

Константин Велинов
Никола Ангелов
Атанас Георгиев

БДС EN 1992-1-1: УКАЗАНИЯ

Второ
допълнено
издание

София, 2021г.

Предговор към второ издание

В този формат на второто издание е запазена основната идея в книгата – да се декодират съществените принципи в Еврокод 2 за сгради, свързани с ежедневното проектиране на конструкции от обикновен стоманобетон. Стремехът е бил да се представят процедури и приложен прочит на правилата за изчисляване и конструиране на обичайните елементи, а не буквални извадки от тремавите и с широк обхват текстове на стандарта.

Изданиято е допълнено с непротиворечащи на принципите утвърдени добри практики. Отчетени са измененията от 17.02.2015г. в националното приложение БДС EN 1992-1-1:2005/NA:2015 [3], както и други съществени уточнения. Добавени са кратки обяснения и анализи с цел подпомагане на разбирането на явленията и смисъла на зависимостите, с които се сблъскваме в процеса на изчисляване, проверки и конструиране.

Целта на числените примери за традиционни елементи е да се проследи стъпка по стъпка логиката на концептуалното проектиране, което, разбира се, може да се проведе и автоматизирано.

В книгата няма приложения – стремехът е бил необходимите данни да се ситуират там, където им е мястото.

В това издание са запазени структурата, съдържанието, текстовете и номерацията на всички точки, подточки, алинеи, фигури и формули от първата книга. Допълненията и измененията са ясно фиксирани с шрифт Arial и между две вертикални линии, както е при този параграф.

Книгата от 120 страници е илюстрирана със 155 фигури и съдържа:

Означения и литература	2
Част I: Изходни данни	4
1. Метод за проектиране	5
2. Въздействия	7
3. Бетон, армировка, взаимодействие	10
Част II. Крайни гранични състояния	18
4. Огъване със и без осови сили	19
5. Срязване	30
6. Усукване	40
7. Продънване	42
7А. Местен натиск	49
Част. III. Експлоатационни гранични състояния	51
8. Контрол на провисванията	52
9. Контрол на нормалните пукнатини	56
Част. IV. Проектиране на традиционни елементи	58
10. Гредови плочи	59
11. Греди	68
12. Къси греди и конзоли	83
13. Безгредови плочи	88
14. Колони	99
15. Монолитни единични фундаменти	112

Участието на авторите в написването е следното:

гл. ас. д-р инж. Константин Велинов – т.1 и т.8;

гл. ас. д-р инж. Никола Ангелов – т.2 и т.12;

проф. д-р инж. Атанас Георгиев – останалите точки и общата редакция.

София, 03.01.2021г.

Основни означения

Използвани са символите от системата *Eurocode* и по-специално от *Eurocode 2*. Базовите величини в емпиричните формули са в *mm*, *N* и *N/mm²* (*MPa*). Където е упоменато, са използвани и техни кратни единици.

Усилия и напрежения

- E - Ефект от въздействие
- M_{Ed}, M_{Rd} - Изчислителна стойност на огъващ момент, носимоспособност на огъване
- N_{Ed} - Изчислителна стойност на нормална сила
- T_{Ed} - Изчислителна стойност на усукващ момент
- V_{Ed}, V_{Rd} - Изчислителна стойност на напречна сила, носимоспособност на срязване
- $V_{Rd,c}$ - Срязваща сила, поета от бетон
- $V_{Rd,s}$ - Срязваща сила, поета от напречна армировка
- v_{Ed} - Изчислителна стойност на срязващо напрежение
- τ_r - Тангенциално (срязващо) напрежение в пукнатина
- σ_c - Натисково напрежение в бетон
- σ_{cp} - Натисково напрежение в бетона от нормална сила
- σ_{c1} - Главно напрежение на опън в бетон
- σ_{c2} - Главно напрежение на натиск в бетон
- σ_s - Напрежение в армировка
- σ_{sw} - Напрежение в напречна армировка

Характеристики на материалите

- E_c - Начален (тангенциален) модул на еластичност на бетон
- E_{cm} - Среден (секущ) модул на еластичност на бетон
- E_s - Модул на еластичност на обикновена армировка
- f_{cm} - Средна стойност на цилиндрична якост на натиск на бетон
- f_{ck}, f_{cd} - Характеристична и изчислителна стойност на цилиндрична якост на натиск на бетон на 28^{-ия} ден
- f_{ctm} - Средна стойност на якост на осов опън на бетон
- f_{ctk}, f_{ctd} - Характеристична и изчислителна стойност на якост на осов опън на бетон
- f_{yk}, f_{yd} - Характеристична и изчислителна стойност на граница на провлачане на армировка
- f_{ywk}, f_{ywd} - Характеристична и изчислителна стойност на граница на провлачане на напречна армировка
- ϵ_1 - Главна деформация – относително удължение
- ϵ_2 - Главна деформация – относително скъсяване
- ϵ_x - Деформация в направление x
- ϵ_c - Деформация на натиснат бетон
- ϵ_{cu} - Гранична деформация на натиснат бетон
- ϵ_{uk} - Характеристична стойност на деформация на армировка при максимално натоварване
- γ_c - Частен коефициент за бетон
- γ_F - Частен коефициент за въздействие F
- γ_s - Частен коефициент за армировка
- ν - Коефициент, отчитащ намалена якост на натиск на бетонни диагонали

Геометрични характеристики

- A - Площ на напречно сечение
- A_c - Площ на бетонно напречно сечение
- A_s - Площ на напречно сечение на надлъжна армировка
- A_{sw} - Площ на напречно сечение на напречна армировка

- a - Разстояние
- b - Широчина на напречно сечение
- b_w - Широчина на стебло
- c - Бетонно покритие, размер на напречно сечение на колона
- D - Диаметър на дорника на огъване на армировка, диаметър на напречно сечение на колона
- d - Полезна височина на напречно сечение
- $d_l (d_x)$ - Полезна височина до центъра на армировка в плоча в направление l (или x)
- d_v - Редуцирана полезна височина при продънване
- d_a - Максимален номинален диаметър на зърно от добавъчен материал
- h - Височина на напречно сечение
- l_{bd} - Изчислителна дължина на закотвяне на армировъчен прът
- $l_0 (l_s)$ - Изчислителна дължина на снаждане чрез застъпване на армировъчни пръти
- l_w - Дължина на област с напречна армировка
- s, s_w - Разстояние между стремената
- S - Геометричен статичен момент
- W - Съпротивителен момент
- x - Височина на натискова зона
- z - Рамо на вътрешните сили
- ρ_l - Коефициент на армиране за надлъжна армировка
- ρ_w - Коефициент на армиране за напречна армировка
- α_r - Ъгъл на наклона на пукнатина спрямо надлъжна ос на елемент
- θ - Ъгъл на наклона на натискови бетонни диагонали (полета)
- ϕ - Номинален диаметър на армировъчен прът

Съкращения

- КГС – Крайно гранично състояние
- ЕГС – Експлоатационно гранично състояние

Цитирани норми, стандарти и книги

1. БДС EN 1991:2004. Еврокод 1: Въздействия върху стр. конструкции.
2. БДС EN 1992-1-1:2005. Еврокод 2: Проектиране на стоманобетонни конструкции. Част 1-1:Общи правила и правила за сгради.
3. Национално приложение БДС EN 1992-1-1/NA:2015.
4. БДС EN 1992-1-2:2005. Еврокод 2. Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции срещу въздействия от пожар.
5. Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции, 1988 (+изм. 2008г.).
6. Наредба №3 за основните положения за проектиране на конструкциите на строежите и за въздействията върху тях, МРРБ, 2004.
7. Наредба №13-1971:2009. Строително-технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар.
8. БДС EN 1997. Еврокод 7: Геотехническо проектиране.
9. Ангелов, Н. Проектиране на стоманобетонни колони с квадратно напречно сечение при случаен ексцентрицитет, 2014.
10. Димитров, Д. и колектив. Методически указания за курсово проектиране по дисциплината Стоманобетон, УАСГ, София, 1992.
11. Георгиев, Ат. Продънване. Фатум ООД, 2011.
12. Илов, Г. и колектив. Ръководство по геотехника, КИИП, 2012
13. DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, August 2008.

Липературата, която е използвана допълнително, е цитирана в текста.

1. Метод за проектиране 2. Въздействия 3. Бетон, армировка, взаимодействие

Методът на граничните състояния с частни коефициенти за сигурност е основният закон на конструктивната система Еврокод. Със задоволство трябва да се отбележи, че вече повече от 60 години (от 1957г.) надеждността на стоманобетонните конструкции у нас се проектира по този метод. С подобен опит могат да се похвалят малко от европейските страни.

В ЕС2, както и в цялата фамилия Еврокод, се набляга на смисъла на проектните състояния и на съответните проверки, за които в някои случаи се предлага и алтернатива. Така много от правилата не се възприемат като нареждания, а като „ветрило от възможности”, от което може да се избира.

Някои редакционно усложнени обяснения в текстовете, както и претенциите на ЕС2 да обслужва едновременно и ежедневното проектиране и специалните конструктивни решения, затрудняват побързото разбиране и трайно обхващане на проблемите и поставят на изпитание дори подготвените проектант-конструктори. Недостатък на действащите наши норми [5] пък е крайната тенденция с множество фиксирани изчислителни процедури и формули да се обхванат всички нюанси на явленията, което очевидно е невъзможно за широкия спектър от съвременни стоманобетонни конструкции.

Нашата Наредба №3 [6] в изключително голяма степен разви и хармонизира философията на основните положения за проектиране и на стойностите на коефициентите за сигурност за въздействията в съответствие със системата Еврокод. Може да се твърди, че тази наредба датира 2005г. като начало на неформалното приложение на европейските стандарти в строителна теория и практика у нас преди официалното им въвеждане на 06.01.2012г.

1. МЕТОД ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

1.1. НАДЕЖДНОСТ

Изискванията за надеждност, които трябва да се гарантират с конструктивния проект, се систематизират в две големи групи:

- *сигурност срещу разрушаване или други форми на отказ;*
- *годност за експлоатация (функциониране) и дълготрайност.*

1.2. ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Всяко нежелателно състояние, след което конструкцията престава да удовлетворява дадено изискване, се дефинира като *гранично*. На двете групи изисквания отговарят две групи *гранични състояния*:

- *крайни гранични състояния*, свързани с разрушаване или с друг отказ на конструкциите, жертви и големи щети;
- *експлоатационни гранични състояния*, свързани с комфорта на обитаване, с нормалната експлоатация на оборудването и обзавеждането и с външния вид и с дълготрайността на конструкциите.

1.3. КРАЙНИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Отказ на една конструкция може да настъпи вследствие:

1.3.1. Разрушаване на носещата конструкция (STR) или на елемент от нея поради:

- *изчерпване на носимоспособността на критични сечения, връзки или области* вследствие огъване, натиск, опън, срязване, продънване, усукване или на комбинации от тях;

- *загуба на устойчивост на формата* на стройни колони и на неукрепени натискови пояси на греди.

1.3.2. Загуба на статичното равновесие (EQU) на конструкцията или на част от нея, *разглеждана като кораво тяло* – преобръщане, подхлъзване, повдигане от опора.

1.3.3. Разрушаване или недопустимо деформиране на земната основа (GEO).

1.3.4. Разрушаване от умора (FAT) при многократно натоварване и разтоварване.

1.4. ЕКСПЛОАТАЦИОННИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Условията за нормална експлоатация, както и дълготрайността на стоманобетонните конструкции се гарантират чрез:

1.4.1. Контрол на преместванията, които затрудняват функционирането на оборудването, предизвикват повреди на неносещи елементи и създават впечатление за несигурност на конструкцията.

1.4.2. Контрол на широчината на пукнатините за защита на армировката от корозия, избягване на дискомфорт и редуция на коравината на елементите.

1.4.3. Ограничаване на натисковите напрежения в бетона с цел предотвратяването на евентуални надлъжни пукнатини, нелинейно пълзене и големи пластични деформации на бетона.

1.4.4. Ограничаване на опънните напрежения в армировката с цел предотвратяването на необратими пластични деформации в нея, както и на постоянно отворени недопустими пукнатини.

1.4.5. Ограничаване на трептенията от действието на машини, превозни средства, вятър, синхронизирани движения на хора.

1.5. ПРОВЕРКИТЕ ПО МЕТОДА НА ГРАН. СЪСТОЯНИЯ

1.5.1. Проверки по крайни гранични състояния (КГС)

Обикновено се сравнява *изчислителна стойност на ефект от въздействие* E_d с *изчислителна стойност на носимоспособност* R_d .

(1) При проверка за носимоспособност (STR, GEO), която са свързва с разрушаване на сечение, на възел, на област от елемент, на цял елемент (STR) или на земната основа (GEO), трябва да се докаже, че

$$E_d \leq R_d. \quad (1.1)$$

(2) При проверки на статично равновесие (EQU) е необходимо

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}, \quad (1.2)$$

където $E_{d,dst}$ и $E_{d,stab}$ са изчислителните стойности на ефектите съответно от дестабилизиращите и от стабилизиращите въздействия (фиг.2.1.б, т.2).

1.5.2. Проверки по експлоатац. гранични състояния (ЕГС)

Те се считат за удовлетворени, ако се докаже, че

$$E_d \leq C_d, \quad (1.3)$$

където E_d е изчислителната стойност на контролирания ефект от въздействията (провисване, широчина на пукнатина, напрежение);

C_d - ограничението за изчислителна стойност на контролирания ефект (преместване, широчина на пукнатина, напрежение).

Забележка: Проверката на една от двете групи гранични състояния може да отпадне, ако има достатъчни данни, че тя ще бъде изпълнена при удовлетворяване на другата.

1.6. ИЗЧИСЛИТЕЛНИ СИТУАЦИИ

(1) Граничните състояния се дефинират в съответствие със ситуациите, в които може да попадне конструкцията по време на нейното изпълнение и експлоатация.

(2) Възможни са следните изчислителни ситуации, при които трябва да се изследват крайните гранични състояния:

- *дълготрайни*: отчитат условията на нормална експлоатация на конструкцията;

- *краткотрайни*: отнасят се до временни сценарии, напр. изграждане или ремонти на строежа;

- *сеизмични*: при проява на земетресения;

- *извънредни*: в случаи на възможни необичайни въздействия и явления, напр. взрив, удар, пожар, последствия от човешки грешки.

В последните ситуации често трябва да се изследва и *здравината* на конструкцията: *способност да устоява на случайни събития без да бъде разрушена до степен, непропорционална на първопричината* (БДС EN 1991-1-7). Процесът на верижно разрушаване на конструкция се дефинира като *прогресивен колапс (progressive collapse)*.

(3) За експлоатационните гранични състояния ситуациите обикновено се свеждат до разглеждане на комбинации на постоянните натоварвания с представителни стойности на променливите (т.2.3.3).

2. ВЪЗДЕЙСТВИЯ

2.1. КЛАСИФИКАЦИЯ ПО ПРИРОДА И ПРОДЪЛЖИТЕЛНОСТ

(1) *Постоянни* G - действат през целия срок на експлоатация (собствено тегло, стац. обзавеждане, налягане P , съсъхване, пълзене).

(2) *Променливи (временни)* Q – действат в ограничени периоди от време (експлоатационни, подвижни натоварвания, вятър, сняг).

(3) *Случайни (особени)* A – с малка вероятност и кратко действие (експлозия, удар от превозно средство, свличане, пожар, ураган).

(4) *Сеизмични* A_E – непреки въздействия, проявяващи се в зависимост от реагирането на конструкциите в случай на земетръс.

2.2. СТОЙНОСТИ НА ВЪЗДЕЙСТВИЯТА

2.2.1. Характеристични (основни представителни) стойности

(1) *Постоянните* G_k (g_k) се определят в зависимост от геотричните размери на елементите и от плътността на материалите.

(2) *Променливите* Q_k (q_k) се нормират статистически (табл.2.1.).

(3) *Случайните* A_k и *сеизмичните* A_{Ek} въздействия се нормират в национални стандарти и в приложения към системата Еврокод.

Таблица 2.1. *Експлоатационни натоварвания q_k , [kN/m^2], разпределени върху подове и покриви и коефициенти ψ_i*

К.	Функция на площите	q_k	ψ_0	ψ_1	ψ_2
А	Жилища, болници, хотели, общежития:				
	- подове	2,0	0,7	0,5	0,3
	- стълби и балкони	3,0			
В	Служебни помещения, офиси	3,0	0,7	0,5	0,3
С	Зали с маси, седалки, струпане на хора	3,0-7,5	0,7	0,7	0,6
Д	Търговски помещения	5,0	0,7	0,7	0,6
Е	Складове, библиотеки, индустр. помещ.	7,5	1,0	0,9	0,8
Ф	Зони за трансп. средства с т. до 30kN	2,5	0,7	0,5	0,6
Г	Зони за трансп. средства 30kN ÷ 160kN	5,0	0,7	0,7	0,3
Н	Покриви, недостъпни за обитаване	0,75	0	0	0
І	Достъпни покриви към обитаване А-Г	Както за категории А-Г			
	Сняг (< 1000m над м. р.)	1)	0,5	0,2	0
	Вятър	1)	0,6	0,2	0
	Температурни климатични въздействия	1)	0,6	0,5	0

Забележки: 1. *Въздействията от сняг, вятър и температура са в [6].*

2. *Линейното натоварване от преместваеми преградни стени може да се модифицира като равномерно разпределен [kN/m^2] товар върху пода и да се добави към q_k . Това е предвидено в БДС EN 1991-1-1, т.6.3.1.2(8), както и в чл.53(5) на Наредба №3 [6].*

2.2.2. Съпътстващи представителни стойности на променливите въздействия

Те се използват при комбинирането (сумирането) на въздействията и отразяват вероятността през експлоатационния срок да се проявят едновременно пълните им характеристични стойности от табл.2.1.

(1) *Рядко повтаряща се стойност* $\psi_0 Q_k$ - тя участва в комбинациите с повече от едно променливо въздействие.

(2) Често повтаряща се стойност $\Psi_1 Q_k$ - напр. при комбинация със сеизмични или извънредни въздействия.

(3) Квази-постоянна стойност $\Psi_2 Q_k$ - частта от временното натоварване, която се приема, че действа в много продължителен период.

2.2.3. Изчислителни стойности на въздействията

Те се определят чрез характеристикните или съпътстващите стойности на въздействията, умножени с частните коефициенти за въздействията γ_F , които се приемат по т.2.3.2 и табл.2.3.

(1) Постоянни $G_d = \gamma_G \cdot G_k$

(2) Променливи $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k$ и $Q_d = \gamma_Q \cdot \Psi_i \cdot Q_k$

(3) Случайни $A_d = \gamma_A \cdot A_k$

(4) Сеизмични $A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$

2.3. КОМБИНИРАНЕ НА ВЪЗДЕЙСТВИЯТА

2.3.1. Общи положения

(1) Въздействия, които не могат да действат едновременно поради физически или функционални причини, не трябва да се комбинират.

(2) Чрез предварителен анализ трябва да се установи въздействието $Q_{k,1}$, което е с доминиращ принос към изследвания ефект.

В зависимост от спецификата и разположението на сградата, комбинациите могат да се основават само на още едно променливо въздействие: съпътстващо $Q_{k,2}$ (вж. табл.2.2).

(3) В проверките на условията за настъпване на гранични състояния обикновено участват сумарни изчислителни ефекти E_d (разрезни усилия, напрежения, деформации, пукнатини), определени при комбиниране на изчислителните стойности на въздействията.

2.3.2. Комбинации за крайни гранични състояния (КГС)

(1) Възможните комбинации са систематизирани в табл.2.2 и съответстват на възможните изчислителни ситуации (т.1.4).

Таблица 2.2. Комбинации на въздействията (или на ефектите от въздействията при линеен анализ)

Ситуации	Въздействия				
	Постоянни	Доминиращо промен.	Съпътстващо промен.	Случайно	Сеизмично
	За крайни гранични състояния (КГС)				
Дълготр. и краткотр.	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,2} \Psi_{o,2} Q_{k,2}$	-	-
Извънредна	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,2} Q_{k,2}$	A_d	-
Сеизмична	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,2} Q_{k,2}$	-	A_{Ed}
Комбинации	За експлоатационни гранични състояния (ЕГС)				
Характеристична	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{o,2} Q_{k,2}$	-	-
Често повтаряща	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,2} Q_{k,2}$	-	-
Квази-постоянна	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$	-	-

(2) Частните коефициенти за случайните и за сеизмичните въздействия се приемат $\gamma_F = 1,0$.

2.3.3. Комбинации за експлоатационни гран. състояния (ЕГС)

(1) Наименованията на тези комбинации съответстват на тежестта на участие на съпътстващите променливи въздействия (вж. т.2.2.2).

(2) Всички въздействия се приемат с частни коефици. $\gamma_F = 1,0$.

