произтичащи от едновременно отчитане на геометричната и физичната нелинейност е свързано с прилагане на различни изчислителни модели отразени в нормативните документи и/или развити в авторски публикации.

Тук се разглеждат предимно правилата и препоръките от БДС EN 1992-1-1 (вкл. Информационното му приложение Н) и БДС EN 1992-2 (вкл. Информационното му приложение РР). Ползвани са и други публикации, доколкото те не противоречат на Еврокод 2.

## 2. Общ (цялостен) метод за изчисление на стройни натиснати елементи (Method general)

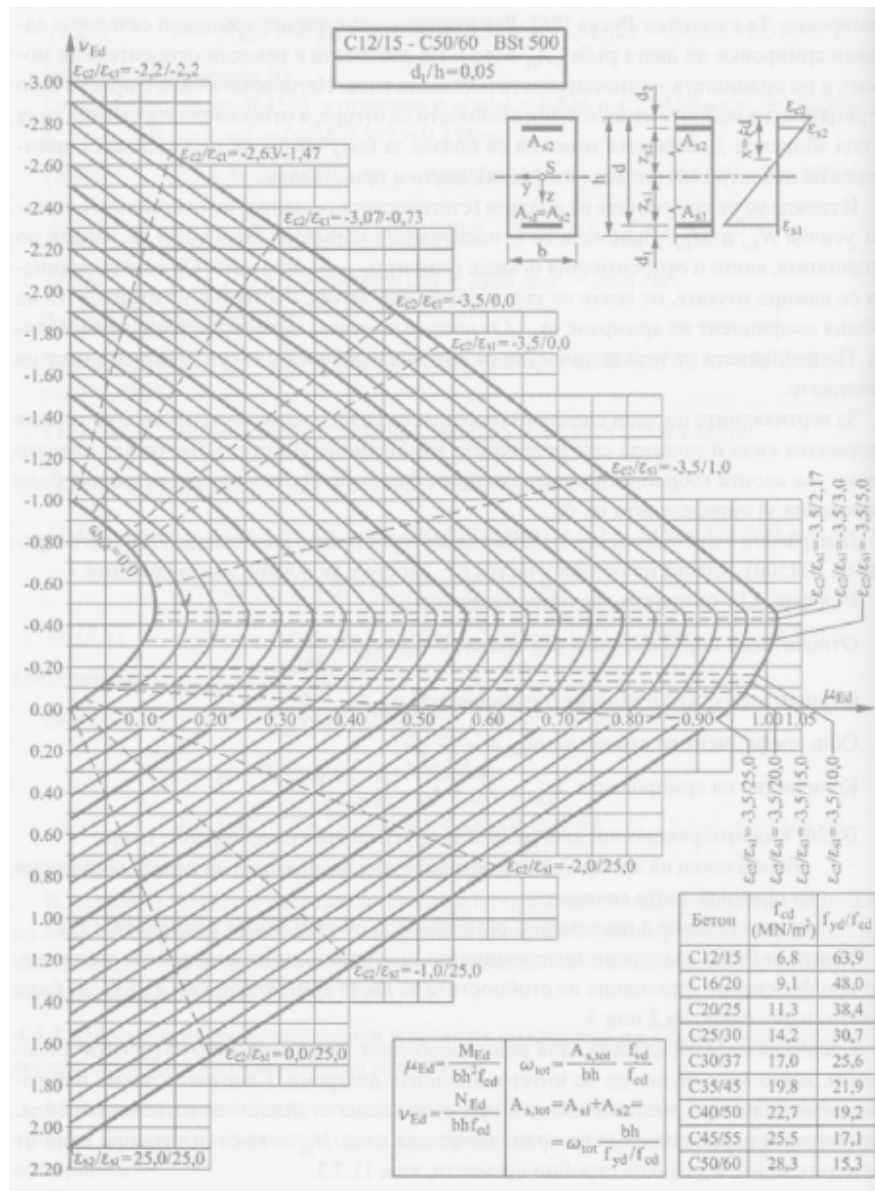
Общият (цялостният) метод отчита сравнително най-точно особеностите на стоманобетонна конструкция със стройни натиснати елементи. Той е резултат на многогодишна работа, започнала преди десетилетия. Авторът се позволява да отбележи, че в дисертацията си и в публикации свързани с нея е изложено едно решение по общия метод, намерило приложение при проектирането на стълбове на виадукти по автомагистралите [10, 11, 12]. Това решение изигра своята роля за времето си, но то не отговаря на постановките на Еврокод 2, който е приет за прилагане и у нас.

Основните положения на общия метод са онагледени чрез фиг. 3.



Фиг. 3. Графична илюстрация на общия метод

Кривата линия (1) представя граничната носимоспособност на сечение, подложено на нецентричен натиск. Нарича се още *интеракционна диаграма*. Областта заключена от тази крива и координатните оси определя възможните стойности на двойката  $M/N$ , при които е удовлетворена проверката за крайно гранично състояние при нецентричен натиск. На фиг. 4 са дадени интеракционни диаграми за симетрично армирано стоманобетонно сечение, които са взети от [14]. В същата книга има формули, чрез които могат да се получат координатите на кривите  $M/N$ .



Фиг. 4. Интеракционна диаграма N-M

Правата (2) представя момента от I ред, т.е. зависимостта между момента и нормалната сила при положение, че колоната е абсолютно корава (нестройна), а огъването ѝ практически е нулево.

Кривите с пунктир (3) и (4) са графики на зависимостите между моментите и нормалните сили, при отчитане на деформираните оси. Хоризонталните разстояния между пунктирните линии и наклонената права изразяват моментите от II ред. Крива (3) представя реагирането на стройна колона, когато разрушаването се дължи на материала, т.е. при достигането на крайно гранично състояние по нормални сечения. При крива (4) разрушаването настъпва при неустойчивост. При това нормална сила по-малка от максималната, но при значително нараснали моменти от II ред.

За конзолата от фиг. 1 е достатъчно да се разгледа само сечението при запъването, ако армировката е постоянна по височина на колоната. В противен случай е необходимо да се изследват и сеченията, където армировката се прекъсва.

Преместването  $e_2$  (абсцисата на деформираната ос) се определя по формулата

$$e_2 = \int \frac{1}{r} \overline{M} ds \quad (1)$$

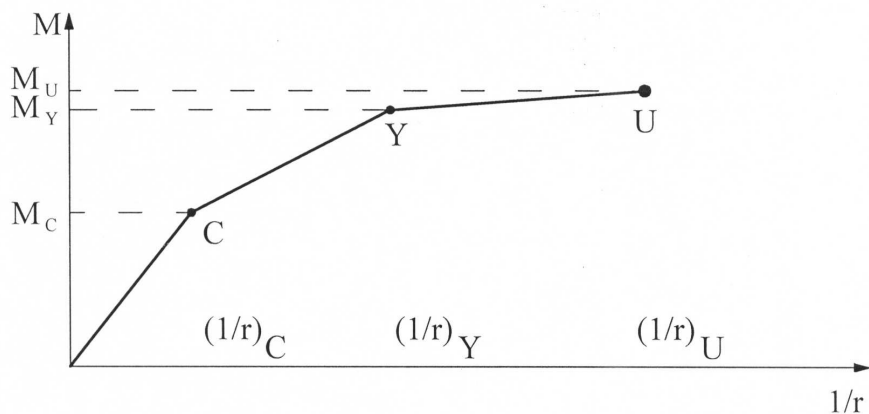
където:

$\frac{1}{r}$  е функцията на кривината по дължината на елемента

$\overline{M}$  - моментът от единична сила приложена в мястото и по посока на търсеното преместване.

За еластични системи

$$1/r = M/EI \quad (2)$$



Фиг. 5. Опростена зависимост между момента и кривината

При стоманобетонните конструкции формула (2) не може да представи точно свойствата на стоманобетона поради образуването на пукнатини и нелинейните деформационни свойства на бетона и армировката. При постоянна нормална сила графиката на  $M-1/r$  е сложна крива, която на практика може да се представи с дискретни

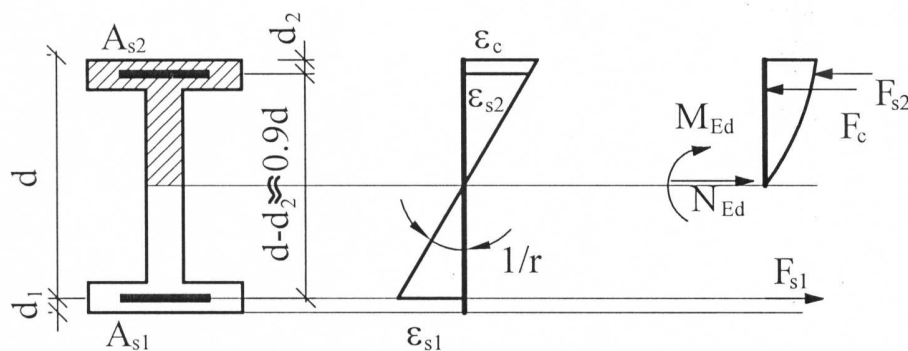
стойности. За опростяване на решението е удобно да се работи с начупена линия, която се отклонява несъществено от кривата, фиг. 5. Всяка от правите ѝ отговаря на един от стадийте на работа на стоманобетона.

Отсечката 0-С представя I стадий на работа на стоманобетона, като точка С отговаря на момента  $M_{cr}$  на образуване на пукнатини, който удовлетворява условието:

$$f_{ctm} = -N_{Ed} / A_i + M_{cr} / W_i, \quad (3)$$

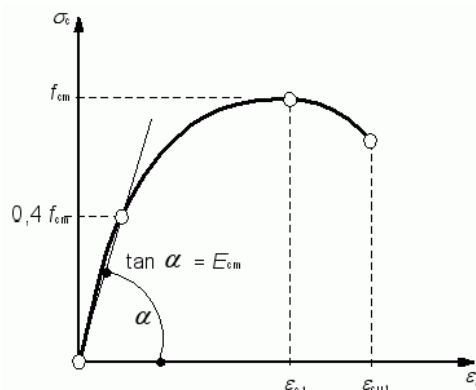
в която  $f_{ctm}$  е средната опънна якост на бетона, а  $A_i$  и  $W_i$  са съответно площта и съпротивителния момент на приведеното сечение I стадий (без пукнатини) и с отчитане на армировката чрез коефициента  $\alpha = E_s / E_c$ .