2.3.4. Частни коефициенти за постоянните и временните въздействия γ_F

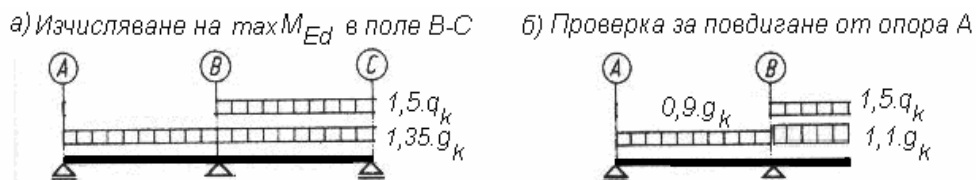
(1) Коефициентите в табл.2.3 за постоянните и променливите въздействия се отнасят за дълготрайните и за краткотрайните комбинации при проверката на крайни гранични състояния.

(2) Използват се *горни (sup)* и *долни (inf)* стойности на частните коефициенти, които се приемат съответно при неблагоприятно и при благоприятно действие на *постоянните въздействия*. Например:

- При проверките за носимоспособност *всяко постоянно въздействие върху конструкцията от един и същ източник* (напр. собствено тегло) се приема или с $\gamma_{G,sup} = 1,35$, ако общият резултатен ефект от въздействията е неблагоприятен, или с $\gamma_{G,inf} = 1,00$ – ако общият резултатен ефект от въздействията е благоприятен (фиг.2.1.а).

- При проверка за статично равновесие (EQU) за постоянните въздействия от един източник в отделните части на конструкцията (елементи, полета, етапи) се приемат различни стойности ($\gamma_{G,sup} = 1,10$ или $\gamma_{G,inf} = 0,90$), ако това е по-неблагоприятно (фиг.2.1.б).

(3) В отделни участъци (полета) променливите въздействия могат да отсъстват, ако това е по-неблагоприятно ($\gamma_Q = 0$) – фиг.2.1.



Фиг.2.1. Примери за разположение и коефициенти за въздействия

Таблица 2.3. Частни коефициенти за въздействия γ_F за проверка на крайни гранични състояния на конструкции на сгради

Въздействие	Частен коефициент	Проверка на носеща способност (STR/GEO)	Проверка на статично равновесие (EQU)
Постоянно: - неблагоприятно	$\gamma_{G,sup}$	1,35	1,10
- благоприятно	$\gamma_{G,inf}$	1,00	0,90
Променливо: - неблагоприятно	γ_Q	1,50	1,50
- благоприятно	γ_Q	-	-

(4) Частните коефициенти за въздействията са елемент от проектите мерки за регулиране на нивото на сигурност на конструкциите. Освен неточностите в големината и модела на товарите, те отчитат и отклоненията в геометрията на елементите.

3. БЕТОН, АРМИРОВКА, ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ

3.1. ОБИКНОВЕН БЕТОН

(1) В практиката масово се прилагат т.н. *обикновени бетони* (от клас C12/15 до C50/60). Плътността на обикновения бетон в изсушено състояние е в границите $2000 \div 2600 \text{ kg/m}^3$. При проектирането плътността на този бетон се приема 2400 kg/m^3 , а на армирания бетон (обикновения стоманобетон) - 2500 kg/m^3 .

(2) В стандарта БДС EN 206 бетоните се класифицират със цилиндричната си (в числител) или с кубовата си (в знаменател) характеристична (нормативна) якост на натиск с обезпеченост 95% в МРа. Тази класификация е въведена в българските норми за проектиране [5] още през 2008г.

(3) Основните характеристики са систематизирани в табл.3.1.

Таблица 3.1. Якостни [МРа] и деформационни характеристики на обикновените бетони

Клас на бетона	C12 B15	C16 B20	C20 B25	C25 B30	C30 B37	C35 B45	C40 B50	C50 B60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	50
$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	60
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	58
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	4,1
$f_{ctk;0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,9
$f_{ctk;0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	5,3
E_{cm} , GPa	27	29	30	31	33	34	35	37
$\varepsilon_{cu} \cdot 10^{-3}$	-3,5							

(4) Изчислителните стойности на якостите на бетона се определят с частен коефициент $\gamma_C = 1,5$ за дълготрайни и краткотрайни ситуации и с $\gamma_C = 1,2$ за извънредни изчислителни ситуации:

- при натиск: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$ ($\alpha_{cc} = 1,0$ за хоризонтални елементи на сгради и $\alpha_{cc} = 0,85$ за монолитни вертикални и наклонени елементи и за всички елементи на стоманобетонни мостове);

- на опън: $f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_C$.

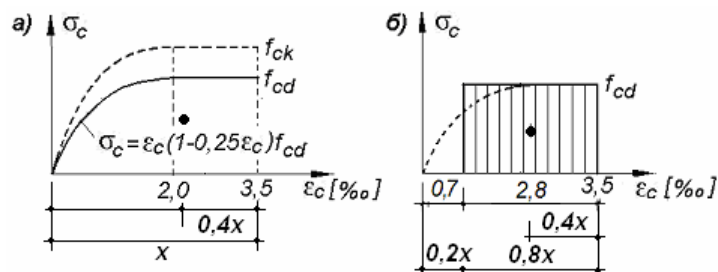
(5) Прилагат се две характеристик. стойности на якостта на опън:

- $f_{ctk;0,05}$ с обезпеченост 95%: долна граница, чиято изчислителна стойност се използва при проверките на носещата способност;

- $f_{ctk;0,95}$ с обезпеченост 5%: горна стойност за случаи, в които е необходимо да се преодоляват неблагоприятни опънни сили в бетона.

(6) Изчислителните диаграми при натиск на бетона за проверка на носимоспособност са идеализации, като за основна е приета параболично-линейната от фиг.3.1.а. При проверката на нормални сечения от елементи, подложени на огъване, се допуска използването и на известния у нас *правоъгълен блок на напреженията* (фиг.3.1.б).

Причина за това е приблизително еднаквата площ на двете диаграми, т.е. на големината на натисковата сила $F_c = 0,8x.b.f_{cd}$, както и на двата центъра на тежестта: на $0,4x$ от по-силно натиснатия ръб.



Фиг.3.1. Изчислителни диаграми при едноосов натиск на бетона

(7) Средният модул E_{cm} в табл.3.1 се отнася за бетони с кварцови добавъчни материали, а за варовикови и за пясъчници трябва да се намали съответно с 10% и 30%. От европейската практика за обичайни конструкции се обобщават смущаващи данни, които провокират и крайни предложения: редукцията да достига до 50%. Къде ли сме ние?

3.2. ОБИКНОВЕНА АРМИРОВКА

3.2.1. Общи параметри

(1) Обикновената армировка (пръти, телове, заварени мрежи и скелети без специално покритие) трябва да е с кръгло напречно сечение и от горещовалцувана (напр. клас B420), от термично уякчена (клас B500) или от студено-деформирана стомана.

(2) Прътите и телове трябва да са с периодичен профил.

(3) Характеристичната стойност на физическата (или на условната) граница на провлачане f_{yk} ($f_{0,2k}$) трябва да е от 400 до 600MPa.

(4) След провлачането напреженията се увеличават до якостта на опън f_t (уякчаване) и скъсването е при гранична деформация ϵ_{uk} .

(5) Изчислителната стойност на модула на еластичност се приема $E_s = 200GPa$, а на средната плътност на стоманата - $7850kg/m^3$. Всички характеристики са валидни при температура на армировката в изпълнената конструкция между $-40^{\circ}C$ и $+100^{\circ}C$.

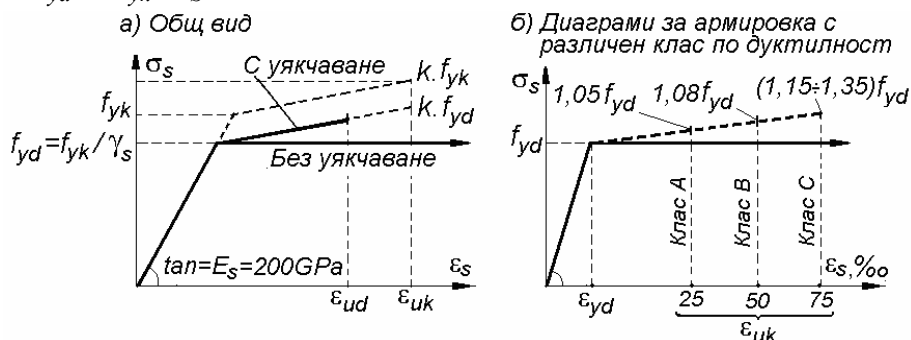
3.2.2. Якости, класове, деформационни свойства

(1) Границата на провлачане е основният показател, който разделя армировъчните стомани на класове по якост и стойността ѝ в MPa фигурира след означението V: стомана клас B500 (т.е. $f_{yk} = 500MPa$) или стомана клас B420 (т.е. $f_{yk} = 420MPa$).

(2) За проверка на крайни гранични състояния за всички класове стомани се приема коефициент за материала $\gamma_S = 1,15$. Така за двата най-разпространени у нас класа стойностите на *изчислителните съпротивления* при опън и натиск са:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 500 / 1,15 = 435MPa \text{ (за ст. клас B500);}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 420 / 1,15 = 365MPa \text{ (за ст. клас B420).}$$



Фиг.3.2. Изчислителни работни диаграми за армировъчна стомана

(3) При използването на някои опростени модели за срязване (както в т.5.1.3.2), за напречната армировка може да се приеме редуцирано изчислително съпротивление $f_{ywd} = 0,8f_{yk}$ (вместо $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$).

(4) Използват се два вида *изчислит. работни диаграми* (фиг.3.2.а):

- *билинейна* с качващ горен клон (линейно уякчаване) до гранична деформация ϵ_{ud} при максимално напрежение $k.f_{yd}$;

- *билинейна* с хоризонтален горен клон на ниво изчислително съпротивление f_{yd} и без да се контролират граничните деформации.

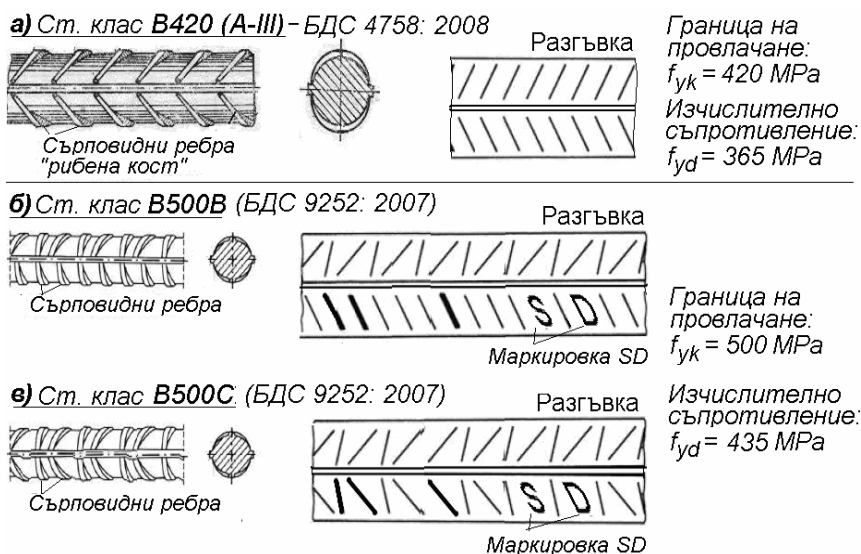
Уякчаването е задължително свойство на армировъчната стомана. (вж. т.4.0.2.3). С цел облекчаване на изчисленията за КГС, в повечето проверки то може да се пренебрегне, а когато уякчаването трябва да се отчита, обикновено се въвеждат коефициенти (ЕС8-1, т.5.4.2.3). Отказът от контрол на граничните деформации при хоризонталния клон също не трябва да смущава (вж. забележка 3 към табл.4.2).

(5) Два показателя дефинират с клас А, В и С *дуктилността* (работата в пластичната област) на обикновената армировка (фиг.3.2.б):

- относителното удължение при максимална сила ϵ_{uk} ;

- отношението $k = (f_t / f_y)_k$ между якостта на опън и напрежението при провлачане, което е мярка за уякчаването на армировката.

(6) Армировките с дуктилност клас А не са популярни - масово се произвеждат и прилагат тези със среден клас В (означават се В500В). Клас С (В500С) е необходим, когато при проектирането в конструкциите се предвиждат пластични стави и се изисква висока дуктилност (напр. за поемане на сеизмични въздействия) – фиг.3.3.



Фиг.3.3. Армировъчните горещовалцувани стомани, използвани у нас

3.2.3. Технологични свойства

3.2.3.1. Заваряемост

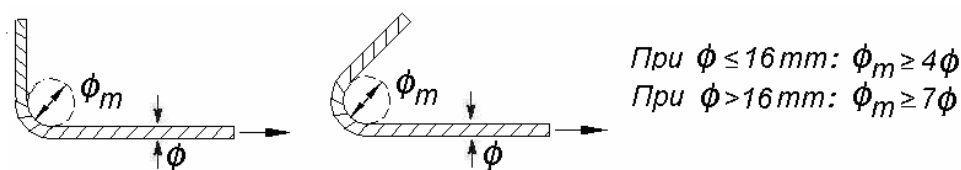
(1) Стоманите са с химичен състав, който позволява прилагане на електросъпротивително и електродъгово заваряване.

(2) То се прилага в някои случаи на снаждане на пръти, за създаването на заварени армировъчни мрежи и скелети или за съединения със стоманени части.

В БДС 4758:2008 за ст. клас В420 се допуска съдържание на въглерод и въглероден еквивалент със стойности по-високи от граничните в БДС EN 10080:2005. Това предполага редуцирана заваряемост!

3.2.3.2. Пластичност при огъване

- (1) Тя е необходима за оформяне на фигурна армировка чрез студено огъване, без поява на пукнатини в областта на огъване на пръта.
- (2) Трябва да се спазват минимални диаметри на огъване (фиг.3.4).



Фиг.3.4. Минимални диаметри при огъване на пръти

3.2.3.3. Асортимент – B500 и B420

- (1) Стандартни диаметри \emptyset , mm:
(6), 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, (40).
- (3) Доставка:
 - на кангали при диаметри $\emptyset \leq 14$;
 - прави пръти от $\emptyset 8$ до $\emptyset 32(40)$ със стандартна дължина 12m.

3.3. ДЪЛГОТРАЙНОСТ НА КОНСТРУКЦИИТЕ – ИЗБОР НА БЕТОН И БЕТОННО ПОКРИТИЕ НА АРМИРОВКАТА

3.3.1. Общи изисквания

- (1) Носещите конструкции и елементите им трябва да се проектират така, че в предвидения експлоатационен срок да съхранят свойствата на материалите, носимоспособността и експлоатационната си годност с минимални повреди и разходи за поддръжка и ремонт.
- (2) Освен с проверките за гранични състояния, дълготрайността на конструкциите се гарантира и с правилно конструиране, което трябва да отчита и въздействието на околната среда.
- (3) В зависимост от въздействията на средата и от особеностите на елементите се избират минимални класове на бетоните и минимални бетонни покрития на армировката.
- (4) Конструкциите на обичайните сгради се проектират за експлоатационен срок 50г., а основните им елементи се означават с клас S4.

3.3.2. Въздействия на околната среда и минимални класове на бетона по якост на натиск

- (1) В зависимост от вида и степента на преобладаващото въздействие на средата (физично, химично или механично), в която са „експонирани” ($eXposure$) стоманобетонните елементи, условията се означават с класове (X):
 - при атака върху свойствата на бетона:
 - XA – агресивно (Aggressive) действие от химична атака,
 - XF – замразяване (Freeze) и размразяване,
 - XM – Механични въздействия;
 - при последици за армировката:
 - XS – корозия вследствие карбонизация (Carbonation) на бетона,
 - XD – корозия от хлориди (Deice – размразяване чрез хлориди), но не от морска вода,
 - XS – корозия от хлориди в морска вода (Sea water).
- (2) Елементите без риск от корозия и въздействия се означават с клас X0 (например неармирани конструкции и фундаменти).
- (3) Дефинират се до четири степени на интензивност на въздействието на околната среда (напр. XC4).

(4) В БДС EN 206:Бетон са систематизирани общо 18 класа с изисквания за минимален клас по якост на натиск. Част от тези данни за някои класове на околната среда са представени в таблица 3.2.

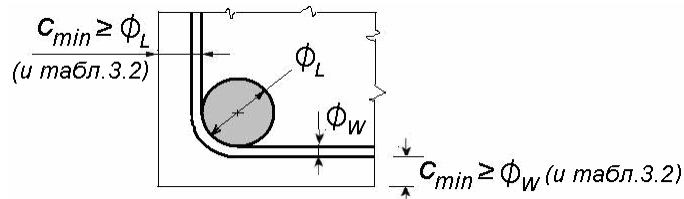
Таблица.3.2. Обичайни класове по въздействие на околната среда, минимален клас на бетона, минимално и допълнително бетонно покритие за елементите от конструкции клас S4 за сгради

Клас	Описания на средата	Мин. клас на бетона	c_{min} , mm	Δc , mm
X0	Няма риск	C12/15	Неармиран бетон	
XS1	Суха / винаги влажна	C20/25	15	5÷10
XS2	Влажна, рядко суха	C25/30	15	
XS3	Умерена влажност	C30/37	25	
XS4	Циклично навл.-изсуш.	C30/37	30	
XD1	Умерена влажност	C30/37	35	5÷10
XD2	Влажна, рядко суха	C30/37	40	
XD3	Циклично навл.-изсуш.	C35/45	45	
XS1	Соли във въздуха	C30/37	35	5÷10
XS2	Постоянно потопени	C35/45	40	
XS3	Прилив, отлив, пръски	C35/45	45	

Забележки: 1. При плочите армировката се фиксира стабилно с по-малки отклонения и c_{min} от таблицата може да се намали с 5mm.
2. Обикновено $\Delta c = 10mm$, а при специален контрол се приема 5mm.
3. Конструкциите за сгради обикновено са в условията XS1 и минималният клас на бетона за армирани елементи е C20/25.

3.3.3. Бетонно покритие на армировката

(1) То е разстоянието от повърхността на армировката до най-близката бетонна повърхност (фиг.3.5).



Фиг.3.5. Минимални бетонни покрития на напречни (ϕ_w) и на надлъжни (ϕ_L) армировъчни пръти

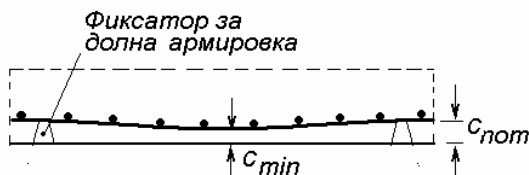
(2) Изчисленията се провеждат и в чертежите се посочва *номиналното бетонно покритие*

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c. \quad (3.1)$$

(3) Минималното бетонно покритие c_{min} се приема не по-малко от диаметъра на пръта ϕ ($c_{min} \geq \phi$) и от стойностите в табл.3.2 за съответния клас по въздействие на средата.

(4) Допълнителното покритие Δc отчита възможните отклонения (толеранси) при монтаж, провисване на армировката между фиксаторите, свиването и седиментацията на пластичния бетон (фиг.3.6).

(5) Стойностите на бетонните покрития в табл.3.2 са базови и могат да бъдат коригирани при отчитане на допълнителни условия.



Фиг.3.6. Провисване на долна армировка в плоча между фиксаторите

3.3.4. Изисквания за огнеустойчивост [4,7]

(1) Още при температури над $150 \div 200^{\circ}\text{C}$ и бетонът и армировката започват да редуцират якостите си, а при над $800 \div 1000^{\circ}\text{C}$ композитният материал стоманобетон практически се разпада.

(2) При пожар елементите трябва да изпълняват критерии за носимоспособност (R - *resistance*), за непроницаемост на пламък (E - *entirety*) и за изолиране (I - *isolation*) от висока температура за известен период от време. Този период (от 15 до 180 минути) се избира [7] в зависимост от потенциалната опасност от пожар, от значимостта на сградата и оборудването ѝ с пожарогасителна инсталация, от отговорността на носещите стоманобетонни елементи.

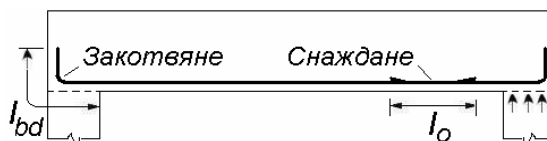
(3) В табл.3.3 са представени степените и изискванията за огнеустойчивост на елементи без специални защитни слоеве. Те се отнасят за сгради без автоматизирана пожарогасителна инсталация и са в зависимост от тяхната етажност (брой етажи над терена) и застроена площ на един пожарен сектор.

Таблица.3.3. Изисквания за огнеустойчивост на елементи за жилищни и обществени сгради

Етажност ЗП, m^2	Степен на огнеустойчивост	Мин. огнеустойчивост на елементи			
		Колони	Нос. стени	Греди	Плочи
≥ 10 до 2000	I	R180	REI 120	R 90	REI 90
до 9 до 2000	II	R120	REI 120	R 60	REI 60
до 5 до 1000	III	R90	REI 60	R 45	REI 45
до 2 до 500	IV	R30	REI 30	R 15	REI 15
до 2 до 200	V	Не се нормира			

3.4. ЗАКОТВЯНЕ И СНАЖДАНЕ НА АРМИРОВКАТА

Армировката трябва да е надеждно закована (l_{bd}) в края на елементите или в местата на прекъсването ѝ. При необходими големи дължини, прътите се снаждат (напр. чрез застъпване l_o) – фиг.3.7. Целесъобразно е при големи диаметри ($\phi \geq 25$) снаждането да е с муфи.



Фиг.3.7. Обичайни случаи на заковвяне и снаждане

3.4.0. Базова дължина на заковвяне и на застъпване l_b на прави пръти

(1) Приема се, че надлъжните напрежения на сцепление $f_{bd} = 2,25 f_{ctd}$ са равномерно разпределени по дължината на заковвяне.

(2) *Необходимата базова дължина l_b* се определя от равновесието между силата в пръта $\sigma_{sd} A_s$ и силата на сцепление с бетона $\sigma_{sd} \cdot \pi \phi^2 / 4 = f_{bd} \cdot \pi \phi \cdot l_{b,rqd}$. При $\sigma_{sd} = f_{yd}$ следва (табл.3.4)

$$l_b = \left(\frac{f_{yd}}{4 f_{bd}} \right) \phi. \quad (3.2)$$

Таблица 3.4. Относ. дължини l_b / ϕ за прави пръти при $\sigma_{sd} = f_{yd}$

Б. клас	Относителни дължини l_b / ϕ						
	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Ст.В500	48	40	36	33	30	27	25
Ст.В420	40	34	30	28	25	23	21

Забележка: Ако напреженията в армировъчните пръти са с напрежения $\sigma_{sd} < f_{yd}$ и/или ако вложената армировка $A_{s,prov}$ е по-голяма от необходимата $A_{s,req}$, стойностите в табл.3.4 могат да се редуцират до $\alpha_0 l_b$ с коефициент

$$\alpha_0 = \sigma_s / f_{yd} < 1,0 \quad \text{и/или} \quad \alpha_0 = A_{s,req} / A_{s,prov} < 1,0. \quad (3.3)$$

3.4.1. Изчислителни дължини на закотвяне l_{bd} и снаждане l_0 на надлъжни пръти

(1) В таблици 3.5 и 3.6 са систематизирани приложните случаи на закотвяне и на снаждане със застъпване. Други начини и случаи (със заварени напречни пръти, влияние на бетонните покрития, изисквания при заварени мрежи) са представени в т.8 на [2].

Таблица 3.5. Основни случаи на закотвяне на надлъжни пръти

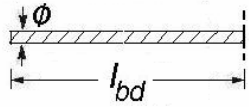
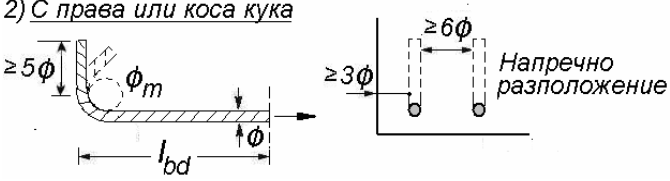
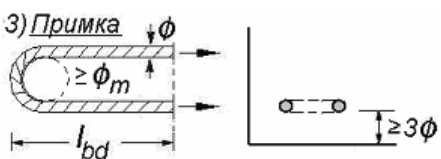
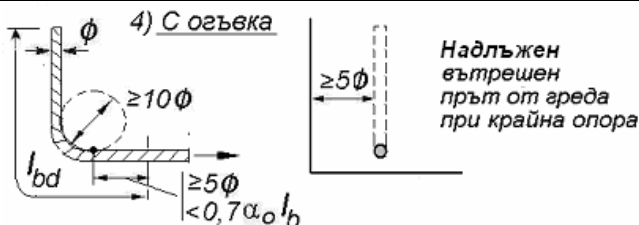
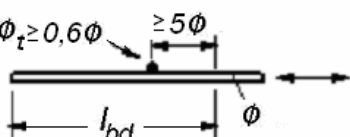
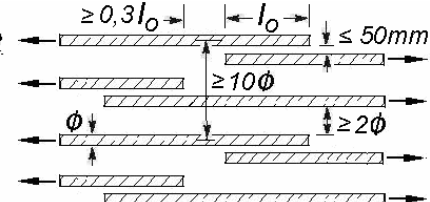
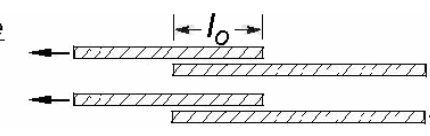
Начин на закотвяне	l_{bd} при:	
	опън	натиск
1) <u>Прав прът</u> 	$\alpha_0 l_b$ $\geq 0,3l_b$ $\geq 100mm$	$\alpha_0 l_b$ $\geq 0,6l_b$
2) <u>С права или коса кука</u> 	$0,7\alpha_0 l_b$ $\geq 0,3l_b$ $\geq 100mm$	-
3) <u>Примка</u> 	$0,7\alpha_0 l_b$ $\geq 0,3l_b$ $\geq 100mm$	-
4) <u>С огъвка</u> 	$\alpha_0 l_b$ $\geq 0,3l_b$ $\geq 100mm$	-
5) <u>Напречно заварен прът</u> 	$0,7\alpha_0 l_b$ $\geq 0,6l_b$	$0,7\alpha_0 l_b$ $\geq 0,6l_b$

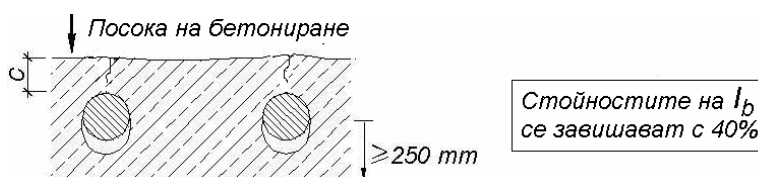
Таблица 3.6. Дължини на застъпване l_0 на надлъжни пръти

Начин на застъпване	l_0 при:	
	опън	натиск
1) Снаждане в различни области 	$\alpha_0 l_b$ $\ge 0,3l_b$ $\ge 15\phi$ $\ge 200mm$	
2) Снаждане в едно сечение 	$1,5\alpha_0 l_b$ $\ge 0,45l_b$ $\ge 15\phi$ $\ge 200mm$	$\alpha_0 l_b$ $\ge 0,3l_b$ $\ge 15\phi$ $\ge 200mm$

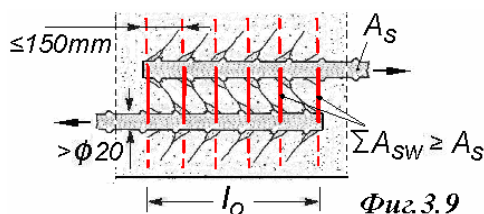
Забележки: 1. Всички натиснати пръти, както и разпределителната армировка, могат да се снаждат в едно сечение.

2. Допуска се всички опънни пръти да се снаждат в едно сечение, ако са разположени в един ред.

3. Горизонтални горни армировки, под които при изпълнението бетонният пласт е с дебелина $\ge 250mm$, са с активна площ на сцепление $\approx 70\%$ (фиг.3.8). При тези „не добри условия“ стойностите на l_b в табл.3.4 се завишават с 40%.



Фиг.3.8. Не добри условия на сцепление между бетона и армировката

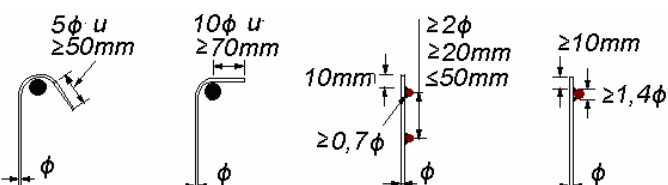


4. В областите на застъпване усилието се пренася чрез натискови бетонни диагонали между надлъжните пръти (фиг.3.9). При относително малки диаметри на прътите ($\phi \le 20mm$) бетонът е в състояние да поеме напречния опън, а при $\phi > 20mm$ в тези зони се конструират напречни пръти или стремена.

3.4.2. Закотвяне на стремена

(1) Използват се коси и прави куки. Прилагат се минималните диаметрите на огъване ϕ_m от фиг.3.4.

(2) При използване на заварени скелети, съществено е разположението на крайните надлъжни пръти (фиг.3.10).



Фиг.3.10. Оформяне на краищата на стремена

4. Огъване със и без осови сили

5. Срязване

6. Усукване

7. Продънване

| 7A. Местен натиск и ограничен бетон |

Теорията на стоманобетона е част от механиката на твърдите деформируеми тела, която изучава един нееднороден, анизотропен еласто-пластичен материал. При изграждането на теорията са въведени редица опростяващи предпоставки по отношение на явления и величини с второстепенно значение. Така тя се превръща в приблизителна, но достъпна, т.е. в *приложна теория*. Като такава тя се развива на базата на експериментални изследвания и въз основа на достиженията на практиката, но за установяване на напрегнатото и деформирано състояние на стоманобетонните конструкции ползва общите закони на механиката:

(1) *Условия на геометрията* (непрекъснатост и съвместимост на деформациите), например:

- Хипотеза на *Bernoulli* за равнинност на нормалните сечения;
- Изчисляване или приемане в определени граници на ъгъла на наклона θ на главния натиск (бетонните диагонали) в полетата, подложени на срязване, след образуването на наклонени пукнатини.

(2) *Уравнения на физиката*, като:

- Идеализирани работни диаграми на материалите;
- Опростени взаимодействия между бетона и армировъчната стомана.

(3) *Равновесни условия*.

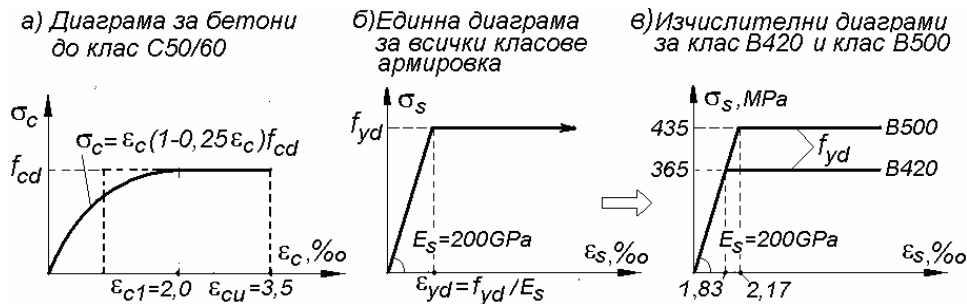
Затова всички изрази за носимоспособност в тази част на книгата могат да бъдат изведени. Изключение от това правило е единствено проверката за срязване на елементи без напречна армировка, в която граничното състояние се дефинира с експерименталната (емпирична), но практична формула (5.16).

4. ОГЪВАНЕ СЪС И БЕЗ ОСОВИ СИЛИ - носимоспособност на нормални сечения

4.0. ОСНОВНИ ПРЕДПОСТАВКИ

4.0.1. Геометрични и физични

- (1) Напречните сечения остават равнинни - *Bernoulli* (фиг.4.2.б).
- (2) Сцеплението между бетона и армировката е без приплъзване.
- (3) Пренебрегва се работата на бетона в опънната зона.
- (4) Изчислителните работни диаграми при натиск на бетона и при опън и натиск на армировката са съгласно фиг.4.1.



Фиг.4.1. Изчислителни диаграми на бетона и армировката

4.0.2. Стадии на напрегнато и деформирано състояние

Те се дефинират най-ясно чрез феномена *огъване* (фиг.4.1А).

4.0.2.1. Стадий I – ненапукан

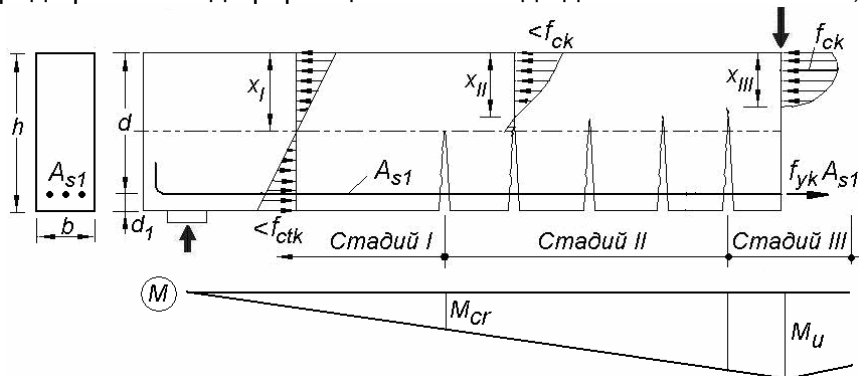
При слабо огъване връзката между деформациите и напреженията в бетона и в армировката е линейна (закон на *Hooke*). Напреженията се определят по формулата на *Navier*. Стадий I се използва за проверки на пукнатиноустойчивост, както и за носимоспособност на неармирани и слабоармирани елементи.

4.0.2.2. Стадий II – напукан

При идеализацията на напрегнатото състояние бетонът в опънната зона може изцяло да се изключи от работа, в натисковата да се приеме линейно разпределение на напреженията, за армировката също е в сила законът на *Hooke*. Стадият се прилага за проверка на ефекти в ЕГС (напрежения, отваряне на пукнатини, провисвания).

4.0.2.3. Стадий III – пластична работа до разрушаване

Разрушаването е *пластично (дуктилно)*, ако армировката провлача преди ръбовите деформации в бетона да достигнат стойност 3,5‰.



Фиг.4.1А. Стадиите при огъване на греда

Поради уякчаването на армировката в критичното сечение, тя провлача и в областта около него. Това е механизмът на образуване на т.н. *пластични стави*, които са с определена *ротационна способност*.

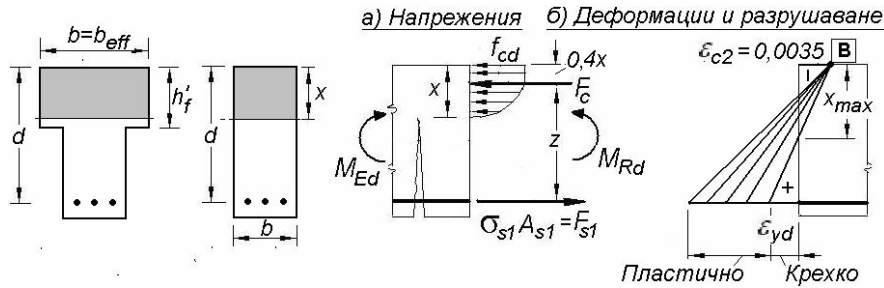
4.1. ОГЪВАНЕ

4.1.0. Предварителни анализи (фиг.4.2)

(1) Крайно гранично състояние (КГС) настъпва когато деформациите на бетона в натисковия ръб достигат стойност $\varepsilon_{c2} = 0,0035$ (т.В).

(2) Разрушението на сечението е *пластично*, ако деформациите в армировката ε_{sd} са по-големи от деформациите при провлачане ε_{yd} . От фиг.4.2.б за максималната стойност на натисковата зона се извежда:

$$\xi_{\max} = \frac{x_{\max}}{d} = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{yd}} \approx \begin{matrix} 0,62 \text{ за } B500 \\ 0,66 \text{ за } B420 \end{matrix} \quad (4.1)$$



Фиг.4.2. Напрежения и деформации в КГС при огъване

(3) За плочогредови сечения се препоръчва границата $x_{\max} = h'_f$,

при която диаграмата на деформациите на натиск в плочите остава благоприятно триъгълна (фиг.4.4.б). Освен това, наличието на евентуална част от по-тъсна натискова зона в реброто е без значим ефект.

(4) Стойностите ξ_{\max} , определени в (4.1), са гранично максималните за пластично разрушаване на едно изолирано напречно сечение без натискова армировка. Те не отчитат поведението или други изисквания (ротационна способност, пластични стави), които могат да се поставят към критичната област около него или към елемента като цяло. Във връзка с правило 5.5(4) от [2], което тук е анализирано в т.11.3.4(3), за натисковата зона в напр. сечения с единична армировка, подложени на огъване в КГС, се препоръчва ограничението

$$\xi_{\lim} = x_{\lim} / d = 0,45. \quad (4.1a)$$

То може да отпадне, ако в натисковата зона на греди се конструира надлъжна армировка, която съвместно с стремената осигурява приемливо ограничаване на бетона – точно както при колоните!

4.1.1. Огъване с единична армировка и правоъгълна натискова зона с широчина b

Изчисленията се базират на равновесието на силите от фиг.4.2.а.

4.1.1.1. Права задача – определяне на носимоспособност M_{Rd}

(1) Изчислява се натисковата зона

$$x = f_{yd} A_{s1} / (0,8 f_{cd} b). \quad (S.1.1)$$

(2) Проверява се условието $\xi = x / d \leq \xi_{\lim} (\xi_{\max})$ - ако не е изпълнено се предвижда натискова арм. или се увеличава d (b).

(3) Определя се рамото на вътрешните сили

$$z = (d - 0,4x). \quad (S.1.2)$$

(4) Изчислява се носимоспособност $M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} (d - 0,4x)$

или
$$M_{Rd} = 0,8x \cdot b \cdot f_{cd} (d - 0,4x). \quad (S.1.3)$$

(5) При зададена натискова зона (напр. $x = h'_f$ или $x_{\lim} = 0,45d$) макс. носимоспособност на огъване се определя директно от (S.1.3).

4.1.1.2. Обратна задача – изчисляване на опънна армировка A_{s1}

(1) Въвежда се бездимензионен относителен момент μ_{Ed} :

$$\mu_{Ed} = M_{Ed} / (bd^2 f_{cd}); \quad (S.2.1)$$

(2) Изчислява се относителната натискава зона

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{Ed}}); \quad (S.2.2)$$

(3) Проверява се $\xi \leq \xi_{\max} (\xi_{\lim})$ - вж. препоръките в т.4.1.1.1(2).

(4) Армировката се определя от:

$$A_{s1} = 0,8\xi \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b.d. \quad (S.2.3)$$

(5) Опънната армировка се приема не по-малко от $\rho_{l,\min}$ (табл.4.2).

Таблица 4.1. Огъване с единична армировка

Относителен момент: $\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b.d^2 f_{cd}}$ Механичен коеф. на армиране: $\omega_1 = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b.d \cdot f_{cd}}$

μ_{Eds}	ω_1	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	$ \epsilon_{c2} $ ‰	ϵ_{s1} ‰	B500 σ_{s1} , MPa	B420 σ_{s1} , MPa	
0,02	0,020	0,025	Минимална армировка		42,0	435	365	
0,04	0,041	0,051						
0,06	0,062	0,077	0,970	3,50				
0,08	0,084	0,104	0,957	3,50	38,2			
0,094	0,098	0,123	0,949	3,50	25,00			
0,10	0,106	0,132	0,947	3,50	23,02			
0,12	0,128	0,160	0,936	3,50	18,38			
0,14	0,152	0,189	0,924	3,50	14,98			
0,16	0,175	0,219	0,912	3,50	14,33			
0,18	0,200	0,250	0,900	3,50	10,50			
0,20	0,225	0,282	0,887	3,50	8,94			
0,210	0,240	0,300	0,880	3,50	8,17			
0,24	0,279	0,349	0,861	3,50	6,54			
0,26	0,307	0,384	0,846	3,50	5,62			
0,28	0,337	0,421	0,832	3,50	4,81			
0,296	0,364	0,450	0,820	3,50	4,35			
0,30	0,368	0,459	0,816	3,50	4,11			
0,32	0,400	0,500	0,800	3,50	3,50			
0,34	0,434	0,543	0,783	3,50	2,95			
0,36	0,471	0,589	0,764	3,50	2,44			
0,371	0,494	0,62	0,750	3,50	2,17	435		
0,38	0,510	0,638	0,745	3,50	1,99	398		
0,39	0,53	0,66	0,73	3,50	1,82	365		

4.1.1.3. Таблични решения на правата и на обратната задача

(1) Много удобно е представянето и на армировката с относителни (параметрични) стойности (табл.4.1):

- геометричен коеф. на армиране: $\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b.d} = 0,8\xi \frac{f_{cd}}{f_{yd}}; \quad (4.2)$

- механичен коеф. на армиране: $\omega_1 = \rho_{s1} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,8\xi. \quad (4.3)$

(2) Относителната стойност на рамото на вътрешните сили z е

$$\zeta = z/d = 1 - 0,4\xi. \quad (4.4)$$

(3) Решенията чрез табл.4.1 са по следните процедури:

- *Права задача:* $A_{s1} \rightarrow \omega_1 \Rightarrow \mu_{Ed} \rightarrow M_{Rd} = \mu_{Ed} b d^2 f_{cd}$;
- *Обратна задача:* $M_{Ed} \rightarrow \mu_{Ed} \Rightarrow \omega_1 \rightarrow A_{s1} = \omega_1 b d \cdot f_{cd} / f_{yd}$
или: $M_{Ed} \rightarrow \mu_{Ed} \Rightarrow \zeta \rightarrow A_{s1} = M_{Ed} / (f_{yd} \cdot \zeta \cdot d)$

Таблица 4.2. Максимални и минимални проценти на единична опънна армировка при огъване на нормални сечения

Арм.	Бетон	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
B500	$\rho_{l,max}$, %	1,50	1,90	2,30	2,70	3,00
	$\rho_{l,min}$, %	0,12	0,14	0,15	0,17	0,18
B420	$\rho_{l,max}$, %	1,90	2,40	2,90	3,40	3,90
	$\rho_{l,min}$, %	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22

Забележки: 1. Максималните проценти $\rho_{l,max}$ са за ξ_{max} по (4.1).