При точки Y и U в сечението има опънна зона и техните координати се получават по изчислителен модел като този за определяне на носимоспособността на сечение, подложено на нецентричен натиск [13, 14]. Напрегнатото и деформирано състояние в симетрично сечение е показано на фиг. 6. При изчисленията се приема предпоставката, че диаграмата на деформациите по височина на сечението е линейна (хипотеза на Бернули).



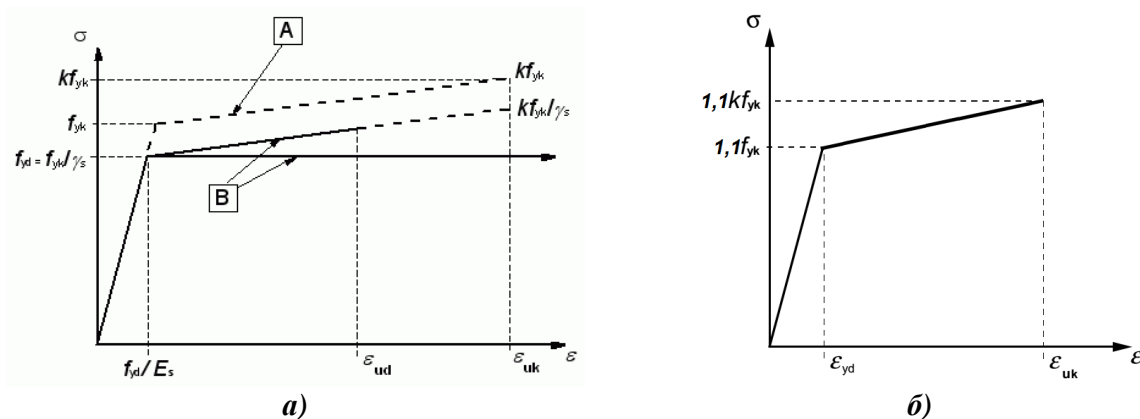
Фиг. 6. Схема към определянето на зависимостта между момента и кривината

Зависимостта между напреженията и деформациите за бетона (работната диаграма на бетона) се приема по фиг. 7.



Фиг. 7. Зависимост между напреженията и деформациите за бетона

Работната диаграма от фиг. 7 е дефинирана с уравнение (3.14) от т. 3.1.5 на [1]. При изчислението по деформирана схема за деформациите  $\varepsilon_{c1}$  и  $\varepsilon_{cu1}$  се приемат стойностите, дадени в табл. 3.1 на [1]. Според [3] максималната стойност на напрежението  $f_{cm}$  се приема равно на  $1,1f_{ck}\gamma_s/\gamma_c$ , където  $\gamma_s$  и  $\gamma_c$  са съответно коефициентите на сигурност за армировката и за бетона.



**Фиг.8. Работна диаграма за стоманата: а) общ вид; б) със стойности за изчислението по деформирана схема**

В работната диаграма на стоманата  $f_{yk}$  и  $kf_{yk}$  се приемат със стойности съответно  $1,1 f_{yk}$  и  $1,1 kf_{yk}$ , фиг. 8. За изчислението по деформираната схема се препоръчва да се работи с диаграмата с наклонен горен клон.

За получаването на координатите на зависимостта от фиг. 7 е необходимо да бъдат известни размерите на сечението, количеството и разположението на армировката, както и материалите (бетон и армировка) с техните характеристики.

За получаване на точка Y се задава  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ . От стойностите на  $\varepsilon_c$  интерес представлява само онази, при които е изпълнено условието за равновесие на силите в сечението, т.е. алгебричната сума на силите в армировъчните редове и в бетона да е равна на натисковата сила  $N_{Ed}$ . Моментът  $M_Y$  се получава от силите  $F_{s1}$  и  $F_{s2}$  в армировъчните редове и в бетона  $F_c$ . За кривината  $1/r$  е в сила формула (3.1), в която деформациите  $\varepsilon_{s1}$  и  $\varepsilon_c$  се вземат със своите знаци, а  $d$  е полезната височина на сечението.

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_c}{d} \quad (4)$$

Точка U отговаря на изчерпване на носимоспособността, при което деформацията в армировката е достигнала граничната за приетата работна диаграма, т.е.  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{ud} = 25\text{‰}$ , или деформацията в бетона е  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1}$ .

В Еурокод 2 [1, 3] се дават и други предписания за изчисленията по общия метод, като стъпковото прилагане на натоварванията, както и неравенствата чрез които се гарантира сигурността.

Така представеният общ метод е свързан с голям брой изчисления за определяне на кривите показани на фиг. 3 и затова може да се прилага само чрез изчисления с компютър.

Недостатък на общия метод е, че при него трябва предварително да бъде известна армировката, а проверката доказва, дали конструкцията е достигнала крайно гранично състояние. Поради това армировката обикновено се определя по опростените решения дадени по-долу.

### 3. Метод, основан на *номиналната коравина*

Методът, основан на номиналната коравина, е развит, като се изхожда от следната формула на Тимошенко, изведена за елементи от еластични материали:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[ \frac{1}{1 - N / N_{cr}} \right] \quad (5)$$

където  $M_{0Ed}$  е изчислителният момент от I ред;

$M_{Ed}$  - изчислителният момент, включващ ефектите от I и II ред;

$N_{cr}$  - критичната Ойлерова сила, която е равна на:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_o^2} \quad (6)$$

Величините във формула (6) са дефинирани в механиката на еластичните системи.

В Еурокод 2 формула (5) е преобразувана във вида:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (7)$$

в която  $N_B$  е Ойлеровата критична сила, определена от:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_o^2}$$

където

$EI$  е *номиналната коравина*, изчислена по формула (9):

$N_{Ed}$  - изчислителната нормална сила;

$\beta = \pi^2 / c_o$  - коефициент, отчитащ отклонението на огънатата ос от синусоидата;

$c_o$  зависи от диаграмата на моментите от I ред, и има следните стойности:



за параболична диаграма  $c_o = 9,6$ , за правоъгълна  $c_o = 8$  и за триъгълна  $c_o = 12$ .

Ако опростено се приема  $c_o = 9,6 \approx 10$ , то  $\beta = 1$  и съответно:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left( \frac{1}{1 - N_{Ed} / N_B} \right) \quad (8)$$

Номиналната коравина  $EI$  се определя по формулата:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (9)$$

където:

$E_{cd}$  е изчислителната стойност на модула на еластичност на бетона  $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_E$ ; според EN 1992-1-1 и Националното ни приложение се приема коефициент на сигурност  $\gamma_E = 1,2$ ;

$I_c$  - инерционен момент на бетонното сечение на елемента;

$E_s$  - модул на еластичността на армировката;

$I_s$  - инерционен момент на армировката спрямо центъра на тежестта на бетонното сечение.

$A_s$  е общото количество на армировката, а  $A_c$  - площта на бетонното сечение.

Ако коефициента на армиране е в границите  $\rho = A_s / A_c \geq 0,002$  важат формулите:

$$K_s = 1; \quad (10)$$

$$K_c = k_1 k_2 (1 + \varphi_{ef}) \quad (11)$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad (12)$$

характеристичната якост на бетона  $f_{ck}$  е в МПа;

$$k_2 = \left( \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \right) \left( \frac{\lambda}{170} \right) \leq 0,2 \quad (13)$$

Ефективният коефициент на пълзене  $\varphi_{ef}$  се определя по формулата:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, to)} \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (14)$$

където:

$\varphi_{(\infty, to)}$  е крайният коефициент на пълзене, виж т. 3.1.4 на БДС EN 1992-1-1;

$M_{0Eqp}$  - моментът от I ред при квази-постоянната комбинация от въздействия (експлоатационно гранично състояние); за комбинацията виж БДС EN 1990;

$M_{0Ed}$  - моментът от I ред за крайно гранично състояние.

Ако  $M_{0Eqp}/M_{0Ed}$  не е постоянно по дължина на елемента, отношението може да се изчисли за сечението с максимален момент, или да се използва представителна средна стойност.

Пълзенето не се отчита, т.е.  $\varphi_{ef}=0$ , ако са изпълнени следните 3 условия:

$$\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2; \quad \lambda \leq 75; \quad M_{0Ed}/N_{Ed} \geq h.$$

където  $M_{0Ed}$  е моментът от I ред, а  $h$  е височината на сечението по изследваното направление.

В българските нормативни документи [5, 6] са дадени формули подобни на (5). Те се различават дадените в Еврокод 2 по отношение на отчитането на номиналната коравина на стоманобетонния елемент  $EI$ . Предимство на Еврокод е включването на коректива  $\beta = \pi^2 / c_o$ , който държи сметка за формата на моментовата диаграма от I ред.