2. Минималните коефициенти на армиране се приемат

$$\rho_{l,min} = A_{s1,min} / (b \cdot d) = 0,26 f_{ctm} / f_{yk} \geq 0,0013 \quad (4.4a)$$

и осигуряват дуктилен преход от ненапукан стадий I към стадий II. Освен това условие (4.4a) е изведено за приета горна стойност на опънната якост на бетона $f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm}$ (табл.3.1), като за b се приема средната широчина на опънната зона, ако е променлива.

3. Височината на натисковата зона в КГС на напречно сечение с минимална опънна армировка гарантира максимални деформации на опън в стоманата до $\varepsilon_{s1} \approx 40 \div 60$ ‰, които са около граничната стойност за клас по дуктилност B (фиг.3.2.б).

4.1.2. Огъване с двойна армировка

(1) Съществени за практиката са следните случаи:

- Натисковата армировка A_{s2} да е необходима по изчисление (т.4.1.2.1).

- Налична армировка A_{s2} да се отчете при изчисляване на необходимата опънна армировка A_{s1} (т.4.1.2.2).

(2) В сеченията с двойна армировка огъването се поема:

- от опънна армировка $A_{s1,1}$ и бетон с рамо z (както в т.4.1.1);

- от двоица опънна и натискова арм. $A_{s1,2} = A_{s2}$ с рамо $(d - d_2)$.

Натисковата армировка работи пълноценно само при $\xi \geq 2,5d_2 / d$.

4.1.2.1. Необходима по изчисление натискова армировка A_{s2}

(1) Натисковата армировка е задължителна:

- когато огъването е силно и с единична армировка височината на натискова зона се получава по-голяма от максималната ($\xi > \xi_{max}$);

- когато за височината на натисковата зона са зададени по-строги ограничения ξ_{lim} , с които се цели повишаване на ротационната способност на областите, подложени на огъване. За греди е целесъобразно да се приема $\xi_{lim} = 0,45$.

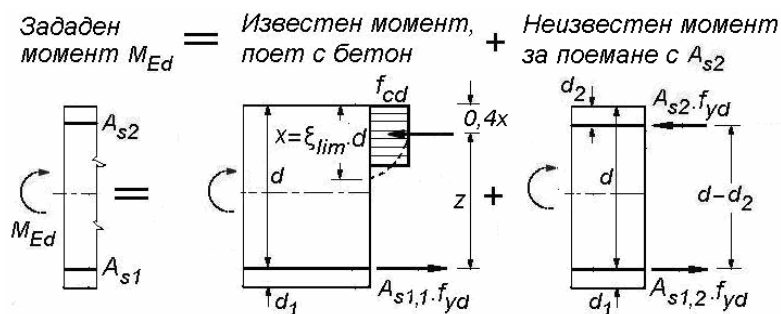
(2) При тези сценарии височината на натиск. зона е известна (приета е ξ_{lim} или $\xi_{lim} = \xi_{max}$) и изчисленията са в следния ред (фиг. 4.3):

- с бетон в натисквата зона се поема момент (вж.т.4.1.1.1)

$$M_{Ed,c} = 0,8bd^2 f_{cd} \xi_{lim} (1 - 0,4\xi_{lim}), \quad (S.3.1)$$

за който е необходима опънна армировка

$$A_{s1,1} = M_{Ed,c} / (f_{yd} z) = 0,8b.d.\xi_{lim} f_{cd} / f_{yd}; \quad (S.3.2)$$



Фиг.4.3. Изчисляване на необходима натискава армировка A_{s2}

- останалата част от разрезния момент трябва да се поеме с двоица от натискава и опънна армировка

$$A_{s2} = A_{s1,2} = (M_{Ed} - M_{Ed,c}) / [f_{yd}(d - d_2)]; \quad (S.3.3)$$

- общата площ на опънната армировка е

$$A_{s1} = A_{s1,1} + A_{s1,2}. \quad (S.3.4)$$

4.1.2.2. Отчитане на налична A_{s2}

(1) Процедурата за изчисляване на A_{s1} е:

- определя се моментът, който се поема от армировката A_{s2}

$$M_{Ed,s2} = A_{s2} f_{yd} (d - d_2); \quad (S.4.1)$$

- изчислява се моментът за поемане с бетон в натисквата зона

$$M_{Ed,c} = M_{Ed} - A_{s2} f_{yd} (d - d_2); \quad (S.4.2)$$

- по процедурата с единична армировка (т.4.1.1.2 или т.4.1.1.3) за $M_{Ed,c}$ се определя ξ и необходимата опънна армировка $A_{s1,1}$;

- ако $\xi \geq 2,5d_2 / d$, общата армировка в опънната зона е

$$A_{s1} = A_{s1,1} + A_{s2}; \quad (S.4.3)$$

- ако $\xi < 2,5d_2 / d$, опънната арм. се определя приблизително от

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}(d - d_2)}. \quad (S.4.4)$$

4.2. НЕЦЕНТРИЧЕН НАТИСК

4.2.0. Предпоставки и случаи

(1) В сила са приеманията и работните диаграми на бетона и на армировката от т.4.0.1.

(2) В зависимост от големината на изчислителните ефекти M_{Ed} и N_{Ed} и на ексцентрицитата $e = M_{Ed} / N_{Ed}$ са възможни следните случаи на поведение на нормалните сечения (фиг.4.4):

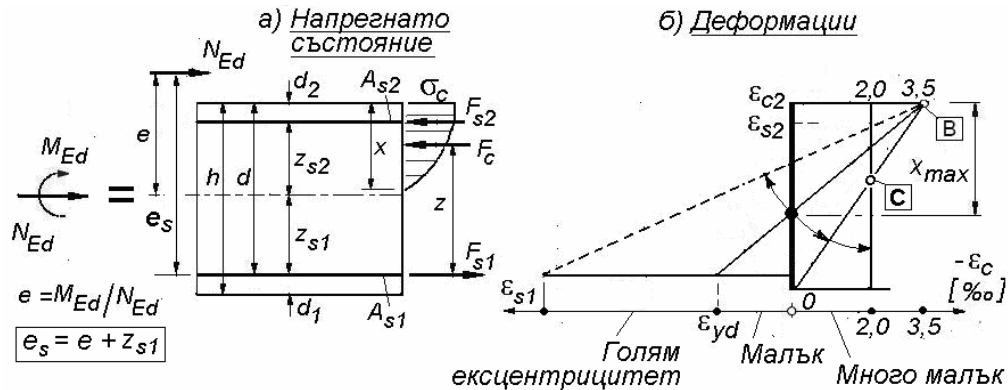
- *Голям ексцентрицитет* - натискава зона $x \leq x_{max}$ ($\xi \leq \xi_{max}$)¹. В този случай опънната армировка работи пълноценно с f_{yd} , натисквата също, ако $x \geq 2,5d_2$.

- *Малък ексцентрицитет* – натиск. зона е в границите $x_{max} < x < h$ ($\xi_{max} < \xi < h/d$). Непълноценно с напрежения $\sigma_{s1} < f_{yd}$ работи A_{s1} .

¹ За всички бетони: $\xi_{max}=0,62$ при ст. клас В500 и $\xi_{max}=0,66$ при В420

- Много малък ексцентрицитет – цялото напречно сечение е натиснато: $x \geq h$ ($\xi \geq h/d$). Непълноценно с напрежения $\sigma_{s2} < f_{yd}$ работи по-слабо натисната армировка A_{s1} .

(3) По-долу е разгледана най-често срещаната задача – изчисляване на симетрична армировка $A_{s1} = A_{s2}$ в правоъгълни сечения.



Фиг.4.4. Параметри и случаи на нецентричен натиск

4.2.1. Голям ексцентрицитет (Г.Е.) -

$$e \geq 0,35d \text{ и } n_{Ed} = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) \leq 0,4$$

(1) Симетрична армировка се изчислява по следната процедура:

- определя се и се проверява $\xi = \frac{1,25 N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \leq \xi_{\max}$; (S.5.1)

(ако $\xi > \xi_{\max}$ армировката се изчислява за малък ексцентр.- т.4.2.2)

- изчислява се

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_s - 0,8\xi(1 - 0,4\xi)bd^2 f_{cd}}{(d - d_2)f_{yd}}. \quad (S.5.2)$$

- ако $\xi \leq 2,5d_2 / d$, може да се приеме приближението

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_s}{(d - d_2)f_{yd}}. \quad (S.5.3)$$

4.2.2. Малък ексцентрицитет (М.Е.) - $0,35d > e > (0,10 \div 0,20)h$

В този случай освен неизвестна армировка и натискова зона, равновесните условия съдържат и неизвестното напрежение $\sigma_{s1} < f_{yd}$ в опънната армировка, което е функция на ξ . Ако не се използват автоматизирани алгоритми или готови таблични или графични решения, може да се приложи следната итерационна процедура:

- приема се средна стойност на ξ в областта на малките ексцентр.

$$\xi = (1 + \xi_{\max}) / 2 \approx 0,8; \quad (S.6.0)$$

- определят се деформациите и напреженията в опънната армир.:

$$\varepsilon_{s1} = 0,0035(1 - \xi) / \xi \text{ и } \sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s; \quad (S.6.1)$$

- изчислява се симетрична армировка

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_s - 0,8\xi(1 - 0,4\xi)bd^2 f_{cd}}{(d - d_2)f_{yd}}; \quad (S.6.2)$$

- изчислява се и се проверява нова височина на натисковата зона:

$$\xi_1 = 1,25 \frac{N_{Ed} - A_{s1}(f_{yd} - \sigma_{s1})}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \leq h / d; \quad (S.6.3)$$

- приема се уточнена стойност

$$\xi = (\xi + \xi_1) / 2 \quad (S.6.4)$$

и стъпките от (S6.1) до (S6.4) се повтарят, докато от две последователни итерации се получат приемливо близки площни на армировката.

4.2.3. Много малък ексцентрицитет (М.М.Е.) -

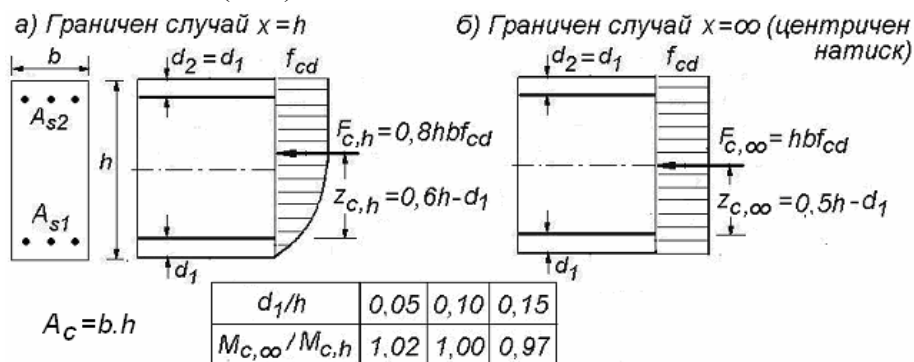
$$e \leq (0,10 \div 0,20)h \text{ и } n_{Ed} = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) \geq 0,8$$

(1) Напречните сечения са натиснати ($\xi \geq h/d$), а диаграмите на деформациите са в границите от триъгълна до правоъгълна (фиг.4.4.б).

(2) Силите в бетона са в границите, показани на фиг.4.5 и зависят от пълнотата на диаграмата на напреженията. Моментите на тези сили спрямо по-слабо натиснатата арм. A_{s1} обаче се изменят в много тесни граници за обичайните за практиката стойности на $d_1/d = 0,05 \div 0,15$. Затова пълният блок на напреженията от фиг.4.5.б може да се приеме за общовалиден за цялата област на много малките ексцентрицитети.

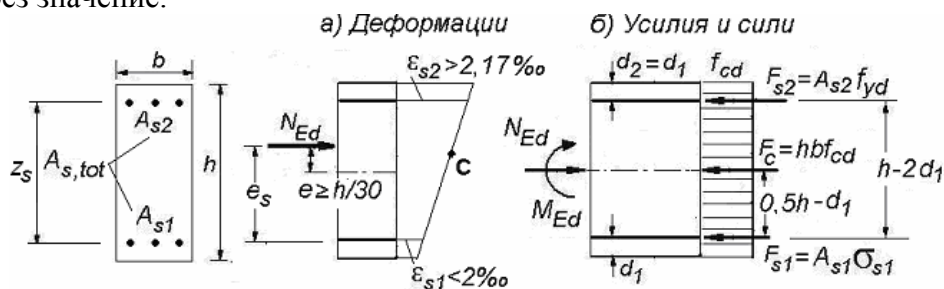
(3) Горното приемане е резонно, ако не се ползва хоризонталното равновесие. То обаче не е необходимо, тъй като меродавната A_{s2} се изчислява само и директно от моментното условие (фиг.4.6).

(4) При *центричен натиск* армировката клас В500 ($f_{yd} = 435MPa$) работи непълноценно с деформации $\epsilon_s = 0,002$ и със $\sigma_s = 400MPa$. Този случай обаче е идеализиран. Ексцентричното прилагане на товарите е неизбежно и в изчисленията то се отчита с минимална стойност $e_i = h/30 \geq 20mm$ (т.14).



Фиг.4.5. Обосновка на приемането на пълен равномерен блок на напреженията в бетона в случаите на много малък ексцентрицитет

(5) При това условие може да се докаже, че в меродавната по-силно натисната арм. деформациите са $\epsilon_{s2} > 2,17\%$, т.е. и при двата популярни класа стомана (В420 и В500) се достига изчислителното съпротивление f_{yd} (фиг.4.6). Едновременно с това по-слабо натиснатата симетрична A_{s1} е с деформация $\epsilon_{s1} < 2\%$, но точната стойност е без значение.



Фиг.4.6. Общ изчислителен модел за носимоспособност при много малък ексцентрицитет

(6) Площта на $A_{s2} = A_{s,tot} / 2$ се определя от моментно условие, записано за нивото на армировката A_{s1} :

$$A_{s2} = A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot e_s - bh f_{cd} (0,5h - d_1)}{(h - 2d_1) f_{yd}} \quad (S.7.1)$$

Условие (S.7.1) може да се запише в известния от чл. 81 на [5] вид:

$$A_{s,tot} = (N_{Ed} / \varphi - f_{cd} A_c) / f_{yd}, \quad (S.7.2)$$

където $\varphi = 1 / (2e / z_s + 1)$. (S.7.3)

(7) Критерият за много малък ексцентрицитет $e \leq (0,10 \div 0,20)h$ е приблизителен. Извежда се по-конкретно изискване, което е приемливо и за двата популярни класа надлъжна армировка:

$$e / h \leq 0,28 - 0,14 / n_{Ed}, \quad (4.5)$$

където $n_{Ed} = N_{Ed} / (b \cdot h \cdot f_{cd})$ е относителната натискава сила.

4.2.4. Случаен ексцентрицитет при квадратни сечения

(1) Това са случаите, при които огъването на колоните и в двете главни направления на сеченията им е само от стандартизираните несъвършенства, вкл. евентуални ефекти от II ред (т.14.2). Тогава се допуска независимо изчисляване (проверка) на носимоспособността в двете направления - [2], т. 5.8.9(2).

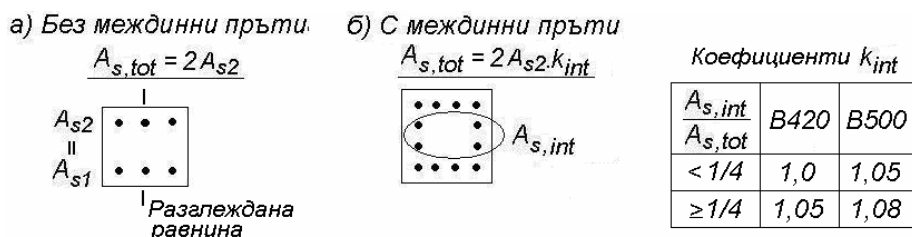
(2) Определените по изрази (S7.1) $A_{s2} = A_{s1}$ формират общата армировка $A_{s,tot}$ в напречното сечение, когато тя се аранжира без междинни пръти в направлението, успоредно на разглежданата равнина (фиг.4.7.а). В по-големите напречни сечения вътрешната армировка $A_{s,int}$ е неизбежна и е целесъобразно тя да се отчита в изчисленията. Процедурата е елементарна, ако напреженията в тази армировка се приемат при консервативна предпоставка за триъгълна диаграма на деформациите във фиг.4.6.б.

(3) При квадратни напречни сечения и нормална сила със случаен ексцентрицитет (вкл. ефекти от II ред) в двете симетрични направления, достатъчно е да се разглежда едното от тях, а по правило надлъжната армировка се конструира равномерно по страните (фиг.4.7.б).

(4) Доказва се [9], че в този случай крайната обща армировка в напречното сечение $A_{s,tot}$ може да се определи чрез елементарно завишаване на изчислената чрез изрази (S7.1) в едното направление:

$$A_{s,tot} = 2A_{s2} \cdot k_{int}, \quad (4.6)$$

където коефициентът $k_{int} = A_{s,int} / A_{s,tot}$ се определя от фиг.4.7.б.



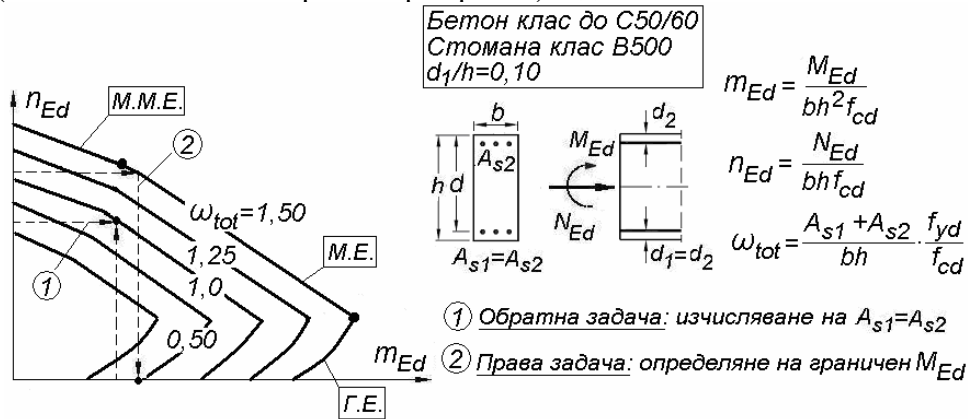
Фиг.4.7. Случаи на разпределение на прътите в сечение от колона, подложена на натискава сила с много малък ексцентрицитет

4.2.5. Носимоспособност при зададена $A_{s1} = A_{s2}$

(1) При зададена армировка $A_{s1} = A_{s2}$ чрез вариране на натискосивата зона се определя редица от двойки гранични усилия $M_{Ed} - N_{Ed}$, които могат да се представят с непрекъснати функции, популярни като линии на взаимодействие или интеракционни диаграми.

(2) За бързо концептуално проектиране, интеракциите се съставят в параметрична (нормализирана) форма с цел разширяване на обхвата

на приложението им (фиг.4.8). Те са удобни за приблизително решаване на правата (определяне на носимоспособност) и на обратната (изчисляване на симетрична армировка) задача.



Фиг.4.8. Примерни номограми за задачите за носимоспособност при нецентричен натиск със симетрична армировка

4.2.6. Изчисляване и конструиране при натиск с двойно огъване

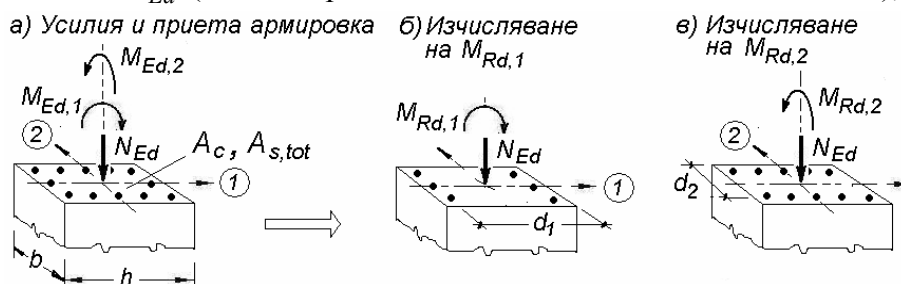
(1) Косото огъване е характерно за колони от пространствени рамки или за колони, общи за равнинни рамки, разположени в две направления.

(2) Ако двойното огъване е само от случайни ексцентритети (т.4.2.4) или е в границите, определени в т.14.3(5) и фиг.14.11, допуска се независимо разглеждане на нецентричния натиск в двете главни направления на напречните сечения.

(3) За изчисленията на кос нецентричен натиск се използват подходящи програми и автоматизирани 3D-интеракционни диаграми, но проверките могат да са приблизителни и по подхода от [2] (фиг.4.9):

- приема се (напр. по интуиция и предварителни оценки) общата надлъжна армировка $A_{s,tot}$, която се разпределя по периферията на напречното сечение на колоната;

- определят се независими носимоспособности на огъване в двете направления $M_{Rd,1}$ и $M_{Rd,2}$ при зададени симетрични армировки и осова сила N_{Ed} (целесъобразно е да се използва подходът в т.4.2.5);



Фиг.4.9. Схеми за проектиране при натиск с двойно огъване

- проверяват се следните три условия:

$$M_{Ed,1} / M_{Rd,1} \leq 1; \quad (4.7.a)$$

$$M_{Ed,2} / M_{Rd,2} \leq 1; \quad (4.7.б)$$

$$(M_{Ed,1} / M_{Rd,1})^a + (M_{Ed,2} / M_{Rd,2})^a \leq 1. \quad (4.7.в)$$

- за правоъгълни сечения a се приема от следващата таблица:

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

където $N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_{s,tot} f_{yd}$ е носимоспособността на напречното сечение при условен центричен натиск;

- за колони с кръгли напречни сечения $M_{Rd,1} = M_{Rd,2} = M_{Rd}$ и е достатъчна проверка на условието

$$M_{Ed} = \sqrt{(M_{Ed,1}^2 + M_{Ed,2}^2)} \leq M_{Rd}; \quad (4.8)$$

- при неудачен избор на $A_{s,tot}$, армировката трябва да се коригира, но в границите $0,002A_c \leq A_{s,tot} \leq 0,04A_c$ (при невъзможност – променят се размерите на напречното сечение на колоната или класът на бетона).

4.3. НЕЦЕНТРИЧЕН ОПЪН

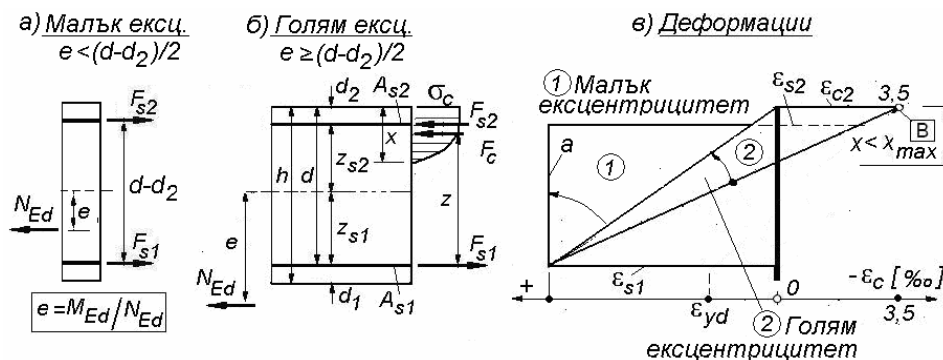
4.3.0. Предпоставки и случаи

(1) В сила са приеманията и работните диаграми на бетона и на армировката от т.4.0.1.

(2) В зависимост от големината на изчислителните ефекти M_{Ed} и N_{Ed} и на ексцентрицитета $e = M_{Ed} / N_{Ed}$ са възможни следните случаи на поведение на нормалните сечения (фиг.4.10):

- *Малък ексцентрицитет* - при $e = M_{Ed} / N_{Ed} < (d - d_2) / 2$ силата попада между двете армировки (фиг.4.10.а), цялото напречно сечение е в опънна зона (може да се приеме условно, че натисквата зона е $x < 0$), опънни са и работят пълноценно и двете армировки (A_{s1} е с по-големи деформации). Граница на тази област 1 е случаят на *центричен опън* (линия *a* на фиг.4.10.в), при който $e = 0$, а условно $x = -\infty$.

- *Голям ексцентрицитет* - относително малка опънна сила N_{Ed} е комбинирана с относително силно огъване M_{Ed} , ексцентрицитетът e е извън напречното сечение и в него се установява и натисква и опънна зона (фиг.4.10.б). В този случай натисквата зона е с малка височина ($0 < x < \xi_{max}$), а деформациите в опънната армировка A_{s1} в опънната зона са големи ($\sigma_{s1} = f_{yd}$) и могат да не се контролират, ако се приеме, че в натисквата зона линията на деформациите минава през т.В.



Фиг.4.10. Малък и голям ексцентрицитет при опън

4.3.1. Изчисляване на армировките при малък ексцентрицитет - $e \leq (d - d_2) / 2$

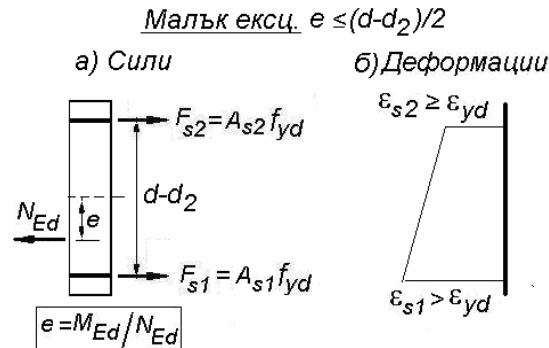
(1) Поради липсата на натисква зона, от равновесните условия могат да се изчислят еднозначно и двете опънни армировки.

(2) В общия случай ($e > 0$) деформациите в армировките са различни, като $\epsilon_{s1} > \epsilon_{s2}$ (фиг.4.11.б). Те обаче не се контролират и могат да се приемат по-големи от ϵ_{yd} , т.е. и двете армировки работят

пълноценно с опънни напрежения f_{yd} . От двете равновесни условия се определят силите в армировките (подобно на реакции в проста греда!) и техните площи (фиг.4.11.а):

$$A_{s1} = N_{Ed} \left(0,5 + \frac{e}{d - d_2} \right) / f_{yd}, \quad (\text{S.8.1.a})$$

$$A_{s2} = N_{Ed} \left(0,5 - \frac{e}{d - d_2} \right) / f_{yd}. \quad (\text{S.8.1.б})$$



Фиг.4.11. Сили и деформации при опън с малък ексцентрицитет

(3) В практиката в този случай обикновено се прибегва до по-технологичното конструиране със симетрична армировка $A_{s1} + A_{s1}$.

4.3.2. Изчисляване и проверка на симетрична армировка при голям ексцентрицитет

(1) При $A_{s1} = A_{s2}$ и голям ексцентрицитет натисковата зона е малка (фиг.4.10.б), а натисковата армировка е с напрежения $\sigma_{s2} < f_{yd}$.

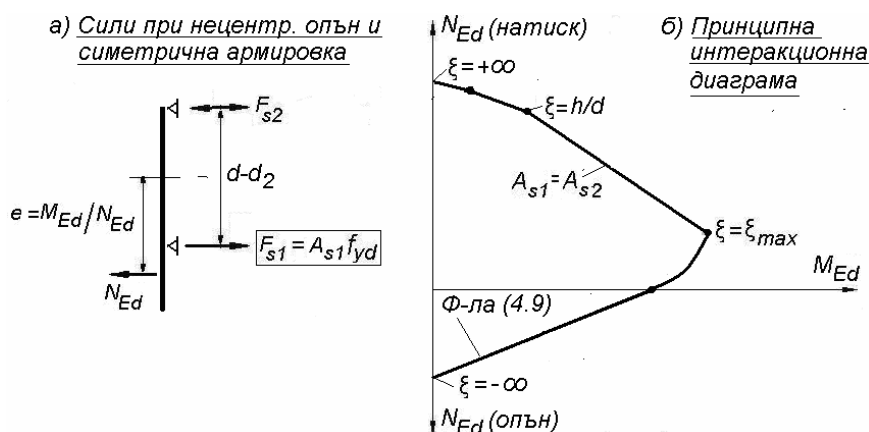
(2) Опънната A_{s1} може да се определи приблизително с рамо на вътрешните сили, разстоянието между двете армировки (фиг.4.10.б):

$$A_{s1} = N_{Ed} \left(0,5 + \frac{e}{d - d_2} \right) / f_{yd}. \quad (\text{S.9.1})$$

(3) Същото решение за по-силно опъната армировка A_{s1} се получава и при малък ексцентрицитет – стъпка (S8.1.a). И в двата случая силата в опънната армировка се определя като реакция в проста греда, съответно без и с конзолна част (фиг.4.12.a).

(4) При зададена $A_{s1} = A_{s2}$ за носимоспособността при нецентричен опън с голям и с малък ексцентрицитет от (S9.1) може да се изведе (приблизително!) единна интеракционна права (фиг.4.12.б), която допълва натисковата област от фиг.4.8:

$$M_{Ed} / (d - d_2) + 0,5 N_{Ed} = A_{s1} f_{yd}. \quad (\text{4.9})$$



Фиг.4.12. Нецентричен опън при симетрична армировка

5. СРЯЗВАНЕ

5.0. СТАДИИ НА НАПРЕГНАТО СЪСТОЯНИЕ

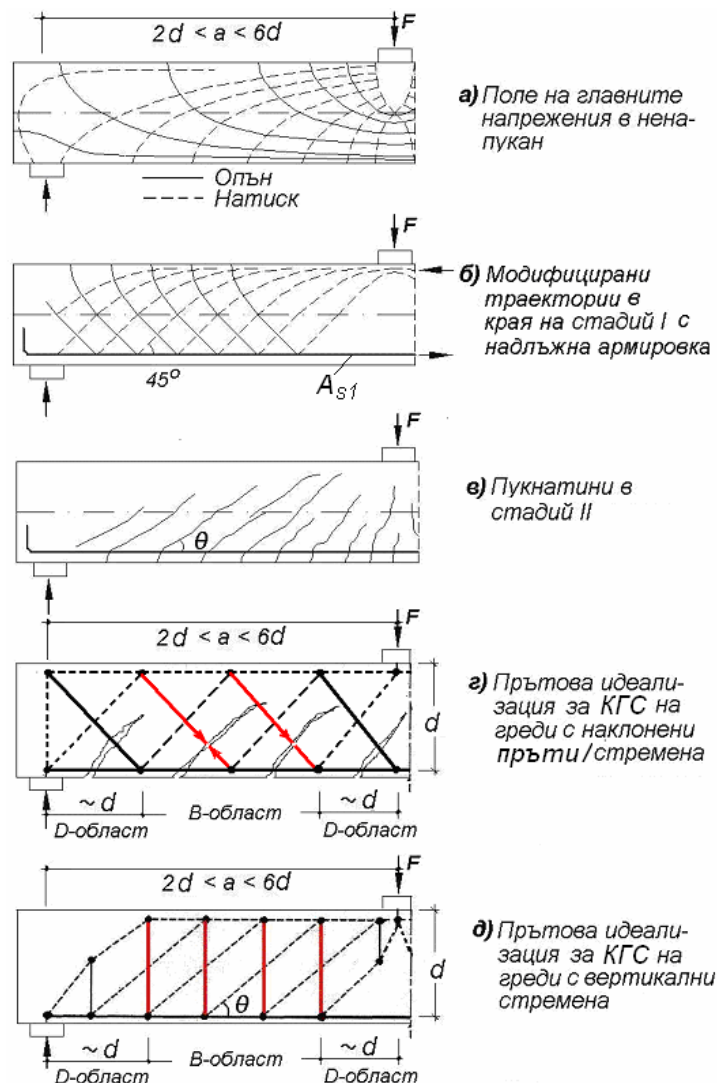
(1) В областите от елементи със съвместно действие на напречни сили V и огъващи моменти M се установява равнинно напрегнато състояние с главни опънни и натискови напрежения (фиг.5.0.а).

(2) В опънните зони надлъжната армировка модифицира траекториите на напреженията в края на ненапукания стадий I (фиг.5.0.б).

(3) След изчерпване на якостта на опън на бетона (фиг.5.0.в), перпендикулярно на него се образуват наклонени пукнатини (стадий II) и задействане на напречната армировка), които редуцират наклона си до края на стадий III с провлачане на армировка.

(4) И в КГС наклонените армировъчни пръти в модела на фиг.5.0.г реагират най-адекватно на главния опън. Повече от век този модел е в основата на конструирането с огънати пръти, особено на тежко натоварените на срязване области.

(5) Конструирането на безспорно “по-технологичния” фермов модел на фиг.5.0.д не е без последствия – поява на допълнителни опънни сили в долния пояс, които трябва да се “закотвят” зад опорите.



Фиг.5.0. Конституиране на моделите за срязване на греди

(6) За проверките на регулярните *B-области* (от *Bernoulli*, *Beam*) се използват *фермови модели* (т.5.1). За специалните *D-области* (от *De Saint-Venant*, *Disturbance*) със случаи на статическа нерегулярност (сили, реакции) се прилагат и допълнителни условия (т.5.1.2), а при геометрична нерегулярност се конструират *прътови модели* (т.12).

5.1. ЕЛЕМЕНТИ С НАПРЕЧНА АРМИРОВКА - ГРЕДИ

Разгледани са случаите с нормални стремена. Случаят с огънати пръти се прилага (вече) рядко и е специален (т.5.1.3.7).

5.1.0. Предпоставки на фермовата аналогия

(1) Те са насочени към края на крайното гранично състояние, когато напречната армировка е достигнала границата на провлачане.

(2) Наклонените пукнатини са максимално развити, пресичат и натисковата зона, която повече не е в състояние да поема срязване – напречната армировка трябва да поеме цялата напречна сила.

(3) Формира се определим фермов модел с гъста решетка от наклонени под ъгъл θ натискови бетонни диагонали и опънни вертикали, опънен и натисков пояс (фиг.5.1). Проверката за носимоспособност на срязване всъщност е проверка на елементите на фермата, усилията в които се определят чрез известните “ритерови разрезни”.

5.1.1. Геометрични параметри на фермите

(1) Статическата височина се приема $z \approx 0,9d$.

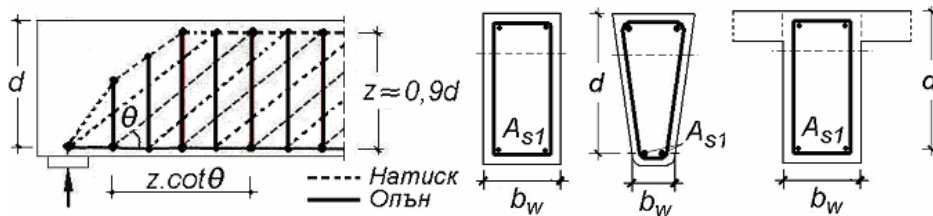
(2) Ъгълът θ на натисковите диагонали се приема в границите

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (45^\circ \geq \theta \geq 22^\circ). \quad (5.1)$$

Той може да бъде изчислен в зависимост от степента на срязване съгласно консервативното предложение в нац. приложение [3]:

$$\cot \theta = 1,2 / \left(1 - 0,11b_w z \sqrt{f_{ck}} / V_{Ed} \right) \leq 2,50. \quad (5.1a)$$

(3) Широчината на фермата b_w се приема съгласно фиг.5.1. При променлива широчина, тя е най-малката стойност в рамките на полезната височина d . Напречните сили се поемат от реброто на гредата – не се допуска съдействие на плочи дори и в натискови зони!



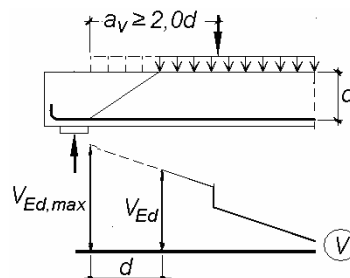
Фиг.5.1. Фермов модел и ефективна широчина b_w

5.1.2. Меродавни напречни сили

(1) В случаите на области с евентуални концентрирани товари на разстояние $a_v \geq 2,0d$ от директна опора, меродавна е (фиг.5.2):

- за проверката на бетонните диагонали (т.5.1.3.1) и при определянето на допълнителния опън (т.5.1.3.3): изчислителната стойност $V_{Ed,max}$ на напречната сила при ръба на опората;

- за проверката/изчисляването на напречна армировка (т.5.1.3.2): изчислителната стойност V_{Ed} на силата на разстояние d от ръба на опората (по преценка и тук може да се приеме макс. стойност $V_{Ed,max}$);



Фиг.5.2. Меродавни напречни сили при директно опиране

(2) При индиректно подпиране на второстепенна върху главна греда (фиг.11.14), за всички проверки на второстепенната греда е меродавна напречната сила $V_{Ed,max}$ на ръба.

5.1.3. Изчислителни проверки

С тях се проверяват/изчисляват елементите във фермов модел с точно определен или избран ъгъл θ .

5.1.3.1. Проверка на диагоналния натиск (бетонни диагонали)

(1) Те се намират в условията на страничен опън, предизвикан от стремената, затова бетонът показва по-ниска якост ($v f_{cd} \approx 0,6 f_{cd}$).

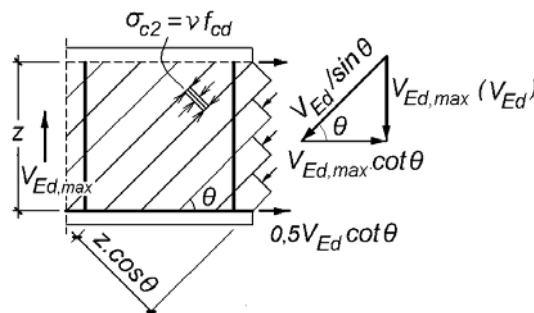
(2) От равновесието на силите (фиг.5.3) се определя условието

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} = 0,6 f_{cd} b_w z / (\cot \theta + \tan \theta). \quad (5.2)$$

(3) Най-голяма носимоспособност $V_{Rd,max}$ на диагоналите се получава при $\theta = 45^\circ$ ($\cot \theta = 1,0$) и тогава условието е много познато:

$$V_{Ed,max} \leq 0,3 f_{cd} b_w z. \quad (5.3)$$

Ако то не е изпълнено, необходимо е да се увеличи напречното сечение на елемента и/или класа на бетона.



Фиг.5.3. Напречен ритеров разрез във фермата

5.1.3.2. Проверка/изчисляване на напречна армир. - стремена

(1) Проверката за носимоспособност при зададена напречна армировка (A_{sw} е в един напречен ред) се извежда за ритеров разрез, успореден на бетонните диагонали (фиг.5.4) и за нормални стремена тя е

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = q_w \cdot z \cdot \cot \theta, \quad \text{където} \quad (5.4)$$

$$q_w = A_{sw} f_{ywd} / s = \rho_w b_w f_{ywd} \quad (5.5)$$

е усилието в стремената за единица дължина.



Фиг.5.4. Диагонален ритеров разрез

(2) Ако напреженията в бетонните диагонали се приемат $0,6 f_{cd}$, (т.5.1.3.1)², изчислителното съпротивление в напречната армировка се взема с по-ниска стойност:

² Допуска се приемането $v = 0,6(1 - f_{ck} / 250)$, при което за изчислително съпротивление на напречната армировка се използва обичайната стойност $f_{ywd} = f_{yk} / 1,15$.

$$f_{ywd} = 0,8f_{yk} \quad (5.6)$$

(3) Коеф. на напречно армиране (фиг.5.4) се приема не по-малък от

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w) \geq \rho_{w,\min} = 0,10 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (5.7)$$

(4) Армировката се определя чрез необходимото усилие в стреме-ната за единица дължина, което се изчислява от

$$q_w = V_{Ed} / (z \cdot \cot \theta) \geq 0,08 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \quad (5.8)$$

(5) Оптимално конструиране може да се подбере чрез вариране на диаметъра и стъпката между стреме-ната в (5.9):

$$A_{sw} / s = q_w / f_{ywd} \quad (5.9)$$

При еднакви клонове с площ A_{sw1} и срезност на стреме-ната n в един напречен ред, връзката е:

$$\frac{A_{sw1}}{s} = \frac{q_w}{n \cdot f_{ywd}} \quad (5.10)$$

5.1.3.3. Допълнителен опън в надлъжната армировка

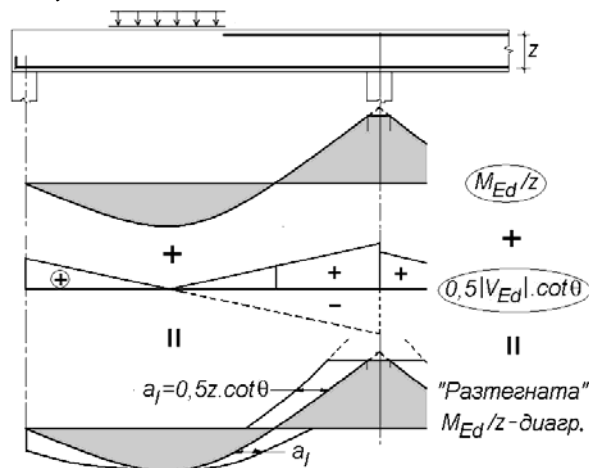
(1) Той се определя от хоризонталното равновесие в напречния ритеров разрез от фиг.5.3,

$$\Delta F_{td} = 0,5 |V_{Ed}| \cot \theta, \quad (5.11)$$

и задължително трябва да се отчита при проверката и конструирането, прекъсването и огъването на надлъжните опънни пръти. Със силата $V_{Ed,\max}$ се определя надлъжната армировка, която трябва да се закотви надеждно зад крайните (ставните) опори на гредите.