#### **4. Метод на номиналната кривина според БДС EN 1992-1-1 [1], известен като метод модел-колона в [2, 16, 17]**

При метода на номиналната кривина изчислителният огъващ момент се определя по формулата:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (15)$$

където:

$M_{0Ed}$  е огъващият момент от първи ред, включително ефектите от несъвършенствата

Моментът от втори ред  $M_2$  се определя от:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (16)$$

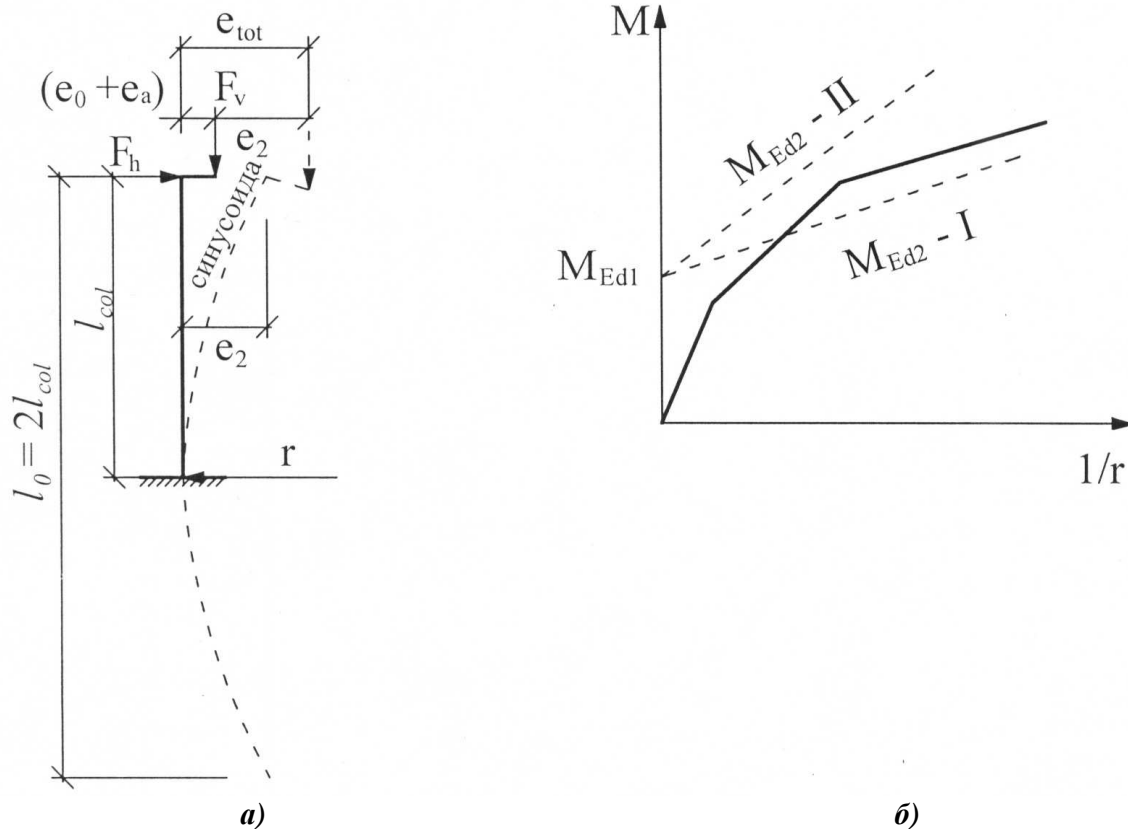
където  $N_{Ed}$  е изчислителната стойност на нормалната сила. За статически определима конзола според фиг. 9 хоризонталното преместване във върха  $e_2$  е равно на:

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c \quad (17)$$

Кривината  $1/r$  се отнася за сечението при запъването, а  $l_0$  е ефективната (изкълчвателната) дължина, виж т. 5. Коефициентът  $c$  зависи от формата на деформираната ос. За елемент с постоянно напречно сечение и натоварвания според фиг. 9 деформираната ос обикновено се приема с формата на синусоида и тогава  $c = \pi^2 \approx 10$ . При това формула (17) добива вида

$$e_2 = (l_o / \pi)^2 \cdot (1/r) \approx 0,1 l_o^2 (1/r) \quad (18)$$

където  $l_o$  е ефективната (изкълчвателната) дължина, виж т. 5.



**Фиг. 9. Метод на номиналната кривина: а) основни означения; б) графическа интерпретация**

При стройност  $\lambda = l_o / i$  в интервала  $15 \leq \lambda \leq 35$  се ползва формула (19), а ако  $\lambda < 15$  ефектите от втори ред се пренебрегват.

$$e_2 = K_1 (l_o / \pi)^2 \cdot (1/r) \approx 0,1 K_1 l_o^2 (1/r) \quad (19)$$

$$\text{където } K_1 = \lambda / 20 - 0,75 \quad (20)$$

Методът на номиналната кривина представлява апроксимация на общия метод. Чрез приемане на формата на деформираната ос като синусоида се оказва, че е необходимо и достатъчно е да бъде начертана зависимостта момент-кривина само за сечението при запъването, докато при общия метод те са много.

Методът на номиналната кривина е обяснен чрез графичното построение от фиг. 9, основано на прилагането на формули (18) и (19). Начертава се зависимостта момент-кривина за сечението при запъването (при този метод тя е достатъчна). Моментът от I ред  $M_{Ed1}$  се нанася на ординатната ос. Моментът от II ред  $M_{Ed2}$  според форм. (19) се изразява с линейна функция. Изхождайки от точката с ордината  $M_{Ed1}$  се чертае права, която представя момента от II ред.

Едната възможност е тази права, означена като I, да пресича зависимостта момент-кривина в точка S, налице е устойчиво равновесие и тогава резултатът е удовлетворителен. Права II не пресича функцията момент кривина, при което няма равновесие и не е гарантирана носимоспособността. В такива случаи трябва да се увеличи количеството на армировката или размерите на сечението.

Следващото опростяване е да не се определя зависимостта момент-кривина, а кривината от формула (18) да се приеме с максималната си стойност, приблизително определена от:

$$1/r = K_r K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (21)$$

Кривината  $1/r_0$  според форм. (21) е получена при приемането, че крайното гранично състояние настъпва при достигането на границата на провлачане в двете армировки, т.е.  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{yd}$ . Оттам следва:

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45d); \quad (22)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s; \quad (23)$$

където

$d$  е полезната височина;

$K_r$  - корекционен коефициент, зависещ от нормалната сила, равен на:

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1, \quad (24)$$

където:

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$  е относителна нормална сила;

$N_{Ed}$  - изчислителната стойност на нормалната сила;

$n_u = 1 + \omega$  е максималната относителна нормална сила при условен центричен натиск;

$\omega = A_{ss} f_{yd} / (A_c f_{cd})$ ;

$A_{ss}$  е общата площ на армировката;

$A_c$  - площта на бетонното сечение;

$n_{bal}$  - стойността на  $n$  при максимален огъващ момент в нецентрично натиснатия елемент; за симетрично армирано правоъгълно сечение може да се приеме  $n_{bal} = 0,4$ , виж фиг. 4.

Ефектът от пълзенето се отчита чрез коефициента  $K_\varphi$ , равен на

$$K_{\varphi} = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (25)$$

където:

$\varphi_{ef}$  е ефективният коефициент на пълзене, виж форм. (14);

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150; \quad \text{където } f_{ck} \text{ е в МПа, а } \lambda - \text{стройността.}$$

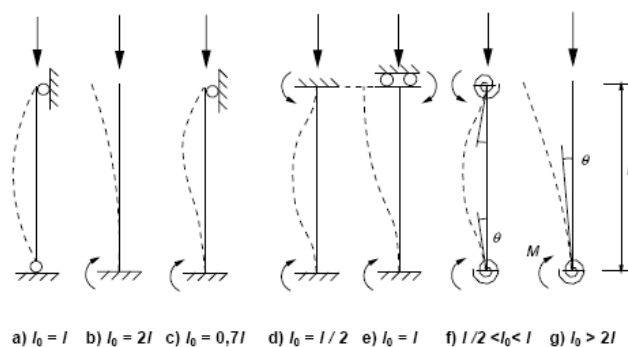
Методът на номиналната кривина може да се прилага и при по-сложни системи, като за целта е необходимо първо да бъде определена  $l_o$  - ефективната (изкълчвателната), виж т. 5. Кривината  $1/r_0$  се определя за сечението в средата на ефективната (изкълчвателната) дължина  $l_o$ . Повече информация за методът на номиналната кривина има в [16, 17].

Методът на номиналната кривина бе залегнал в предишната версия на Еврокод 2, т.е. в БДС ENV 1992-1-1 [2], под името *метод на модел-колона*. В същия Еврокод *методът на номиналната кривина* не бе включен. В БДС EN 1992-1-1 [1] са включени двата метода - на номиналната кривина и на номиналната кривина, а в Националното ни приложение е определено, че проектантът е свободен в избора си да ползва единия от двата метода.

## 5. Определяне на ефективните (изкълчвателните) дължини

### 5.1. Основни положения

Методите разгледани до тук бяха насочени към простия случай на конзолна колона, който в практика се среща рядко. По-сложните гранични условия обикновено се отчитат чрез ефективните (изкълчвателните) дължини, които се определят по правилата на механиката на еластичните системи.



Фиг. 10. Примери за ефективни (изкълчвателни) дължини на елементи

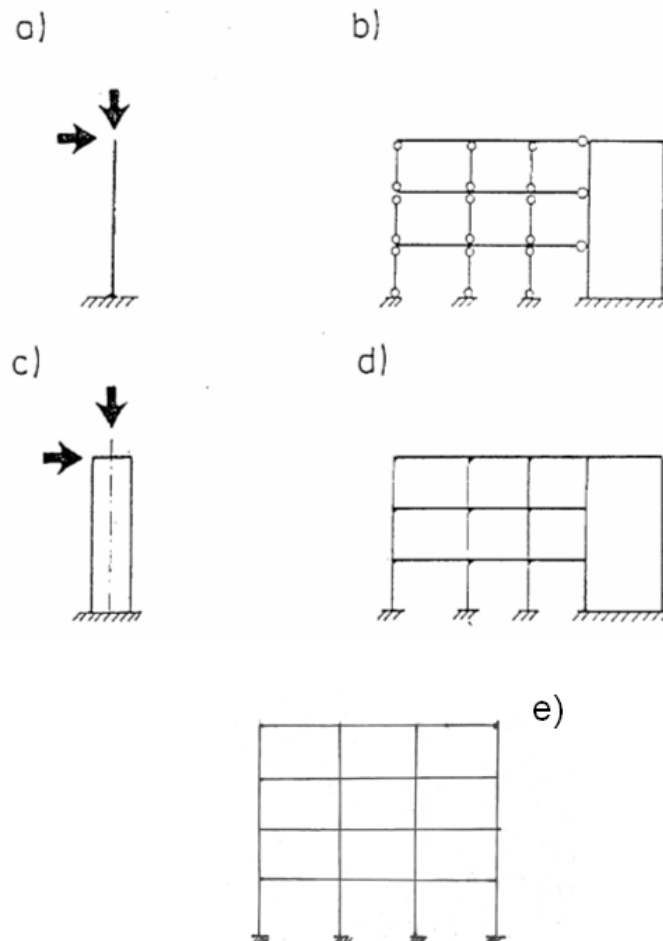
На фиг. 10 от Еврокод 2 от а) до d) са представени познатите Ойлерови случаи. Случаи е), f), g) се отнасят до натиснати елементи, които могат да бъдат части от по-сложни конструкции, при които трябва да се определят пружинните константи в краищата на изследвания натиснат елемент. В Еврокод 2 условно се ползват тези

ефективни дължини и съответните им стройности въпреки, че стоманобетонът е физически нелинен материал.

## 5.2. Натиснати елементи в сгради

Единичните (самостоятелни) елементи представляват конзолни колони, фиг. 11 а).

В неотместваемите рамки има закоравяващи елементи (обикновено шайби или ядра), чиято коравина е значително по-голяма, отколкото на колоните, фиг. 11 b), d). Закоравяващ елемент може да бъде съставна рамка, чиито колони и ригели са значително по-корави, отколкото на другите колони. Закоравяващите елементи се наричат още укрепващи, а колоните с по-малка коравина свързани с тях – укрепени. В неотместваемите рамки ефектите, дължащи се на хоризонтални натоварвания и геометрични несъвършенства, се поемат основно от укрепващите елементи. Същите получават допълнителни усилия от геометричните несъвършенства виж т. 7 и фиг. 13.



**Фиг. 11.** а) Самостоятелна колона; б) неотместваема рамка със ставно подпрени колони; в) укрепващ елемент, разглеждан като самостоятелна колона; д) неотместваема рамка с кораво свързани колони е) отместваема рамка;

В отместваемите рамки всички колони са с приблизително еднакви коравини, фиг. 11 е).

Според БДС EN 1992-1-1 ефективните (изкълчвателните) дължини  $l_0$  на натиснатите елементи на рамки се определят по формулата  $l_0 = \beta \cdot l$ , където  $l$  е дължината на елемента, а  $\beta$  се изчислява както следва:

За укрепени елементи (напр. колони в конструкции със шайби):

$$\beta = 0,5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (26)$$

За неукрепени елементи, фиг. 26 е),  $\beta$  е по-голямата от стойностите определени по формулите.

$$\beta = \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} \quad \text{или} \quad \beta = \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \quad (27)$$

където  $k_1, k_2$  е относителната поддаваемост при завъртане на край (възел) 1, съотв. 2 на елемента

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / l) \quad (28)$$

където:

$\theta$  е ъгълът на завъртане в края на елемента, еластично запънат в съседни елементи;

$EI$ - коравината на огъване на натиснатия елемент (разглеждан като ненапукан);

$l$  - светлата дължина на елемента между възлите с еластично запъване.

За определянето на  $k_1, k_2$  в съответния възел се прилага момент  $M$  с произволна стойност, напр.  $M=1$ , и от завъртането  $\theta$  и коравината  $EI/l$  се изчислява съответния коефициент по формула (28). За целта може да се ползва подходяща компютърна програма.

Споменатите правила са доста полезни, понеже изясняват характерни случаи в конструкциите на многоетажни сгради.

## 6. Пренебрегване на ефектите от II ред

Ефектите от II ред могат да бъдат пренебрегнати, ако стройността  $\lambda = l_0/i$   $\lambda$  е по-малка от  $\lambda_{lim}$ , определена по формулата:

$$\lambda_{lim} = 20 A \cdot B \cdot C / \nu n, \quad (29)$$

където:

$A=1/(1+0,2\varphi_{ef})$  (ако коефициентът на ползене  $\varphi_{ef}$  не е познат, може да се приеме  $A=0,7$ );

$B=\sqrt{1+2\omega}$  (ако механичният коефициент на армиране  $\omega=A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$  не е известен може да се приеме  $B=1,1$ );

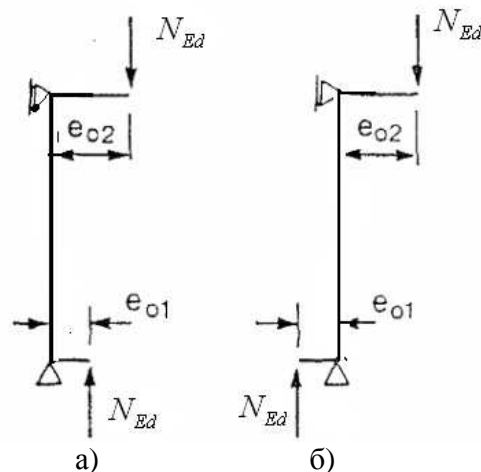
$C=1,7-r_m$  (ако  $r_m$  не е определено, може да се приеме  $C=0,7$ );

$n=N_{Ed}/(A_c f_{cd})$  относителна нормална сила;

$M_{01}, M_{02}; |M_{02}| \geq |M_{01}|$  са моментите от първи ред в двата края на разглеждания елемент;

$r_m=M_{01}/M_{02}$  е отношението на огъващите моменти.

Ако  $M_{01}$  и  $M_{02}$  предизвикват опън от едната страна (случай а);  $r_m$  е положително, а ако са с различни знаци – отрицателно (случай б).



Фиг. 12. Моменти, предизвикващи опън от едната страна (случай а), или от двете страни (случай б)

## 7. Геометрични несъвършенства

Геометричните несъвършенства отчитат възможни неточности при строителството, Те не бива да се приемат като допустими отклонения при изпълнението на конструкциите, а като елемент на сигурността им.

Несъвършенствата могат да се представят с наклоняване  $\theta_l$ , определено по формулата:

$$\theta_l = \theta_0, \alpha_n \alpha_m, \quad (30)$$

където:

$\theta_0$  е основната стойност, приета  $\theta_0=1/200$  в българското Национално приложение;



$\alpha_n$  - коефициент, отчитащ височината  $\alpha_n = 2/\sqrt{l}$ ;  $2/3 \leq \alpha_n \leq 1$

$\alpha_m$  – коефициент, отчитащ броя на елементите:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)} \quad (31)$$

$L$  е дължината или височината [m], виж фиг. 13

$m$  - броят на вертикалните елементи, които имат принос върху общия ефект

В Еврокод 2 се предписва още:

Във формули (30) и (31), определянето на  $l$  и  $m$  зависи от разглеждания ефект, за който могат да се разграничат три основни случая, фиг. 13:

- ефект върху единичен елемент:  $l$  е равно на действителната дължина на елемента,  $m=1$ .
- ефект върху укрепващата система:  $l$  е равно на височината на сградата,  $m$  е броят на вертикалните елементи, които допринасят за поемане на хоризонталната сила върху укрепващата система.
- ефект върху подови и покривни диафрагми, разпределящи хоризонталните товари:  $l$  е равно на етажната височина,  $m$  е броят на вертикалните елементи в етаж (етажите), които допринасят за поемане на хоризонталната сила в етаж.

За единични елементи, ефектът на несъвършенствата може да се отчете по един от начините а) или б):

а) като ексцентрицитет  $e_i$ , определен от:

$$e_i = \theta_i l_0/2 \quad (32)$$

където  $l_0$  е ефективната (изкълчвателната) дължина, виж т. 5

За стени и единични колони в укрепени системи може да се приеме приблизително  $e_i = l_0/400$ , която отговаря на  $\alpha_n = 1$ .

б) като напречната сила  $H_i$  предизвиква максимален огъващ момент:

за неукрепени елементи, виж фиг. 13 а1):

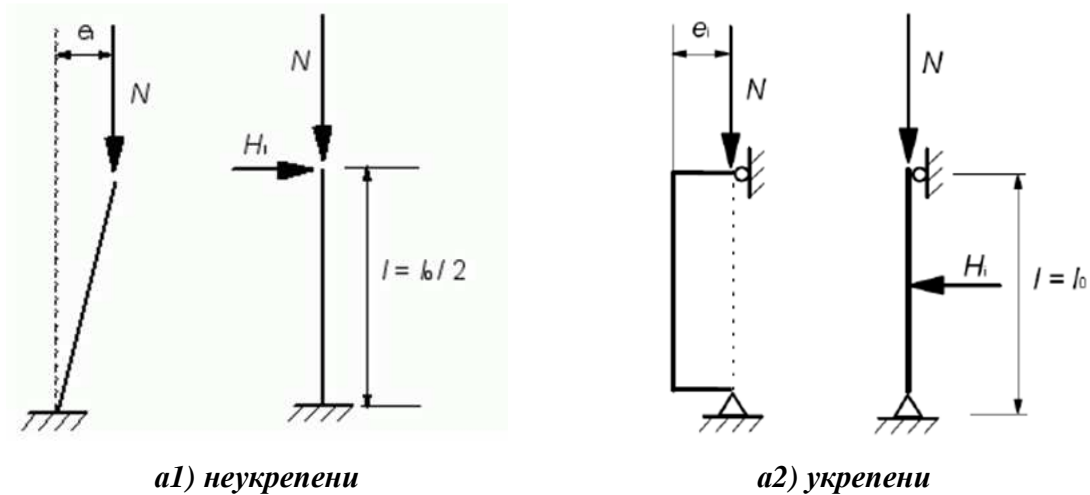
$$H_i = \theta_i N \quad (33)$$

за укрепени елементи, виж фиг.13 а2):

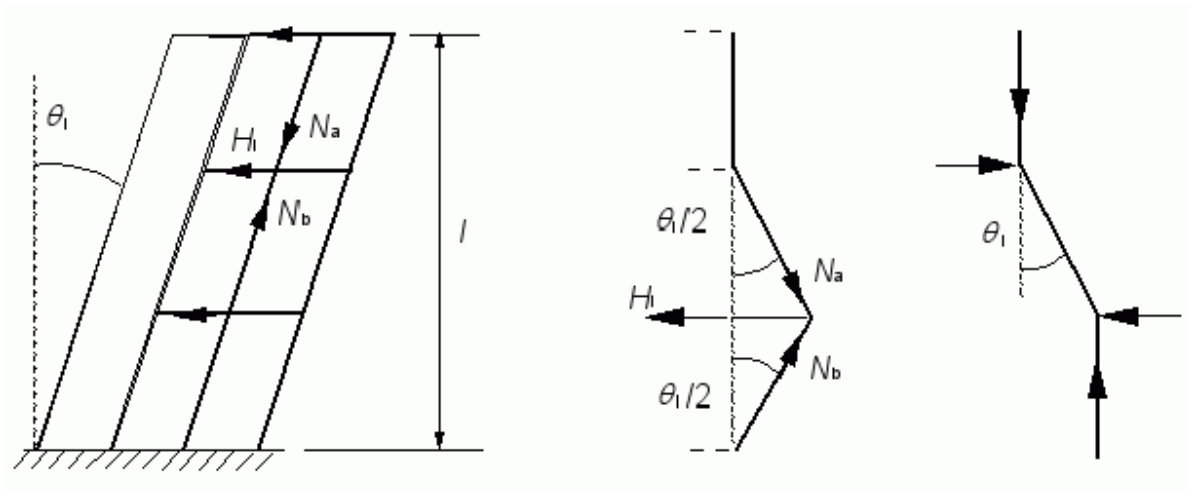
$$H_i = 2\theta_i N \quad (34)$$

където  $N$  е нормалната сила.