(2) Сумирането на допълнителните усилия ΔF_{td} с усилията F_{td} от огъване (фиг.5.5) показва, че всъщност $F_{td} = M_{Ed} / z$ -диаграмата се "разтяга" (измества) хоризонтално с

$$a_l = 0,5z \cot \theta. \quad (5.12)$$



Фиг.5.5. Сумирани опънни сили в надлъжната армировка

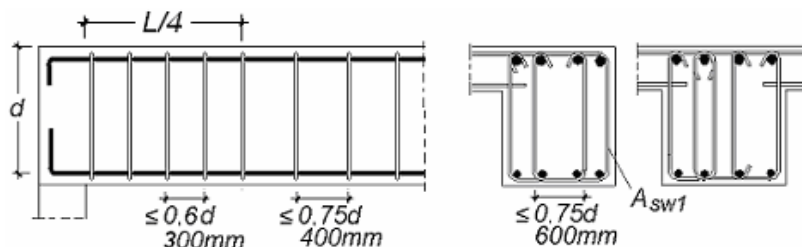
(3) Допълнителни опънни сили се появяват и в натисковата зона, но обикновено те са с благоприятно действие.

5.1.3.4. Конструиране на стреме-ната

(1) Затворени стреме-на с коси куки са необходими за греди с равновесно усукване (напр. монолитни крайни греди) – фиг.5.6.

(2) Други форми и заварени скелети, които не включват надлъж-ната опънна армировка, могат да се прилагат като вътрешни елементи.

(3) При стреме-на $\varnothing 8$, конструирани през максималните разсто-яния, ограничението във форм. (5.8) обикновено не е меродавно. Разстоянията на фиг.5.6 са актуализирани съгласно [3].



Фиг.5.6. Стремена и максимални разстояния между тях

5.1.3.5. Процедура за изчисляване на стремена

0. Определя се $\omega = V_{Ed, \max} / (0,6 f_{cd} b_w z)$.

1. Ако $\omega > 0,5$ → необходима е промяна на напречното сечение и/или на класа на бетона.

2. Ако $0,5 \geq \omega \geq 0,345$, изчислява се:

$$\bullet \cot \theta = \omega / (0,5 - \sqrt{0,25 - \omega^2}); \quad (\text{S.10.1})$$

$$\bullet q_w = V_{Ed} / (z \cdot \cot \theta); \quad (\text{S.10.2})$$

$$\bullet \frac{A_{sw1}}{s} = \frac{q_w}{n \cdot f_{ywd}}. \quad (\text{S.10.3})$$

3. Ако $\omega < 0,345$, приема се $\cot \theta = 2,5$ и следва:

$$\bullet q_w = V_{Ed} / (2,5 \cdot z) \geq 0,08 b_w \sqrt{f_{ck}}; \quad (\text{S.10.4})$$

$$\bullet \frac{A_{sw1}}{s} = \frac{q_w}{n \cdot f_{ywd}}. \quad (\text{S.10.5})$$

4. Подходящ диаметър (чрез A_{s1}) и стъпка s между стремената могат да се изберат чрез табл. 5.1.

Таблица 5.1: Отношение A_{s1} / s [mm^2/mm] за един клон от стреме

Стъпка s , mm	Диаметър \emptyset , mm			
	6	8	10	12
100	0,28	0,50	0,78	1,13
125	0,23	0,40	0,63	0,90
150	0,19	0,34	0,52	0,75
200	0,14	0,25	0,39	0,57
250	0,11	0,20	0,31	0,45
300	0,09	0,17	0,26	0,38

5.1.3.6. Дирижиране на усилията чрез конструиране

(1) Изборът на ъгъл θ в границите $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$ дава възможност за преразпределяне и оптимално конструиране на напречната и опънната надлъжна армировка в областите на срязване на греди.

(2) При необходима по изчисление от условие (S.10.2) напречна армировка q_w , в процеса на конструиране обикновено се избира фактическа (*actual*) стойност $q_{w,act} > q_w$. При това се актуализира (увеличава) и ъгълът θ :

$$\cot \theta_{act} = V_{Ed} / (z \cdot q_{w,act}) \geq 1,0. \quad (\text{S.10.2a})$$

(3) Тази тенденция може да се провокира и целенасочено чрез завишаване на напречната армировка, за да се редуцира допълнителният опън ΔF_{td} в надлъжната армировка в случай на трудности с нейното закотвяне в опората:

$$\Delta F_{td} = 0,5 |V_{Ed}| \cdot \cot \theta_{act}. \quad (\text{5.11a})$$

5.1.3.7. Срязване с огънати пръти

Този случай може да е целесъобразен при греди със силно срязване, локализирано в близост до опорите.

(1) Огънатите пръти не обхващат надлъжните армировки и не подпомагат формирането на компактни стоманобетонни области. Затова участието им в носимоспособността на срязване се ограничава до 50%, а останалата част се предоставя на стремена.

(2) За всички проверки се прилага същият фермов модел, модифициран с допълнителни опънни диагонали.

(3) За проверка на бетонните диагонали са в сила всички анализи и резултати за $\cot \theta$, изведени в т.5.1.3.1, тъй като е меродавно нормалното сечение при ръба на опората, което не пресича огънат прът.

(4) Напречната армировка при комбинирано поемане на напречните сили с нормални стремени ($V_{Rd,s}$) и с огънати пръти ($V_{Rd,sb}$) с

ъгъл на наклона $\alpha = (45 \div 60)^\circ$ се проверява с условието

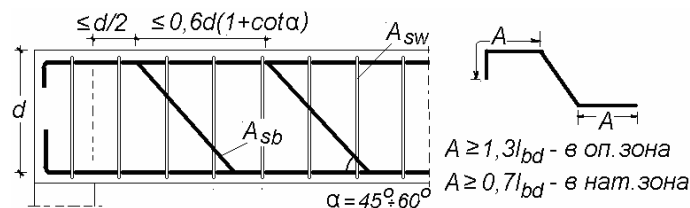
$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} + V_{Rd,sb}, \quad (5.12a)$$

където: $V_{Rd,s} = (A_{sw} f_{yd} / s) z \cdot \cot \theta \geq V_{Ed} / 2$ (5.12б)

$$V_{Rd,sb} = A_{sb} f_{yd} \sin \alpha \quad (5.12в)$$

(5) Предвид конструирането (фиг.5.6А), за сума на площите на огънатите пръти A_{sb} , които пресичат ритеровия разрез с проекция $z \cdot \cot \theta$, трябва да се приеме стойността, получена от прътите само в един напречен ред.

(6) Допълнителният опън в надлъжната армировка във вътрешността на областите с огънати пръти се редуцира. Тъй като общото участие на тези пръти в поемането на срязването е до 50%, практика е този ефект да се пренебрегва.



Фиг.5.6А. Принципи на конструиране с огънати пръти

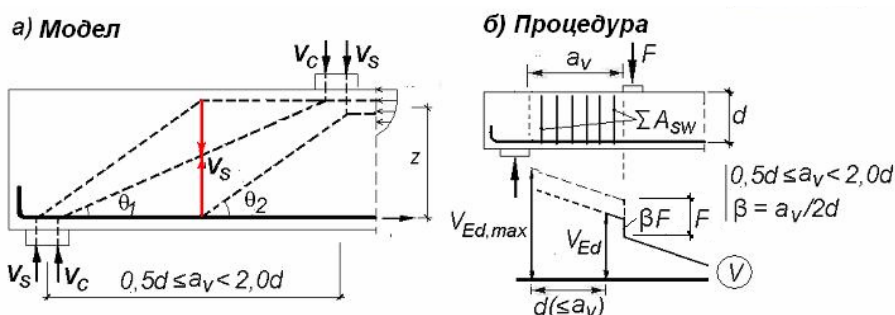
5.1.4. Случай на концентрирана сила в близост до опора

(1) Ако силата е приложена по горната страна на греди и в близост до директна опора на разстояние

$$0,5d \leq a_v \leq 2,0d, \quad (5.13)$$

чрез кос натиск част от нея се предава директно на опората, без необходимост от напречна армировка (фиг.5.7.а).

(2) За да се реализира това явление, необходимо е цялата опънна надлъжна армировка от полето да се закотви зад ръба на опората. Очевидно е, че проверката на бетонните диагонали се запазва.



Фиг.5.7. Меродавно срязване при сили до директна опора

(3) Меродавната напречна сила V_{Ed} за изчисляване на стремената се определя с редуцирана стойност на приноса на концентрираната сила $= \beta F$ (фиг.5.7.б). За така определената V_{Ed} и с предпоставка за пълноценна работа на 75% от стремената, разположени по дължината a_v , проверката е

$$V_{Ed} \leq 0,75 \sum A_{sw} f_{yd} \cdot \quad (5.14)$$

5.2. СРЯЗВАНЕ БЕЗ НАПРЕЧНА АРМИРОВКА - ПЛОЧИ

(1) Областите, подложени на срязване, могат да се разглеждат в ненапукан стадий I, ако са без нормални пукнатини от огъване, което е обичайно само за предварително напрегнати и натиснати елементи.

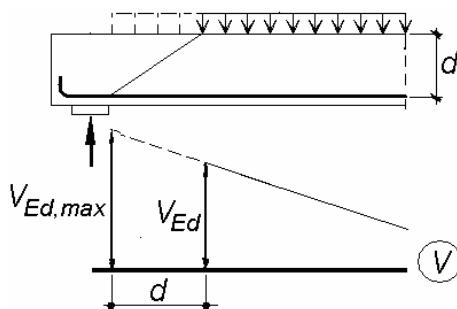
(2) За обичайните плочи от обикновен стоманобетон разрушаването от срязване започва с образуването на пукнатини от огъване в опънната зона (*shear flexure failure*).

5.2.1. Меродавни напречни сили

(1) Поради по-ниското ниво на срязване, в тези случаи не е необходима проверка на диагоналния натиск. Меродавна е (фиг.5.8):

- за основната проверка (т.5.2.2.1): изчислителната стойност V_{Ed} на напречната сила на разстояние d от ръба на опората;

- при определянето на допълнителния опън (т.5.2.2.2): изчислителната стойност $V_{Ed,max}$ на напречната сила при ръба на опората.



Фиг.5.8. Меродавни срязващи сили при елементи без напречна армировка

5.2.2. Изчислителни проверки

5.2.2.1. Носимоспособност на срязване

(1) Трябва да се спазва условието

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot b_w d \cdot \quad (5.15)$$

(2) За граничното срязващо напрежение се приема (f_{ck} в МПа):

$$v_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}, \quad (5.16)$$

но не по-малко от

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, \quad (5.17)$$

където $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$ е коеф. на мащаба (d в mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$ - коеф. на надл. армиране в опънната зона;

0,12 – коеф., равен на 0,18/1,5 за дълготрайни, краткотрайни и сеизмични изчислителни ситуации и 0,18/1,2 за извънредни ситуации.

5.2.2.2. Допълнителен опън в надлъжната армировка

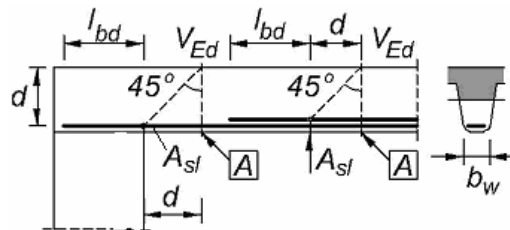
(1) Наклонът на условия натиск при опорите се приема под ъгъл $\theta \approx 26^\circ$ ($\cot \theta \approx 2,0$). От формула (5.11) за допълнителната сила в опънната армировка се определя

$$\Delta F_{td} = V_{Ed}, \quad (5.18)$$

а за „разтягането” на опънната диаграма –

$$a_l = d . \quad (5.19)$$

(2) По горната причина за фактическия коефициент на армиране $\rho_l = A_{sl}/(b_w d)$ е меродавна закотвената с l_{bd} армировка в напречното сечение, изместено на d от разглежданото А (фиг.5.9).



Фиг.5.9. Дефиниране на меродавната надлъжна опънна армировка

5.2.2.3. Приложна числена интерпретация на $v_{Rd,c}$

В таблица 5.2 са представени стойности на граничното напрежение на срязване $v_{Rd,c}$ (ф-ла 5.16) с отчитане на v_{min} (ф-ла 5.17). Таблицата е много удобна при концептуално и финално проектиране.

Табл.5.2. Стойности на $v_{Rd,c}$ [MPa] за бетон клас C20/25

Коефициент ρ_l , %	Полезна височина d , mm			
	≤ 200	400	600	1000
0,20	0,44	0,35	0,30	0,28
0,30	0,44	0,37	0,34	0,32
0,50	0,52	0,44	0,41	0,37
0,80	0,60	0,52	0,48	0,44
1,20	0,69	0,59	0,55	0,50
1,50	0,75	0,64	0,59	0,54

Забележка: Ако $\rho_l \geq 0,30\%$, за бетон клас C25/30 стойностите се завишават с коефициент 1,08, а за бетон C30/37 – с 1,15.

5.2.3. Пласти с напречна армировка

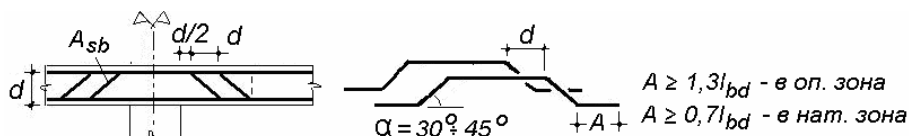
(1) Може да е необходима при тежко натоварени непрекъснати плочи и се допуска при дебелина $h \geq 200mm$.

(2) Използват се огънати пръти или кобилицы – фиг.5.9А.

(3) Условието за определяне на огънатата армировка е

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sb} = \sum A_{sb} \cdot f_{yd} \sin \alpha , \quad (5.20)$$

където $\sum A_{sb}$ са прътите, пресечени от наклонено сечение с хоризонтална проекция $\approx 2 \cdot d$



Фиг.5.9А. Аранжиране на подходяща напречна армировка в плоча

5.3. СРЯЗВАНЕ МЕЖДУ ПЛОЧА И СТЕБЛО

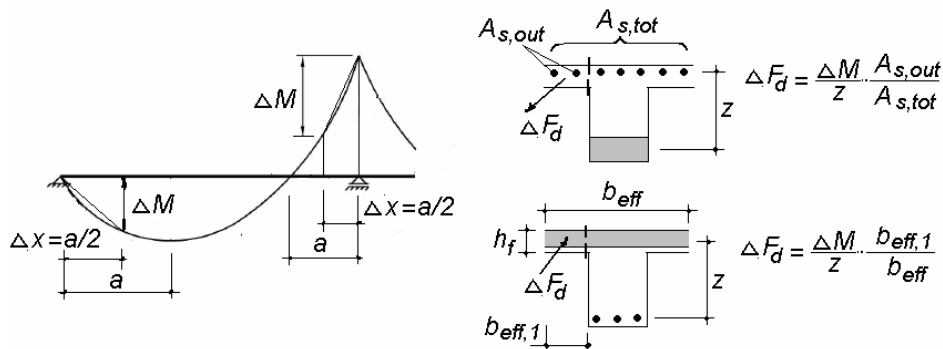
(1) То може да е критично при връзката на относително тънки плочи със стемлото от плочогредови и кутиеобразни сечения.

(2) Носимоспособността на контактното сечение от едната страна се проверява чрез фермов модел на натисковия или опънния пояс, който може да е с фактическа (фланш) или със съдействаща ширина.

(3) Приема се, че надлъжното напрежение на срязване v_{Ed} е с постоянна стойност в участък от гредата с дължина Δx , в който то се

определя от изменението ΔF_d на нормалната сила в разглеждана част от пояса (плочата) - фиг.5.10:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x). \quad (5.21)$$



Фиг.5.10. Изчисляване на срязването между плоча и стъбло

(4) Проверки не са необходими, ако срязването е слабо:

$$v_{Ed} \leq 0,4 f_{ctd}. \quad (5.22)$$

(5) Проверката на диагоналният натиск (тук в напрежения) е позната от т.5.1.3.1 (фиг.5.11):

$$v_{Ed} \leq 0,6 f_{cd} / (\cot \theta_f + \tan \theta_f). \quad (5.23)$$

(6) Необходимата опънна армировка в плочата за единица дължина, напречно на гредата е

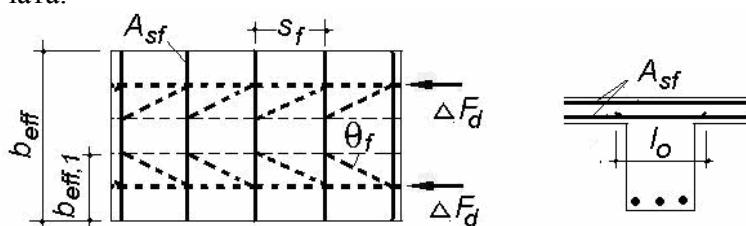
$$\frac{A_{sf}}{s_f} = v_{Ed} h_f / (f_{yd} \cdot \cot \theta_f). \quad (5.24)$$

(7) За θ_f се препоръчва избор в границите:

- за натискови пояси $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$;

- за опънни пояси $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$.

(8) При конструирането $A_{sf}/2$ се разполага като долна, а за горна се приема по-голямата от $A_{sf}/2$ и от изчислената за напречно огъване на плочата.



Фиг.5.11. Модел за определяне и армировка в плочата

5.4. СРЯЗВАНЕ НА РАБОТНИ ФУГИ

(1) То е характерно за фугите между монтажни елементи или за съчетани елементи с напречни сечения, изпълнени етапно (фиг.5.12.а).

(2) Практично е да се проверяват срязващите (тангенциалните) напрежения във фугата

$$v_{Ed} \leq v_{Rd}. \quad (5.25)$$

(3) Изчислителното напрежение от въздействията v_{Ed} може да се изчисли приблизително от

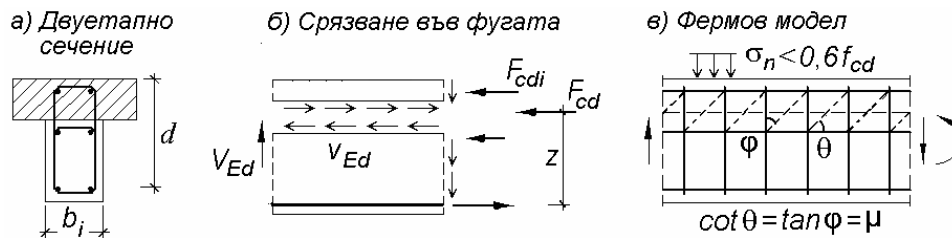
$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / (z \cdot b_i), \quad (5.26)$$

където V_{Ed} е макс. срязваща сила в разглеждания участък от елемента;

$z = 0,9d$ - рамо на вътрешните сили на пълното напречно сечение;

b_i - широчина на фугата (контакта);

$\beta = F_{cdi} / F_{cd}$ - отношение на надлъжната сила в новия бетон и на пълната стойност на силата в натисковата или в опънната зона (ако в КГС нулевата линия попада във височината на втория етап, $\beta = 1,0$).



Фиг.5.12. Срязване и модел в надлъжна фуга

(4) Носимоспособността на срязване се определя чрез модифициран фермов модел с участие на бетона и на (евентуална) свързваща армировка, която пресича фугата:

$$v_{Rd} = v_{Rd,c} + v_{Rd,s} \leq 0,3 f_{cd}, \quad (5.26a)$$

(5) Носимоспособността на бетона се определя в зависимост от коефициентите на сцепление c (“кохезия”) и на триене μ между бетонните повърхности (табл.5.3):

$$v_{Rd,c} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n, \quad (5.27)$$

където $f_{ctd} = f_{ck;0,05} / 1,5$ е изчислителното съпротивление на опън на бетона в елемента с по-нисък клас;

$\sigma_n \leq 0,6 f_{cd}$ - минимална стойност на изчислително напрежение, което действа перпендикулярно на фугата, прието за положително при натиск (при опън $\sigma_n < 0$, а за сцеплението се приема $c = 0$).

(6) Носимоспособността на цялата пресичаща фугата армировка A_{sw} (включително и налични стремени и други елементи – фиг.5.12.а) се отчита, ако е закотвена от двете страни на фугата:

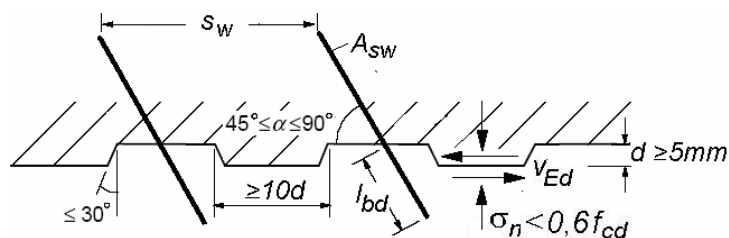
$$v_{Rd,s} = \rho_w f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (5.28)$$

където $\rho_w = A_{sw} / (b_i \cdot s_w)$ е коефициентът на армиране (фиг.5.13).