Формула (32) за ексцентрицитета е подходяща за статически определими системи, докато (33) и (34) за силата  $H_i$  - както за статически определими, така и за статически неопределими елементи.



**a) При единични елементи чрез нецентрично разположена натискава сила и/или чрез напречна сила**



**Фиг. 13. Примери за ефектите от геометрични несъвършенства**

При изследването на конструкциите, ефектът от наклоняването  $\theta_i$  може да се представи чрез хоризонтални сили, които се включват заедно с другите въздействия.

Ефект върху укрепена система, (виж фиг. 13 b)

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a) \quad (35)$$

Ефект върху подови диафрагми, (виж 13 с1)

$$H_i = \theta_i(N_b + N_a)/2 \quad (36)$$

Ефект върху покривни диафрагми, (виж фиг. 13 с2):

$$H_i = \theta_i N_a \quad (37)$$

където  $N_a$  и  $N_b$  са надлъжните сили, влияещи на  $H_i$ .

За опростено решение за стени и единични колони в укрепени системи може да се приеме ексцентрицитет  $e_i = l_0/400$  за отчитане на несъвършенствата, свързани с обичайни отклонения при изпълнението.

## 9. Кос нецентричен натиск (двойно огъване с нормална сила)

В БДС EN 1992-1-1 има правила за изследване на елементи подложени на огъващи моменти по двете направления, комбинирани с натискова сила. Общият метод е само загатнат, без да се дават конкретни предписания. Предлагат се следните опростени решения:

Като първо приближение може да се направи поотделно изчисление във всяко главно направление, като се пренебрегне двойното огъване. Несъвършенствата се отчитат само в направлението, където моментите от II ред са от по-голямо значение.

Не е необходима друга проверка, ако коефициентите на стройност удовлетворяват следните две условия:

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 0,2 \quad \text{или} \quad \lambda_z/\lambda_y \leq 0,2 \quad (38)$$

и ако относителните ексцентрицитети  $e_y/h$  и  $e_z/b$  (виж фиг. 14) са в границите:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{или} \quad \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2, \quad (39)$$

където:

$b, h$  са широчината и височината на сечението;

$b_{eq} = i_y \sqrt{12}$  и  $h_{eq} = i_z \sqrt{12}$  – приведените размери за еквивалентно правоъгълно сечение;

$\lambda_y, \lambda_z$  - стройностите  $l_0/i$  съответно за оси  $y$  и  $z$ ;

$i_y, i_z$  - инерционните радиуси съответно за оси;  $y$  и  $z$

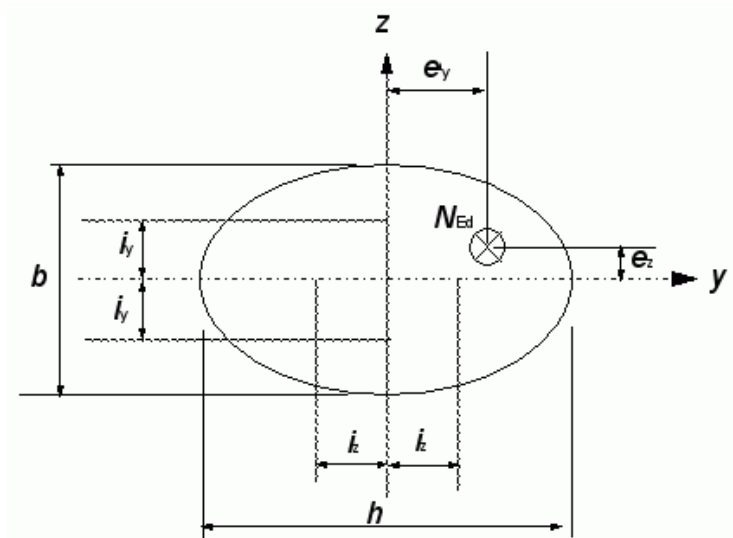
$e_z = M_{Edy}/N_{Ed}$  - ексцентрицитетът по ос  $z$ ;

$e_y = M_{Edz}/N_{Ed}$  - ексцентрицитетът по ос  $y$ ;

$M_{Edy}$  - изчислителният момент относно ос  $y$ , включващ момента от втори ред;

$M_{Edz}$  - изчислителният момент относно ос  $z$ , включващ момента от втори ред;

$N_{Ed}$  - изчислителната стойност на нормалната сила в съответната комбинация от натоварване.



Фиг. 14. Определяне на ексцентрицитетите  $e_y$  и  $e_z$

Когато условието във формула (39) не е удовлетворено, се отчита двойното огъване, включително ефектите от втори ред за всяко направление. Елементът може да не се оразмерява точно за двойно огъване, ако е изпълнено неравенството:

$$\left( \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left( \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0, \quad (40)$$

където:

$M_{Edz/y}$  е изчислителният огъващ момент спрямо съответната ос, включително момента от втори ред;

$M_{Rdz/y}$  - носимоспособността за огъване в съответното направление;

$a$  - степенен показател, равен на;

за кръгли и елипсовидни напречни сечения:  $a = 2$

за правоъгълни напречни сечения със стойности по табл.1.

Таблица 1. Стойности на степенния показател  $a$

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$a$	1,0	1,5	2,0

Междинни стойности могат да се получат чрез линейна интерполация.

$N_{Ed}$  е изчислителната стойност на нормалната сила;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$  е изчислителната носимоспособност на сечението за условен центричен натиск, където:

$A_c$  е общата площ на напречното сечение;

$A_s$  - площта на напречното сечение на надлъжната армировка.

## 10. Изследване на общата устойчивост на конструкциите на сгради

### 10.1. Методика от БДС EN 1992-1-1

В БДС EN 1992-1-1 има методика за изследване на общата устойчивост на конструкциите на сгради. Основните й постановки са дадени в т. 5.8.3.3 на този Еврокод и са цитирани в следващия текст. Глобалните ефекти от втори ред при сгради могат да се пренебрегнат, ако:

$$F_{V,Ed} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{E_{cd} I_c}{L^2} \quad (41)$$

където:

- $F_{V,Ed}$  е общото вертикално натоварване (върху укрепени и укрепващи елементи);  
 $n_s$  - броят на етажите;  
 $L$  - общата височина на сградата над нивото на приетото запъване;  
 $E_{cd}$  - изчислителната стойност на еластичния модул на бетона, виж 5.8.6 (3);  
 $I_c$  - инерционният момент на ненапуканото напречно сечение на укрепващия елемент (елементи).

Според българското Национално приложение към Еврокод 2 се приема  $k_1=0,31$ .

Формула (41) е валидна само, ако са налице всички условия, както следва:

- нестабилността при усукване не е определяща, т.е. конструкцията е сравнително симетрична;
- общите напречни деформации са пренебрежими, напр. ако укрепващите елементи са шайби без големи отвори;
- укрепващите елементи са кораво свързани в основата си, т.е. завъртанията са пренебрежими;
- коравината на укрепващите елементи е сравнително постоянна по височината им;
- общото вертикално натоварване нараства приблизително еднакво за всеки етаж.

Във формула (41)  $k_1$  може да се замени с  $k_2=0,62$  ако се докаже, че в крайното гранично състояние укрепващите елементи са без пукнатини.

В приложение Н на БДС EN 1992-1-1 методиката за изследване на общата устойчивост на стоманобетонни сгради е доразвита. Приложение Н е *информационно и няма задължителен характер*, т.е. проектантите са в правото си да ползват други обосновани решения.

Методиката се отнася за доказване на общата устойчивост на цялостната система състояща се от укрепващи елементи (шайби без или с отвори) и укрепени елементи (колони със значително по-малка коравина).

Цялостната система на конструкции с плътни шайби не е необходимо да се изследва по деформирана схема, ако е изпълнено условието:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 F_{V,BB} \quad (42)$$

където:

$F_{V,Ed}$  е максималният изчислителен вертикален товар за цялата сграда;

$F_{V,BB}$  - номиналната вертикална сила при загуба на устойчивост, определяна от:

$$F_{V,BB} = \xi 0,4 \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (43)$$

където:

$I_c$  е инерционен момент на бетонното сечение на шайба по разглежданото направление;

0,4 е коефициент, който отчита наличието на нормални пукнатини, а при ненапукани шайби се приема 0,8;

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$  - изчислителната стойност на модула на еластичност на бетона;

$E_{cm}$  – модулет на еластичност на бетона от табл. 3.1 на БДС EN 1991-1-1;

$\gamma_{cE} = 1,2$  - коефициент на сигурност;

$L$  - общата височина на сградата над нивото на запъване на шайбите във фундаменти.

Условие (42) се прилага ако:

- сградата е приблизително симетрична и загубата на устойчивост не е предизвикана от усукване; ако това условие не е изпълнено, подходящо решение е дадено в т. 10.3 и 10.4
- нарастването на вертикалният товар във всеки етаж е приблизително еднакво.

За коравината може да се ползва приблизителната формула:

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c \quad (44)$$

Коефициентът  $\xi$  се определя от:

$$\xi = 7,8 \frac{n_s}{(n_s + 1,6) \cdot (1 + 0,7k)} \quad (45)$$

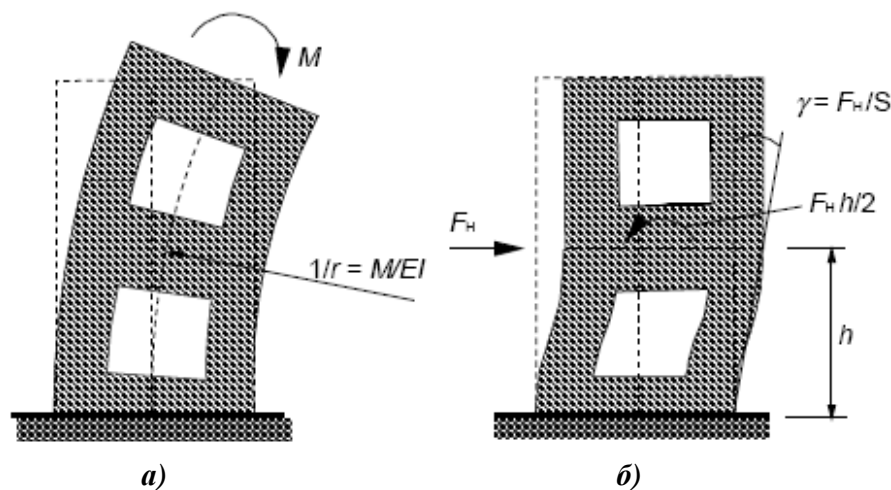
където  $n_s$  е броят на етажите.

Относителната поддаваемост  $k$  на запъването на фундаментите в почвата е равна на:

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / L) \quad (46)$$

където  $\theta$  е завъртането в основата от момент  $M$ , а  $(EI / L)$  е коравината към височината на сградата, дефинирана по-горе. За пълно запъване  $k = 0$ .

За шайби с отвори (фиг. 15) елементите при отворите се огъват. В Еврокод 2 това е наречено «деформиране от срязване». В тази дефиниция има известна условност, защото не става дума за срязване от напречна сила, а за местно огъване на елементите около отвора, което наподобява деформирането от срязване на плътен елемент.



Фиг. 15. Дефиниране на общите деформации от огъване ( $1/r$ ) и «срязване»  $\gamma$  и съответната им коравина ( $EI$  и  $\gamma$ )

Допуска се, система със шайби с отвори да не се изследва по деформирана схема, ако е изпълнено условието:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 F_{V,B} = 0,1 \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}}, \quad (47)$$

където:

$F_{V,Ed}$  и  $F_{V,B}$  са дефинирани след форм. (42);

$F_{V,BB}$  - общото натоварване при загуба на устойчивост от огъване, виж фиг. 15 а);

определя се по форм. (Н.2);

$F_{V,BS} = \Sigma S$  - общото натоварване при загуба на устойчивост от «срязване»,

*т.е. от деформирането на елементите при отворите* (фиг. 15 б);

$\Sigma S$  е общата коравина на «срязване» на шайбите.

Коравината на «срязване»  $S$  в областта един отвор е равна на:

$$S = F_H / \gamma \quad (48)$$

където:

$F_H$  - хоризонталната (срязващата сила) за плътното сечение над отвора;

$\gamma$  - ъгъла на деформиране вследствие на местното огъване на елементите до отвора.

Ако неравенство (47) не е изпълнено, конструкцията като цяло може да се изследва опростено по деформирана схема, като се приложи еквивалентна хоризонтална сила  $F_{H,Ed}$ , определена по формулата:

$$F_{H,Ed} = E_{H,0Ed} \frac{1}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (49)$$

където:

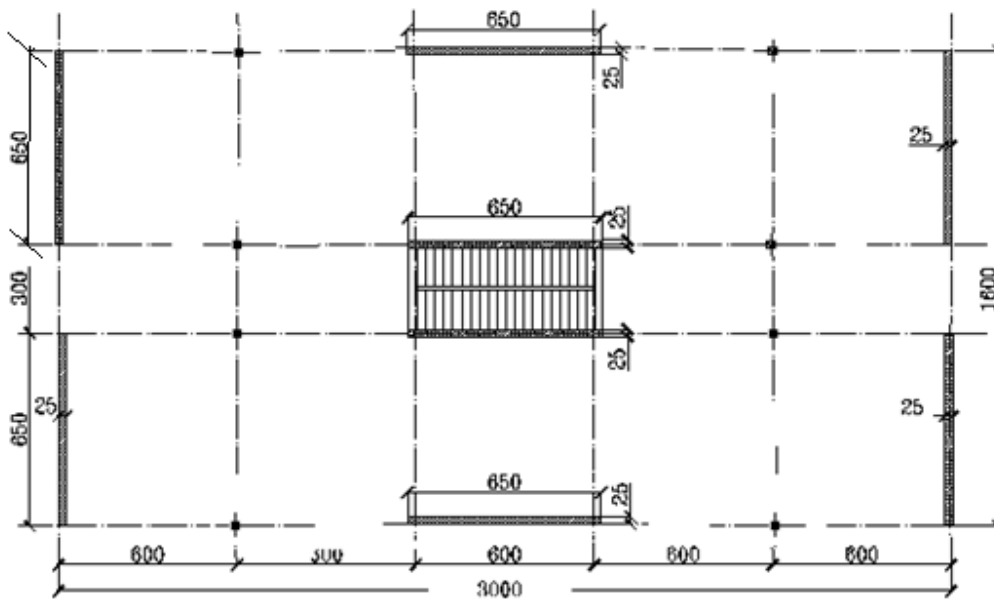
$F_{H,0Ed}$  е общата хоризонтална сила от I ред от вятър, земетръс, несъвършенства и други.

$F_{V,Ed}$  и  $F_{V,B}$  са дефинирани в след форм. (47).

## 10.2. Пример за многоетажна сграда със симетрично разположени шайби

На фиг. 16 е показан кофражния план на стоманобетонна конструкция на многоетажна сграда със шайби и колони. В първия вариант шайбите са плътни, а във втория всичките са с еднакви отвори, фиг. 16. Изследвани са: конструкция с плътни шайби на 8-етажна сграда и конструкции със шайби с отвори в два варианта – за 8 и за 12-етажна сграда.





Фиг. 16. Котирован план на плоча на многоетажна сграда със симетрично разположени шайби

а) Определяне на вертикалните товари

Собствено тегло плоча, настилка и мазилка  $g_1 = 0,28.25 = 7 \text{ kN/m}^2$

За един етаж  $G_1 = g_1.30.16 = 7.30.16 = 3360 \text{ kN}$

$$G_1 = 3360 \text{ kN}$$

Външни стени  $G_2 = 2.(30 + 16).0,3.20 = 1515 \text{ kN}$

$$G_2 = 1515 \text{ kN}$$

Вътрешни стени

$$G_3 = 500 \text{ kN}$$

Характеристична стойност на постоянния товар за 1 етаж

$$G_k = 5378 \text{ kN}$$

Изчислителна стойност на постоянния товар за 1 етаж

$$G_d = \gamma_d G_k = 1,35.5378 = 7260 \text{ kN}$$

$$G_d = 7260 \text{ kN}$$

Полезен товар – равномерно разпределен  $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$   $q_d = \gamma_Q q_k = 1,5.3 = 4,5 \text{ kN/m}^2$

Полезен товар за една плоча

$$Q_d = q_d.16.30 = 4,5.16.30 = 2160 \text{ kN}$$

$$Q_d = 2160 \text{ kN}$$

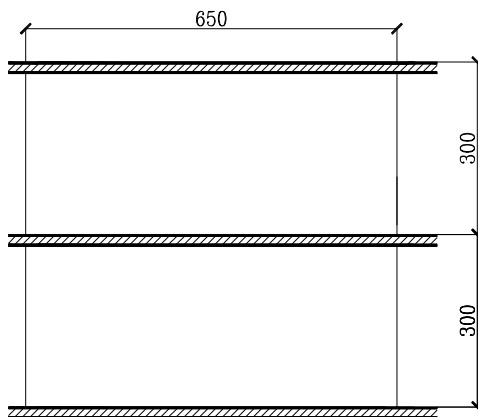
Общ товар за една плоча  $F_d = G_d + Q_d = 7260 + 2160 = 9420 \text{ kN} = 9,42 \text{ MN}$

Общ товар за 8 етажа

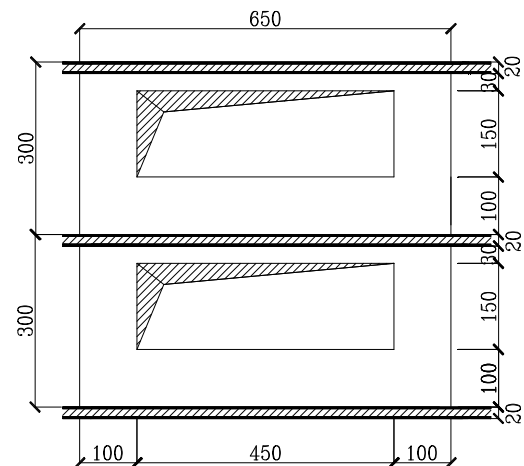
$$F_{V,Ed} = 8F_d = 8.9,42 = 75,36 \text{ MN}$$

$$F_{V,Ed} = 75,36 \text{ MN}$$

Вертикален разрез с плътни шайби



Вертикален разрез – шайби с отвори



Фиг. 17. Вертикални разрези със шайбите

#### б) Инерционни моменти

На плътна шайба  $I = (1/12) \cdot 0,25 \cdot 6,5^3 = 5,72 m^4$

На шайба с отвор  $I = (1/12) \cdot 0,25 \cdot 6,5^3 - (1/12) \cdot 0,25 \cdot 4,5^3 = 3,82 m^4$

На колонка при отвор на шайба  $I = (1/12) \cdot 0,25 \cdot 1^3 = 0,0208 m^4$

#### в) Изследване на 8-етажна конструкция с плътни шайби

Ако е изпълнено условие (41) не е необходимо да се провеждат изчисления по деформирана схема.