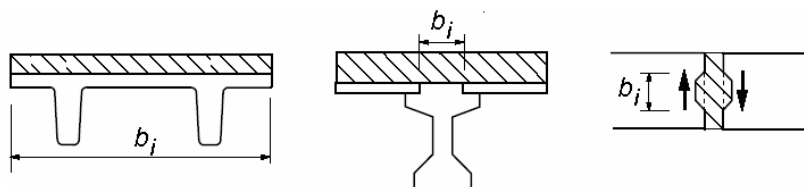
(7) Особеностите са демонстрирани в числения пример в т.11.9.

Таблица 5.3. Коефициенти c и μ

Вид на повърхностите	c	μ
Много гладки – при стоманен или друг спец. кофраж	0,25	0,5
Гладки – загладени, екструдирани или без обработка	0,35	0,6
Грапави – при оголване на доб.материал, награвяване	0,45	0,7
Назъбени – с дюбели съгласно фиг.5.13	0,50	0,9



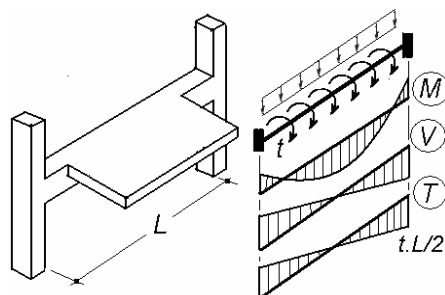
Фиг.5.13. Конструирание на фуга с дюбели и свързваща армировка



Фиг.5.14. Примери за други съставни сечения

6. УСУКВАНЕ

Явлението усукване възниква в праволинейни елементи, когато натоварването действа извън системната им ос (фиг.6.1), както и в кръгли и полигонално очертани греди. Това са случаи на *равновесно усукване*, което задължително трябва да се проверява.



Фиг.6.1. Пример за равновесно усукване

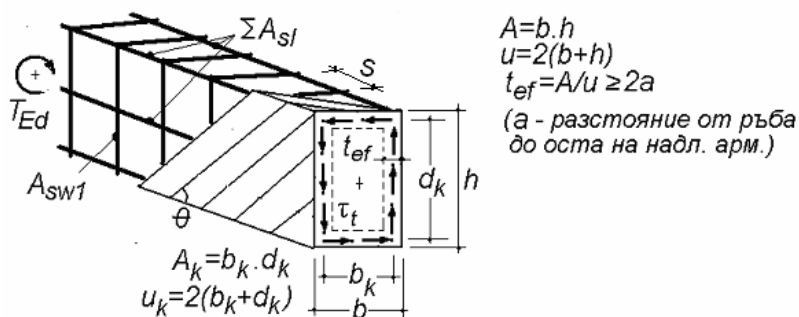
При монолитна връзка между греди (вж. фиг.11.1) възниква усукване в главната греда, което не е необходимо за равновесието и за общата устойчивост на конструкцията. В крайно гранично състояние такова усукване за *съвместимост* не се разглежда – обикновено са достатъчни конструктивните изисквания за армиране на тази област.

6.1. НОСИМОСПОСОБНОСТ ПРИ ЧИСТО УСУКВАНЕ

6.1.1. Фермов модел

(1) “Усилията в армировката се определят като усилия в пространствена ферма, образувана от надлъжната и напречната армировка и диагонали под ъгъл 45 градуса, оформени от бетон” ([5], чл.93).

(2) В [2] моделът е абсолютно същия, като ъгълът θ може да се избира (както в т.5.1.1), но най-адекватно е той да е в границите $\cot \theta = 1,0 \div 1,5$. Приемането на по-малък ъгъл редуцира необходимата напречна армировка, но изисква по-голяма надлъжна. При компактно плътно напречно сечение, дебелината на стоманобетонните стени t_{ef} на условното кухо сечение (на фермата) се определя от фиг.6.2.



Фиг.6.2. Пространствен фермов модел в крайно гранично състояние

6.1.2. Проверки на елементите на фермовия модел

Те се провеждат с изчислителните усилия T_{Ed} при ръба на опорите. При комбинирано действие и на срязване силата V_{Ed} се приема в същото напречното сечение.

6.1.2.1. Диагонален натиск (бетонни диагонали)

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,max} = 2A_k \cdot t_{ef} \cdot 0,6f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta). \quad (6.1)$$

6.1.2.2. Проверка (изчисляване) на напречната армировка

$$T_{Ed} \leq (A_{sw1} f_{ywd} / s) 2A_k \cdot \cot \theta, \quad (6.2)$$

където A_{sw1} е площта на един клон от стремето, разположено по периферията на сечението, а $f_{ywd} = 0,8f_{yk}$.

6.1.2.3. Надлъжен опън – надлъжна армировка

(1) От чисто усукване всички пояси на модела са опънни (фиг.6.2). Тоталната опънна сила в надлъжната армировка е

$$F_t = \frac{T_{Ed}}{2A_k} u_k \cdot \cot \theta. \quad (6.3)$$

(2) Общата надлъжна армировка в елемента, която се разпределя по периферията на сечението и трябва да поеме този опън е

$$\sum A_{sl} = F_t / f_{yd}. \quad (6.4)$$

6.2. УСУКВАНЕ СЪС СРЯЗВАНЕ И ОГЪВАНЕ

Чистото усукване е характерно само за стоманобетонни пояси върху носещи стени. При комбинация със срязване, за изследването на двете явления трябва да се приема един и същ ъгъл θ .

6.2.1. Проверка на натисковите диагонали

Допустимите комбинации от усукващи моменти T_{Ed} и срязващи сили V_{Ed} се ограничават с условието

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0, \quad (6.5)$$

където $T_{Rd,max}$ се определя по ф-ла (6.1), а $V_{Rd,max}$ - от ф-ла (5.2)

6.2.2. Сумиране на напречната армировка

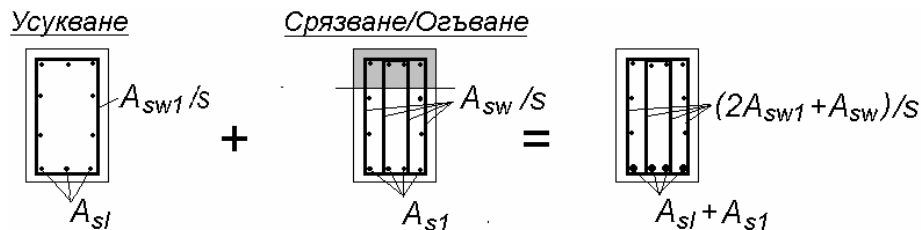
Трябва да се сумират площите на стремената в един напречен ред, изчислени за явленията срязване и усукване (фиг.6.3).

Допуска се преаранжиране с промяна на диаметъра и стъпката им, но при условие $s \leq u/8$. Необходимо е интензивността на стремената по периферията да съответства най-малко на изчислената от усукване, като се спазват и изискванията за тяхното специално конструиране – т.11.7(3).

6.2.3. Надлъжна армировка от усукване и огъване

Общата площ на армировката за усукване $\sum A_{sl}$ се разпределя равномерно по периферия на напречното сечение през $\leq 350mm$.

В опънната зона окончателното аранжиране (брой и диаметър) на надлъжните пръти е въз основа на сумираната площ от огъване и частта от усукване (фиг.6.3).



Фиг.6.3. Сумиране на независимо определените армировки

7. ПРОДЪНВАНЕ

7.0. РАВНИННО СРЯЗВАНЕ И МЕСТНО СРЯЗВАНЕ

7.0.1. Формите на разрушаване

(1) В случаите на греди и гредови плочи срязването е критично в областите при опорите, в които се проявява *равнинно напрегнато състояние*, независимо от широчината им (фиг.7.0.а).



Фиг.7.0. Дефиниране на явленията равнинно и местно срязване

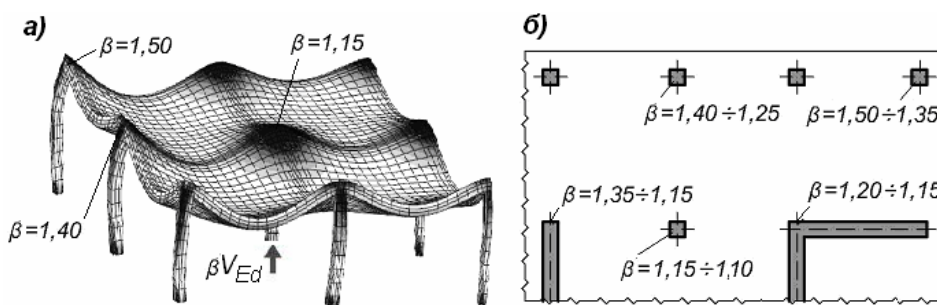
(2) Ако подпирането на плочите е локално (както е при безгредовите), огъването им е категорично в две главни направления (радиално и тангенциално), а срязването се проявява по затворени повърхнини около колоните - *продънване* (фиг.7.0.б).

7.0.2. Продънваща сила

(1) При вертикални натоварвания и малки разлики в отворите на съседните полета са причина за появата на неуравновесени огъващи моменти в плочите, които се предават на опорите. Неизбежното нецентрично натоварване означава неравномерно срязване по дължината на периметрите, критични за продънването.

(2) Този ефект се отчита приблизително чрез завишаване на реакцията в областта на продънване с коефициенти $\beta > 1$. Така проверките се извършват за продънваща сила βV_{Ed} . При разлики в дължините на съседните отвори на плочата до 25% в [2] се препоръчват стойности на β за продънване около колони (фиг.7.1.а), но са представени и процедури за тяхното конкретизиране.

(3) Локализирането на реакцията и оценката за неравномерно продънване са специфични задачи, особено при краища и ъгли на стени. В тези случаи могат да се приемат и по-либерални стойности на β (фиг.7.1.б), ако се прецени (или докаже), че продънването може да се разпредели върху периметри с дължина по-голяма от нормираната.



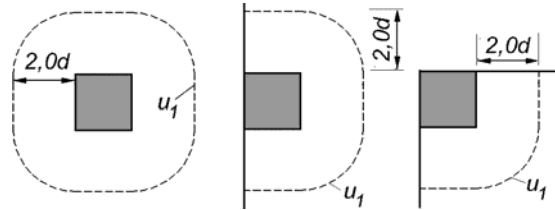
Фиг.7.1. Коефициенти β :

а) препоръки в EC2; б) препоръки от добри практики

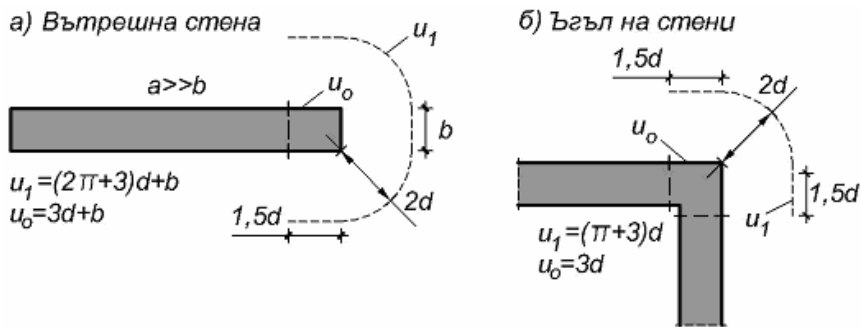
7.1. ПРОДЪНВАНЕ НА ПЛОЧИ БЕЗ НАПРЕЧНА АРМИРОВКА

7.1.1. Предпоставки

(1) Проверките са за контролен периметър u_1 , описан на $2,0d$ от ръбовете на опорите на плочите (фиг.7.2 и 7.2А), който няма общо и е извън обичайните фактически пирамиди на продънване.



Фиг.7.2. Контролни периметри около колони

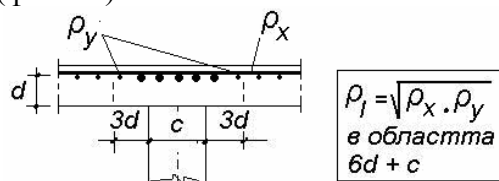


Фиг.7.2А. Контролни периметри при стоманобетонни стени

(2) Приема се, че на разстояние $2d$ огъването на плочите вече е едномерно и преобладаващо в радиално направление. Затова за гранична носимоспособност по периметъра u_1 се приема стойността в напрежения $[MPa]$ за равнинно срязване на плочи $v_{Rd,c}$, определена с изразите в т.5.2.2.1 и табл.5.2:

$$\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u_1 d. \quad (7.1)$$

(3) Средният коефициент на армиране с горна опънна армировка $\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y}$ се определя за критична област с ширина $3d$ около всяка страна на опората (фиг.7.3).



Фиг.7.3. Дефиниране на среден коефициент на армиране над колона

(4) Близо разположени до опорите отвори се отчитат с намаляване на периметъра u_1 , както и опорния периметър u_0 (фиг.7.4).

7.1.2. Процедури за проверки без напречна армировка

Във всички случаи трябва да се изчисли (или да се определи от табл.5.2) носимоспособността на срязване на бетона в напрежения $v_{Rd,c}$ $[MPa]$:

$$v_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \geq 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}. \quad (7.2)$$

Следват два подхода за проверки на КГС при продънване:

(1) При дадени периметър u_1 и средна полезна височина d се изчислява $V_{Rd,c}$ и се проверява условие (7.1).

(2) Определя се периметър на срязване u_{out} , който е с геометрично подобна на u_1 форма, необходим за поемане на продънването само с бетон:

$$u_{out} = \beta V_{Ed} / (v_{Ed,c} d) \quad \text{и:} \quad (7.3)$$

- ако $u_{out} \leq u_1$ - не е необходима напречна арм. по изчисление;

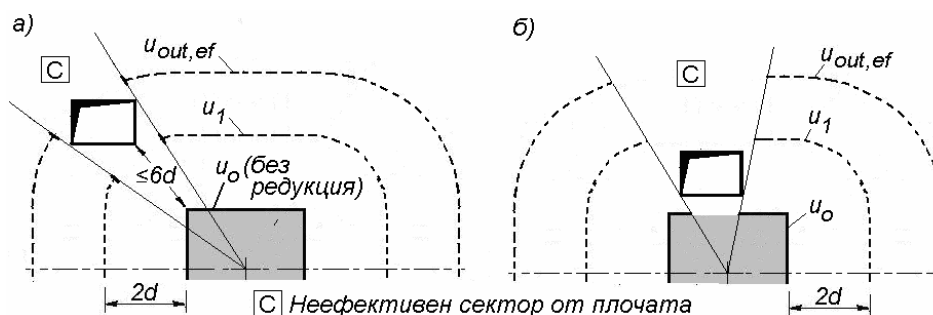
- ако $u_1 < u_{out} \leq 1,5u_1$ - изчислява се напречна армировка;

- ако $u_{out} > 1,5u_1$ - необходими са други мерки: увеличаване на класа на бетона, на ρ_1 , на d или въвеждане на капители.

Забележка: Последните две условия съответстват на генералното ограничение

$$\beta V_{Ed} \leq 1,5V_{Rd,c} \quad (7.3a)$$

въведено с БДС EN 1992-1-1:2004/A1:2015 като изменение. По този начин явлението “местно срязване” се осигурява наистина около опората. Конструкторите с по-голям опит знаят, че в нормите [5], макар и в неявен вид, съществува подобно ограничение: $F \leq 1,7F_b$ (чл.104, ал.5).



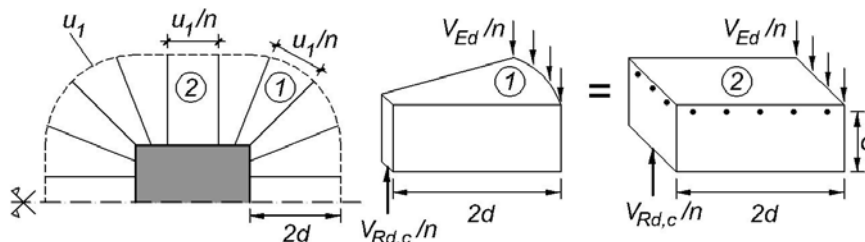
Фиг.7.4. Редукция на основните периметри от отвор в плочата

7.2. ПРОДЪНВАНЕ НА ПЛОЧИ С НАПРЕЧНА АРМИРОВКА

7.2.1. Предпоставки и модел

(1) Ако определеният по форм. (7.3) необходим периметър на срязване е в границите $u_1 < u_{out} \leq 1,5u_1$ и не се предвидят други мерки за повишаване на носимоспособността на срязване (проектиране на капители, увеличаване на класа на бетона или на коефициента на армиране, на дебелината на плочата или на напречното сечение на колоните), конструирането на напречна армировка е задължително.

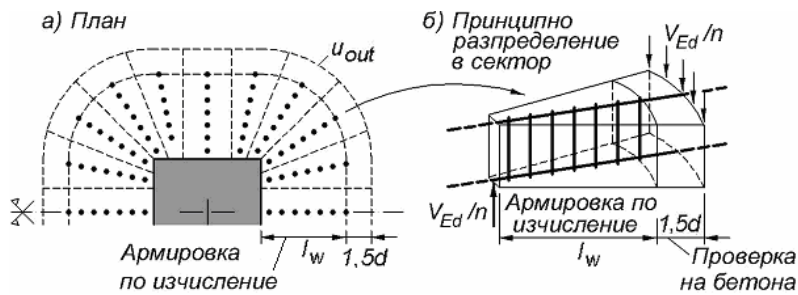
(2) След образуването на радиални пукнатини около колоната, в плочата без напречна армировка се оформят кръгови и правоъгълни сектори, които са с почти еднаква носимоспособност на срязване, ако са с еднаква ширина u_1/n при контролния периметър u_1 (фиг.7.5).



Фиг.7.5. Еднаква носимосп. на секторите (1) и на ивиците (2)

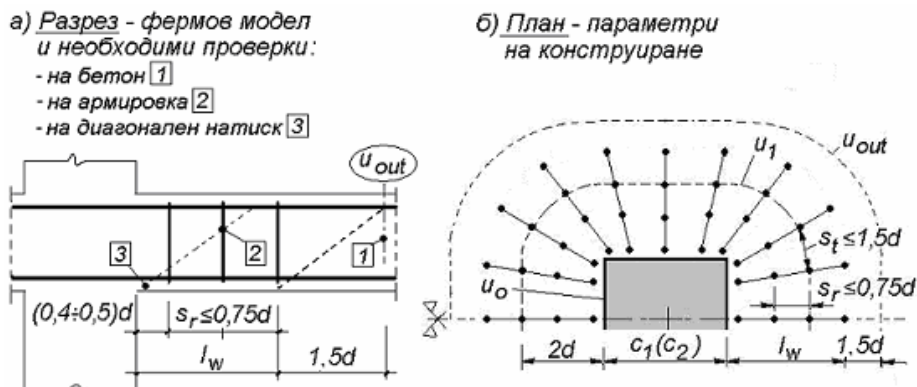
(3) Така областта на плочата около колоната може да се разглежда като съставена от “самостоятелни бетонни гредички” и ако тяхното напречно армиране е необходимо, то трябва да е еднакво във всяка една от тях, а в радиално направление трябва да следва основните

принципи за конструиране на греди (фиг.7.6.б). Този анализ показва, че най-оптимално е разполагането на клоновете на напречната армировка концентрично и с еднакво количество във всеки един периметър.



Фиг.7.6. Оптимално концентрично аранжиране на напречната армировка по изчисление

(4) За проверките на носимоспособност е приет фермов модел с относително голям постоянен ъгъл на наклона $\theta \approx 33,7^\circ$ ($\cot \theta \approx 1,5$) на бетонните диагонали, но и с участие на зацепването на бетона между пукнатините (фиг.7.7). Затова е необходимо напречната армир. да се разположи в област l_w на разстояние $1,5d$ от периметъра u_{out} .



Фиг.7.7. Критичните проверки (а) и изисквания към напречното армиране (б)

7.2.2. Изчисляване на напречна армировка

(1) Необходима е дължината на външния периметър $u_{out} \leq 1,5u_1$, по който продънването се поема само с бетон, изчислена по (7.3).

(2) Определя се областта на армиране с дължина l_w (фиг.7.7).

Забележка: В граничния случай на необходим периметър $u_{out} = 1,5u_1$, обикновено той се получава описан на $\leq 4d$ от ръбовете на опорите. Изчислената дължина на армиране е $l_w \leq 2,5d$, която се покрива от напречна армировка, разположена в до 4 периметъра (фиг.(7.7.а)).