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = k_1 \left( \frac{n_s}{n_s + 1,6} \right) \left( \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \right) \quad (41)$$

$$k_s = 0,31 \quad n_s = 8 \text{ етажа}; L = 8 \cdot 3 = 24 \text{ m}$$

за C16/20  $E_{cm} = 29000 \text{ MPa}$   $\gamma_{cE} = 1,2$

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE} = 29000 / 1,2 = 24166 \text{ MPa (от БДС EN 1992-1-1)}$$

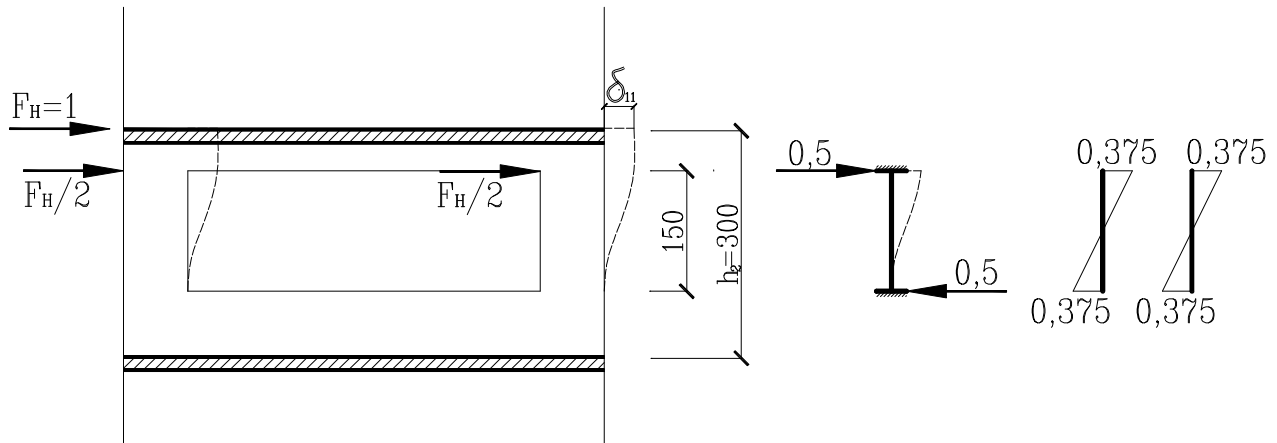
$$F_{V,Rd} = k_1 \left( \frac{n_s}{n_s + 1,6} \right) \left( \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \right) = 0,31 \cdot \left( \frac{8}{8 + 1,6} \right) \cdot \left( \frac{4 \cdot 5,72 \cdot 24166}{24^2} \right) = 248 MN$$

$$F_{V,Ed} = 75,36 MN < F_{V,Rd} = 248 MN$$

Условие (41) е изпълнено и не е необходимо да се изследва системата по деформирана схема, т.е. достатъчно е елементите да могат да поемат моментите от I ред.

**г) Изследване на 8-етажна конструкция със шайби с отвори**

Тази система има същите размери в план като разгледаната в предишния пример; разликата е, че всичките шайби са с отвори с еднакви размери, фиг. 18.



**Фиг. 18. Схема за определяне на преместването от  $F_H = 1$**

Ако е изпълнено условие (47) не е необходимо да се провеждат изчисления по деформирана схема.

$$F_{V,Ed} \leq 0,1F_{V,B} = 0,1 \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} \quad (47)$$

$$F_{V,BB} = \xi \frac{\sum EI}{L^2} \quad (43)$$

$$\xi = 7,8 \left( \frac{n_s}{n_s + 1,6} \right) \left( \frac{1}{1 + 0,7k} \right) \quad (45)$$

$k = 0$  – пълно запъване;  $n_s = 8$  етаж;  $L = 8 \cdot 3 = 24 \text{ m}$

$$\xi = 7,8 \left( \frac{n_s}{n_s + 1,6} \right) \left( \frac{1}{1 + 0,7k} \right) = 7,8 \frac{8}{8 + 1,6} = 6,5$$

$$\sum EI = \sum 0,4E_{cd}I_c = 0,4 \cdot 4 \cdot 24166 \cdot 3,82 = 147702 \text{ MNm}^2, \text{ виж заб. за } I_c \text{ след форм. (H.1)}$$

Иванчев. Изследване на стројни стоманобетонни натиснати елементи

$$F_{V,BB} = \xi \frac{\sum EI}{L^2} = 6,5 \frac{147702}{24^2} = 1666 MN$$

Определяне на общата коравина на “срязване”  $\sum S$

При определянето на преместването от  $F_H = 1$  е взето под внимание само огъването на вертикалните елементи встрани от отвора, а плътните части под и над него са приети като недеформируеми, виж фиг. 18.

$EI\delta_{11} = 4(1/3) \cdot 0,375^2 \cdot 0,75 = 0,1406$  - множителят 4 отчита, че в М-диаграмите на двете колонки до отвора има общо 4 триъгълника.

$$EI = 0,4E_{cd}I_c = 0,4 \cdot 24166 \cdot 0,0208 = 201,38 \text{ MNm}^2$$

$$\delta_{11} = \frac{EI\delta_{11}}{EI} = \frac{0,1406}{201,38} = 0,000698m$$

$$\gamma = \frac{\delta_{11}}{h_e} = \frac{0,000698}{3,00} = 0,000233$$

$$S = \frac{F_H}{\gamma} = \frac{1}{0,000233} = 4296$$

$$F_{V,BS} = 4S = 4 \cdot 4296 = 17184 MN \text{ (конструкцията е с по 4 шайби във всяко направление)}$$

$$F_{V,Rd} = 0,1F_{V,B} = 0,1 \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} = 0,1 \frac{1666}{1 + 1666/17184} = 158,8 MN \quad (42)$$

$$F_{V,Ed} = 75,36 MN < F_{V,Rd} = 158,8 MN$$

Условие (42) е изпълнено и не е необходимо да се изследва системата по деформирана схема, т.е. достатъчно е елементите да могат да поемат моментите от I ред.

#### д) Изследване на 12-етажна конструкция със шайби с отвори

Броят на етажите е увеличен на 12, а размерите и коравините на шайбите с отвори остават като в примера от точка г).

$$\text{Общ вертикален товар за 12 етажа } F_{V,Ed} = 12F_d = 12 \cdot 9,42 = 113,04 MN$$

$$\xi = 7,8 \left( \frac{n_s}{n_s + 1,6} \right) \left( \frac{1}{1 + 0,7k} \right) = 7,8 \frac{12}{12 + 1,6} = 6,88 \quad (45)$$

$$F_{V,BB} = \xi \frac{\sum EI}{L^2} = 6,5 \frac{147702}{36^2} = 784,3 MN \quad (43)$$

$$F_{V,B} = \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} = \frac{784,3}{1 + 784,3 / 17184} = 750 MN$$

$F_{V,Rd} = 0,1 F_{V,B} = 0,1 \cdot 750 = 75 MN < F_{V,Ed} = 113,04 MN$ , т.е. условие (47) не е изпълнено и моментите от II ред не могат да бъдат пренебрегнати.

При това конструкция следва да бъде изчислявана за увеличени хоризонтални сили, определени по формулата:

$$F_{H,Ed} = E_{H,0Ed} \frac{1}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} = F_{H,0Ed} \frac{1}{1 - 113,04 / 750} = 1,177 F_{H,0Ed} \quad (49)$$

Резултатът показва, че изчислението по деформирана схема е заместено с условно увеличение на хоризонталните сили с около 18%. В Еврокод 2 е записано, че ефектите от II ред могат да се пренебрегнат, ако техният принос е под 10%. Ще бъде отбелязано още, че формула (49) е аналогична на (5).

### 10.3. Случай на несиметрично разположение на шайбите, разгледан в Националното приложение на Германия към DIN EN 1992-1-1 [7])

При несиметрично разположение на шайбите в Националното приложение на Германия [7] е определено, че не се изисква отчитане на ефектите от II ред, ако е изпълнено неравенството (50). Тук трябва да бъде отбелязано, че в Еврокод 2 въпросът за общата устойчивост на конструкциите на сградите се третира в информационното му (незадължително) приложение Н. В [7] са приети като задължителни за Германия постановките на приложение Н, допълнени с условието (50).

$$\frac{1}{\left( \frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{cd} I_{\omega}}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} I_T}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} \right)^2} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad (50)$$

където:

$I_{\omega}$  е секториалният инерционен момент, определян по формулата:

$$I_{\omega} = \sum_j x_j^2 I_{y,j} + \sum_j y_j^2 I_{x,j} \quad (51)$$

където

$I_{x,j}$  и  $I_{y,j}$  са инерционните моменти по двете оси на укрепващи елемент  $j$ ;

$x_j$  и  $y_j$  - координатите на центъра на тежестта на напречното му сечение спрямо центъра на огъване на групата укрепващи елементи.

$E_{cd}$  - изчислителната стойност на модула на еластичност на бетона, виж определенията след форм. (43); коравината  $E_{cd} I_{\omega}$  подобно на огъвателната коравина трябва да бъде умножена с коефициент 0,4 за отчитане на наличието на нормални пукнатини или с 0,8, ако се докаже, че пукнатини не се образуват;

$G_{cd}$  - изчислителната стойност на модула на хлъзгане на бетона; обикновено се приема  $G_{cd} = 0,4 E_{cd}$ ;

$I_T$  - сумата от инерционните моменти на усукване на укрепващите елементи (шайби и ядра);

$F_{V,Ed,j}$  - вертикален товар на укрепващ, съотв. укрепен елемент  $j$

$r_j$  - разстояние от надлъжната ос на шайба  $j$  до центъра на огъване на групата укрепващи елементи; за ядра  $r_j = \sqrt{r_{x,j}^2 + r_{y,j}^2}$  е разстоянието от центъра на тежестта на ядрото до центъра на огъване на групата укрепващи елементи.

Обикновено в конструкциите на сградите няма укрепващи елементи със значима коравина на усукване. Ядрата на асансьорните шахти са с относително малки размери, с отвори за вратите и съпротивлението им срещу ротация е пренебрежимо малко в сравнение с това осигурено от шайбите по периферията. Така при приемането на  $I_T = 0$  и след преобразуване формула добива по-простия вид:

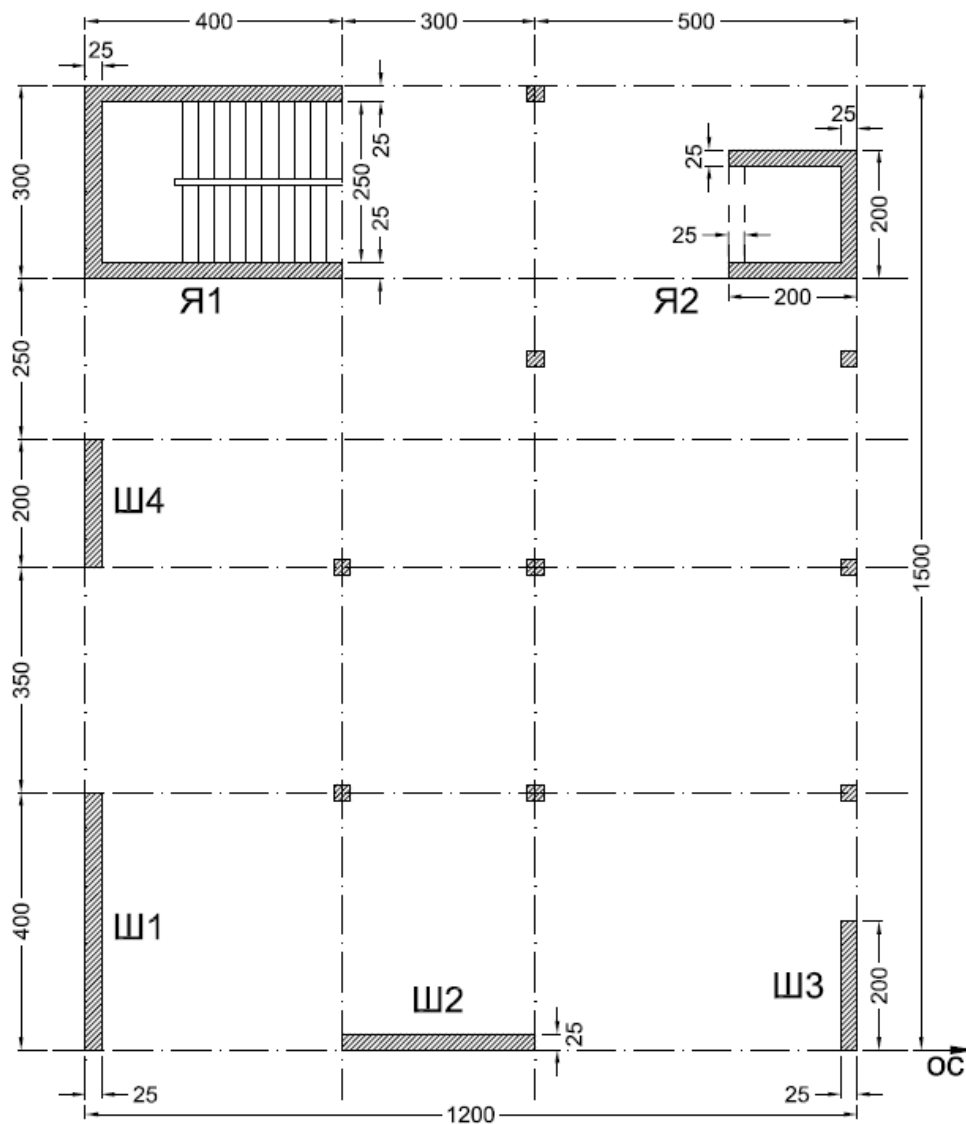
$$\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2 \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{E_{cd} I_{\omega}}{L^2} \quad (52)$$

$$F_{V,Ed} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{E_{cd} I_c}{L^2} \quad (41)$$

Сравнявайки формула (52) с (41) се вижда една аналогия, от която може да се заключи, че формула (52) представя логично развитие на изложената в Еврокод 2 методика, което дава възможност да се обхващат голям брой конструкции. В българското Национално приложение към Еврокод 2 приложение Н остава като информационно. Все пак при прилагането му у нас може да се разшири чрез ползването на формули (50) – (52).

#### 10.4. Пример за сграда с несиметрично разположени шайби и без корави за усукване елементи

На фиг. 19 е показан кофражен план на 8-етажна сграда с безгредови плочи. Вертикалните елементи са шайби, разположени нерегулярно. При стълбището и асансьорната шахта са оформени ядра, които са с отворено сечение и тяхната коравина на усукване е пренебрежимо малка. Има и колони, чиято коравина на огъване е значително по-малка от тази на шайбите и ядрото.



Фиг. 19. Кофражен план на плоча на многоетажна сграда със симетрично разположени шайби

Разпределен постоянен товар  $7 \times 1,35 = 9,45 \text{ kN/m}^2$

Полезен товар  $3 \times 1,5 = 4,5 \text{ kN/m}^2$ . Общо  $13,95 \approx 14 \text{ kN/m}^2$ .

**Таблица 2. Определяне на величините във формула (52)**

	Шайба 1	Шайба 2	Шайба 3	Шайба 4	Ядро 1	Ядро 2	сума
$a_x$	0,25	3	0,25	0,25			
$a_y$	4	0,25	2	4			
$I_x$	0,0052	0,5625	0,0026	0,0052	4,344	0,7417	5,6612
$I_y$	1,3333	0,0039	0,1667	1,3333	4,1171	0,8411	7,7955
$x$	0,125	5,5	11,875	0,125	1,5535	11,2386	
$y$	2	0,125	1	8,5	13,5	14,0000	
$I_{x,y}$	0,0104	0,0703	0,0026	0,0443	58,6440	10,3838	69,1554
$I_{y,x}$	0,1667	0,0215	1,9792	0,1667	6,3959	9,4533	18,1832
$x_c$	-2,2075	3,1675	9,5425	-2,2075	-0,779	8,9061	
$y_c$	-10,2156	-12,0906	-11,2156	-3,7156	1,2844	1,7844	
$I_{x,y_c}$	0,5435	82,2281	0,3276	0,0719	7,1659	2,3616	92,6986
$I_{y,x_c}$	139,1455	0,5710	20,9651	18,4079	6,7916	2,6782	188,5592
						$I_{\omega}$	281,2578
$F_{V,Ed,j}$	2,833	3,904	1,759	2,319	5,352	2,299	
$r_{j=}$	$x_c$	$y_c$	$x_c$	$x_c$	$x_c / y_c$	$x_c / y_c$	
	2,2075	12,0906	9,5425	2,2075	0,779	8,9061	
					1,28437	1,7844	
	13,80537	570,6969	160,1733	11,30062	12,07651	189,6737	

$$\Sigma F_{v,Ed,j} r_j^2 = 957,7264 \text{ MNm}^2$$

$$K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{E_{cd} I_{\omega}}{L^2} = 0,31 \cdot \frac{8}{8 + 1,6} \cdot \frac{24166.281,26}{24^2} = 3048 \text{ MNm}^2,$$

$$\Sigma F_{v,Ed,j} r_j^2 = 958 \text{ MNm}^2 < K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{E_{cd} I_{\omega}}{L^2} = 0,31 \cdot \frac{8}{8 + 1,6} \cdot \frac{24166.281,26}{24^2} = 3048 \text{ MNm}^2$$

или условието за устойчивост на системата е изпълнено.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В БДС EN 1992-1-1 изчислението на нецентрично натиснати стройни стоманобетонни елементи се третира доста подробно. За някои проверки се предлагат алтернативни възможности с по-точни или по-опростени решения. Обхванати се различни фактори: системи на конструкциите и елементите, стройност, свойства на материалите, геометрични несъвършенства, двойно огъване и др. Дават се предписания и препоръки, които са подходящи за типични конструкции, намерили приложение и у нас.



## ЛИТЕРАТУРА

### Нормативни документи

1. БДС EN 1992-1-1: Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради. 2004 г.
2. БДС ENV 1992-1-1: Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради. 1992 г.
3. БДС EN 1992-1-1: Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 2, 2005 г.
4. Български национални приложения към БДС EN 1992-1-1 и БДС EN 1992-2.
5. Временен правилник за проектиране на бетонни и стоманобетонни пътни мостове
6. Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции, 1987 г.
7. DIN EN 1992-1-1. NA. Nationaler Anhang. National festlegte Parameter. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-und Spannbetontragwerke. Teil 1-1. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2013.

### Други публикации

8. Иванчев, И., Р. Ганчева, А. Георгиев и др. Проектиране на стоманобетонни конструкции според европейските норми- Еврокод 2, УАСГ, София 1997, 2001 г.
9. Иванчев, И. Обща устойчивост на стоманобетонни конструкции на сгради според Еврокод 2, сп. Строителство, бр. 6/2000 г.
10. Иванчев, И. Доказване на сигурността срещу изкълчване на стройни стоманобетонни мостови стълбове, сп. Пътища, бр. 12/1973.
11. Иванчев, И. Доказване на сигурността срещу изкълчване на стройни стоманобетонни мостови стълбове (дисертация за к.т.н), София 1980 г.
12. Иванчев, И. Анализ на резултатите от изчисляване с ЕИМ на сигурността на стройни стоманобетонни стълбове, сп. Пътища, бр.11-12/1976.
13. Иванчев, И. Проектиране на стоманобетонни мостове според Еврокод 2, ABC "Техника", 2010 г.
14. Русев, К. Стоманобетон, НПБСК-ЕС2. ABC Техника, 2008 г.
15. Русев и колектив, Еврокод 2, Ръководство по стоманобетон, КИИП София-град 2010 г.
16. CEB-Bulletin d'information Nr 93 "Flambent-instabilité"- Paris 1973.
17. CEB-FIP Manual of Buckling and Instability Nr. 123, Lancaster, 1978.
18. Kamara, M. E., L. C. Novak. Slender Column Design Based on ACI 318-08. 2010.