(3) С редуцирано на 75% участие на бетона по контролния периметър u_1 се проверява (изчислява) напречната армировка, която се пресича от „конична повърхнина” с наклон $\theta \approx 33,7^\circ$ ($\cot \theta \approx 1,5$):

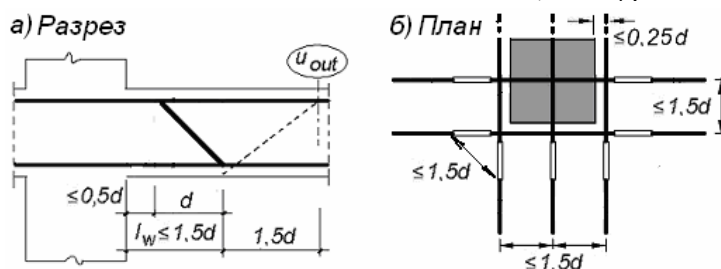
$$\beta V_{Ed} \leq V_{Rd} = 0,75V_{Rd,c} + V_{Rd,s}; \quad (7.4)$$

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} u_1 d \quad (v_{Rd,c} \text{ по ф-ла 7.2 или по табл.5.2}); \quad (7.5)$$

$$V_{Rd,s} = A_{sw} f_{ywd,ef} \cdot (1,5d / s_r) \cdot \sin \alpha, \quad (7.6)$$

където A_{sw} е площта на напречната армировка, разположена в един периметър около колоната, α - ъгълът ѝ спрямо средната равнина на плочата, s_r - радиалното разстояние между периметрите с армировка, а $f_{ywd,ef}$ - ефективното изчислително съпротивление на напречната армировка (т.7.2.3).

За случаите с огънати пръти може да се препоръча $\alpha = 45^0$, въпреки че в [2] се допускат границите $30^0 \div 45^0$. Конструирването с такива пръти в един ред/периметър (тогава във ф-ла 7.6 се приема $1,5d/s_r = 1,0$) е допустимо, ако периметърът u_{out} е описан на разстояние $\leq 3d$ от опора, т.е. ако необходимата област на армиране е $l_w \leq 1,5d$ (фиг. 7.7А.а). При това носимоспособността на продънване може да се завиши с до 20% ($V_{Rd,cs} \leq 1,20V_{Rd,c}$), но при още едно условие: за да не се редуцира дължината на базовия периметър u_1 , необходимо е тангенциалното разстояние между долните огъвки на съседните пръти да е $s_t \leq 1,5d$ (фиг.7.7.б). Решение, което с известен компромис решава горното изискване, е крайните огънати да се трансплират извън сечението на колоната на $\leq 0,25d$ (фиг.7А.б).



Фиг.7.7А. Огънати пръти в един периметър

(4) Позната е проверката на бетонните диагонали при ръбовете на опорите с периметър u_0 (фиг.7.7):

$$\beta V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} = v f_{cd} u_0 d / (\cot \theta + \tan \theta) \approx 0,25 f_{cd} u_0 d, \quad (7.7)$$

която е получена от форм. 5.2 с полагането $b_w = u_0$. Този периметър може да се редуцира от близо разположен отвор в плочата (фиг.7.4.б).

Забележка: След въвеждането на генералното ограничение (7.3а) проверката (7.7) не е меродавна в обичайните случаи на продънване.

(5) Условие (9.11) от [2] за минималната площ на един клон от напречната армировка $A_{sw,min}$ също не е меродавно, ако той е от стомана клас В500 и с диаметър $\varnothing \geq 8\text{mm}$. В тази връзка може да се препоръча добрата практика

$$V_{Rd,s} \geq 0,5\beta V_{Ed}, \quad (7.8)$$

т.е. 50% от продънващата сила да се поема с напречна армировка.

(6) В т.13 са показани варианти за конструирване на напречната армировка. Пак там е разгледано и осигуряването на критичните области срещу разрушаване след продънване (*post-punching resistance*).

7.2.3. Процедура за изчисляване на напречна армировка

А. Изходни данни:

1. Геометрия: $c_1, c_2, h, d = h - c_{nom} - \phi$ [mm]

2. Материали: $f_{ck}, f_{ywd}, \rho_l = \sqrt{\rho_{l1} \cdot \rho_{l2}} \leq 0,02$

3. Натоварване (реакция): V_{Ed} [kN]

Б. Проверка за носимоспособност без напречна армировка

1. Изчислява се основният контролен периметър u_1 [mm].

2. Оценка (изчисляване) на β и определяне на продънващата сила βV_{Ed} .

3. Изчислява се $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$, d в mm.

4. Изчислява се или се отчита от табл.5.2 носимоспособността на бетона на срязване при продънване (напрежение в МПа):

$$v_{Rd,c} = \left[0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \right] \geq 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}.$$

5. Определя се необходимият периметър на срязване [mm]:

$$u_{out} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d).$$

6. Проверки:

- ако $u_{out} \leq u_1$ - ОК! (не е необходима напречна арм. по изчисление);
- ако $u_1 < u_{out} \leq 1,5u_1$ - изчислява се напречна армировка;
- ако $u_{out} > 1,5u_1$ - необходими са други мерки!

В. Изчисляване на напречна армировка

1. Оценява се дължината на областта l_w (чрез разположението на u_{out} - фиг.7.7.а) и се избира начин на армиране:

- ако $l_w \leq 1,5d$, допустими са и огънати пръти (кобилици) с $\alpha = 45^0$;
- ако $l_w > 1,5d$, необходими са стремена или дюбели ($\alpha = 90^0$).

2. Актуализира се (ако е необходимо) височината $d \rightarrow d_v$ (м.13.6.2)!

3. Актуализира се (ако е необходимо) периметърът u_1 .

4. Определя се разположението (ако е необходимо) на ефективен периметър $u_{out,ef}$ и евентуално нова област l_w .

5. Изчислява се частта от продънващата сила за поемане с напр.арм.:

$$V_{Rd,s} = (\beta \cdot V_{Ed} - 0,75v_{Rd,c}u_1d_v) \geq 0,5\beta \cdot V_{Ed}$$

6. Определя се ефективното изчислително съпротивление на напречната армировка

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d_v \leq f_{ywd} \text{ (за } d_v \text{ в mm)}.$$

7. Изчислява се площта на напречната армировка, необходима в един периметър около опората [mm²):

$$A_{sw} = V_{Rd,s} / (f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \cdot 1,5d_v / s_r).$$

където за кобилици в един ред се приема $s_r = 1,5d_v$.

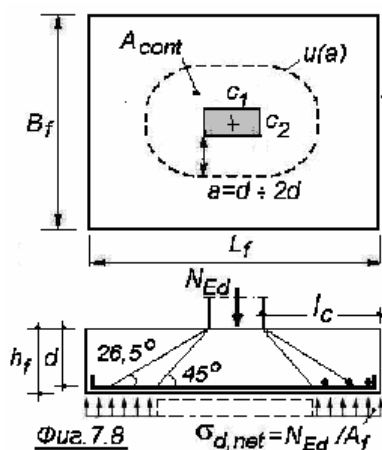
8. Контрол за достатъчност на опорното сечение:

$$v_{Ed,max} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 d) < 0,25 f_{cd}$$

7.3. Особенности при продънване на единични фундаменти

(1) При безредовите плочи за продънваща сила се приема стойността $\beta \cdot V_{Ed}$, без да се редуцира с малкото равномерно натоварване върху горната основа на пирамидата (конуса) на продънване. Нещо повече – периметърът u_1 не дефинира пирамида, а е условно избран.

(2) При фундаментите продънването може да е меродавно в случаи на големи и разпределени реакции на земната основа. В сравнение с плочите, особеностите тук са следните:



- Разглеждат се фактически пирамиди с наклони на стените от 45^0 до $26,5^0$ (т.е. $a = d \div 2d$) и със съответен периметър $u(a)$, а при определяне на продънващата сила $V_{Ed,red}$ се приспада земната реакция под тях (фиг.7.8):

$$V_{Ed,red} = N_{Ed} - A_{cont} \cdot \sigma_{d,net} \quad (7.9).$$

Граничните напрежения на срязване (форм.7.2 и табл.5.2) се увеличават с коефициент $2d/a$ в зависимост от разглежданата пирамида, а проверката на продънване е от вида

$$\beta.V_{Ed,red} \leq V_{Rd,c}(a) = v_{Rd,c}.u(a).d.(2d/a). \quad (7.10)$$

(3) При първоначалната (концептуална) проверка на продънването може да се приложи следната процедура:

- Приема се полезна височина d в границите

$$d = (0,35 \div 0,50)l_c. \quad (7.11)$$

- Поради малките коефициенти на надл. армиране, за гранично срязващо напрежение на бетона може да се приеме минималната стойност, която не зависи от армирането:

$$v_{\min}(a) = 0,035.k^{1,5}.f_{ck}^{1/2}.(2d/a). \quad (7.12)$$

- При централно натоварени фундаменти случайната нецентричност може да се отчете с коефициент $\beta = 1,05 \div 1,15$. При статическа нецентричност β се изчислява, но в тези случаи най-често е меродавно срязването на конзолните части (вж. т.15).

- Приема се и пирамидата на продънване (обикновено е меродавно $a = d$) и се проверява условието

$$\beta.V_{Ed,red} \leq v_{\min}(a).u(a).d. \quad (7.13)$$

Приемането $a = d$ и редукция на продънващата сила чрез 50% от напреженията под пирамидата е добро предложение за фундаменти с конзолни части $l_c \geq 2d$ и за фундаментни плочи (DIN EN 1992-1-1/NA).

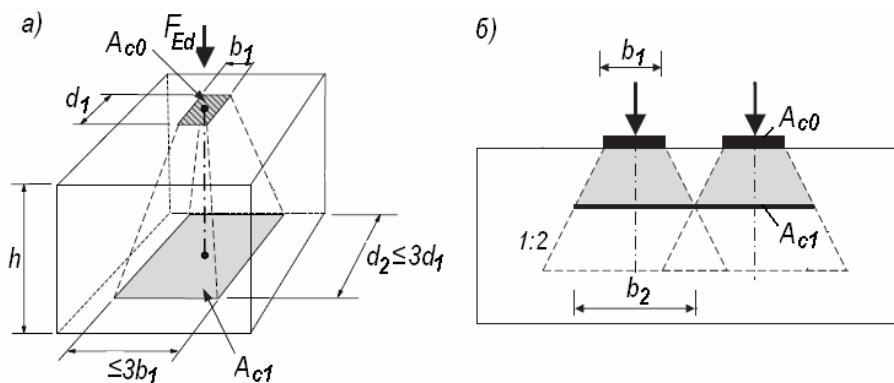
(4) Напречното армиране на единичните фундаменти обикновено се избягва.

7А.1. ОБЩ СЛУЧАЙ

(1) Ако товарната площ A_{c0} е разположена във вътрешността на бетонен блок с достатъчна височина (за да не се прояви продънване), приема се пространствено разпределение на натисковите напрежения във формата на правилна пресечена пирамида (фиг.7А.1.а) с наклон на околните стени 1:2 до основа, в която напреженията на натиск са f_{cd} . За местното смачкване под площта A_{c0} е прието ограничението $\sigma_{Rd,max} = 3,0f_{cd}$, а граничното натоварване F_{Rdu} се лимитира от фактическата площ A_{c1} на долната основа, която може да се реализира:

$$F_{Ed} = A_{c0}f_{cd}\sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0f_{cd} \cdot \quad (7A.1)$$

(2) Типичен пример за невъзможност от развитие на максималната площ на разпределение $\max A_{c1} = (3b_1 \cdot 3d_1)$ е случаят на близко разположени анкерни плочи за напрегаща армировка (фиг.7А.1.б).



Фиг.7А.1. Площи и разпределения при местен натиск

(3) Разпределението на местния натиск по наклонени и криволинейни натискови траектории е съпроводено с неизбежен напречен опън. В разгледания *общ случай* той се овладява чрез ограничаването от масивния бетон около товарната площ – напр. при фундаменти под колони. В обичайните приложни случаи изследването за разцепващи сили и конструирането на напречна армировка или ограничен бетон е задължително.

7А.2. СЛУЧАЙ ПРИ ОГРАНИЧЕНИ НАПРЕЧНИ РАЗМЕРИ НА ЕЛЕМЕНТА

Той съответства на примерите от т.6.5.3(3) и т.9.8.4 на [2] при $b \leq 3a$. Тук е разгледан моделът, за да се покаже неговият произход: ставно-прътова аналогия на *Moersch* от преди 100 години (фиг.7А.2).

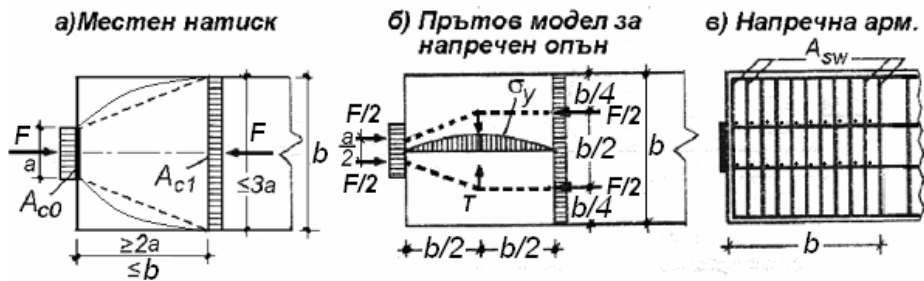
(1) Вместо криволинейните натискови траектории, може да се приеме билинейно разпределение на натиска. Така се формира прътов модел, който се нуждае от опънна връзка (армировка) в средата на областта с дължина b .

(2) Общата разцепваща сила T , която е равнодействаща на радиалните напрежения σ_y , се определя от равновесието на модела:

$$T = F(1 - a/b)/4. \quad (7A.2)$$

(3) Приемането на параболично разпределение на напреженията съответства на граничните условия в началото и в края на тази област – нулев напречен опън. Общата равномерно разпределена напречна армировка в областта е:

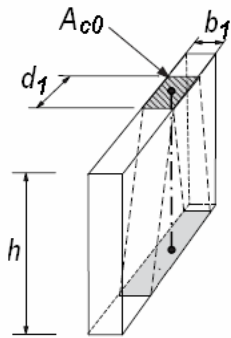
$$A_{sw} = 1,5T / f_{yd}. \quad (7A.3)$$



Фиг.7А.2. Разцепващи сили и напречна армировка

7А.3. РАВНИНЕН СЛУЧАЙ

(1) Той е характерен за локално натоварване върху стени, при което се установява двумерно напрегнато състояние (фиг.7А.3), а разпределението на натиска не е геометрично подобно на A_{c0} .

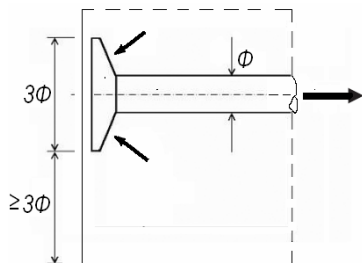


(2) Ако не се предвиди специално конструиране за напречно ограничаване в областта под товарната площ, за напрежението под нея се приема $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$ - вж. и т.12.2.3 за изчисляване на възлите на прътовите модели.

Фиг.7А.3.

7А.4. ЗАКОТВЯНЕ НА ПРЪТИ С АНКЕРИ

(1) Чрез местен натиск се закотвят познатите дюбели, прилагани в зоните на продънване на плочи. Когато са изготвени по патентованите параметри (фиг.7А.4) и се разполагат във вътрешността, отдалечени от ръбовете на стоманобетонните елементи, закотвянето им се реализира само чрез главите и цялата дължина на пръта остава ефективна. Доказва се, че за елементи от стомана клас В500 за това е достатъчен бетон клас С25/30.



(2) Такива и аналогично оформени армировки се прилагат като вътрешни напречни клонове в греди (за поемане на напречни сили), както и в колони - за конструиране на ограничен бетон.

Фиг.7А.4

8. Контрол на провисванията

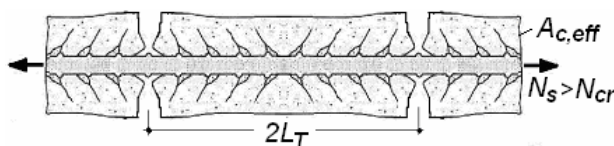
9. Контрол на нормалните пукнатини

В експлоатационно състояние стоманобетонните елементи са с напукани опънни зони – стадий II. Това намалява значително техните коравини и докато в натисковите зони линейното поведение на бетона е приемливо, взаимодействието на опънната армировка с ограничена (ефективна) бетонна област около нея е решаващо. То е със следните особености:

(1) В етапа на *образуване (crack formation)* първите нормални силови пукнатини са с малки широчини. Разстоянието между тях е по-голямо от минималното $2l_T$, необходимо за предаване (трансмисия) на напреженията от бетона на армировката чрез сцепление вляво и вдясно от пукнатината. Под “сцепление” тук се разбира зацепването на малките натискови бетонни конуси около пръта. Те ограничават напреженията в армировката, а микропукнатините между тях допускат нейното редуцирано удължение.

(2) В следващата фаза разстоянието между магистралните пукнатини пада до $2l_T$ и нови не се образуват, тъй като не може да се реализира трансмисия. Установява се *стабилизиран напукан стадий (stabilized cracking)*, при който може да нараства отварянето на съществуващите пукнатини. Деформациите в армировката са средни между максималните в пукнатините и редуцираните от бетона между тях. Този феномен се дефинира като *опънно закоравяване на армировката (tension stiffening)*.

За стадий II големият германски инженер *prof. Fritz Leonhardt* обобщава следното: “В приложната теория на стоманобетона се приема, че няма приплъзване между бетона и армировката. Това е вярно за област с няколко пукнатини. Между и в пукнатините се появява приплъзване, което променя знака си” (1974г.).



Чрез механизма на взаимодействие в опънната зона се извеждат условия на физиката (работни диаграми) за опънната армировка обхваната от бетон. Те са в основата на съвременните идеализирани и приложни модели с които се изследват коравините, кривините, преместванията, образуването и отварянето на пукнатини в стоманобетонни елементи.

Стандартът [2] предлага правила за изчисляване на преместванията и отварянето на пукнатини, които трябва да се прилагат при съмнения и в по-специални случаи. Тук са представени само облекчените процедури за предварителни оценки и за контрол на обичайни елементи.

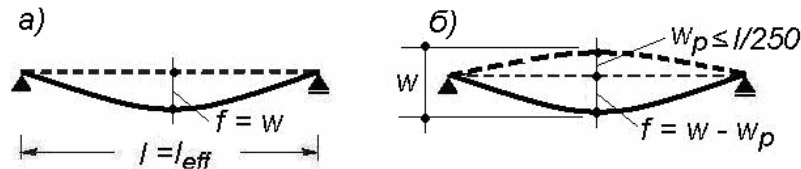
Проверките на напреженията в бетона и армировката в ЕГС (т.1.4) на традиционните стоманобетонни елементи за сгради, обикновено се удовлетворяват без допълнителни мероприятия. Затова тук те не са разгледани, а повече подробности се съдържат в т.7.2 на [2].

8. КОНТРОЛ НА ПРОВИСВАНИЯТА

8.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

(1) *Вертикалното преместване* w на гредите и плочите е резултат от тяхното огъване и от скъсяването/подаването на опорите им. Обикновено се контролира *провисването* f , което се измерва спрямо линията между две съседни опори. При хоризонтални елементи, изпълнени без строително надвишение, двете понятия се покриват, ако се пренебрегнат или не се отчитат подаванията на опорите (фиг.8.1.а).

(2) Големи провисвания могат да бъдат редуцирани до допустими стойности, ако елементите се изпълнят със строително надвишение w_p (фиг.8.1.б), за което се допуска максимална стойност $\leq l/250$.



Фиг.8.1. Дефиниране на провисванията и на надвишенията

(3) Основно е изискването за външен вид и експлоатационна годност на носещите елементи: от *квази-постоянна* комбинация на въздействията трябва да е изпълнено условието

$$f \leq l/250. \quad (8.1)$$

(4) Допълнително е изискването за експлоатационна годност на функционални елементи (например на неносещи зидани стени) - частта от провисването от квазипостоянните стойности на въздействията, въведени след изграждането на елементите се ограничава до

$$\bar{f} \leq l/500 \quad (8.2)$$

(5) По принцип провисванията се изчисляват и се сравняват с граничните стойности, представени по-горе.

(6) Допуска се провисванията по ал.3 да се контролират индиректно чрез ограничаване на стройността на меродавните отвори на елементите $\lambda = l/d$ (отношение отвор/полезна височина). Методът е консервативен и в обичайните случаи гарантира и условие (8.2).

8.2. КОНТРОЛ НА ПРОВИСВАНИЯТА НА ГРЕДИ И ПЛОЧИ

8.2.1. Изискване

(1) За обичайните конструктивни решения контролът може да се сведе до спазване на ограничението

$$l/d \leq \lambda^* K K_s K_f K_l, \quad (8.3)$$

където

$l = l_{eff}$ е статическия отвор на разглежданото поле от греда или от еднопосочна плоча, по-малкия отвор на поле от кръстосано армирана плоча или по-големия отвор на поле от безгредова плоча;

λ^* - базова стройност (т.8.2.2);

K - коефициент, който отчита стат. схема на елемента (т.8.2.3);

K_s - коефициент за напрежението в опънната армировка (т.8.2.4);

K_f - коефициент за формата на напречното сечение (т.8.2.5);

K_l - коефициент за големи отвори (т.8.2.6).

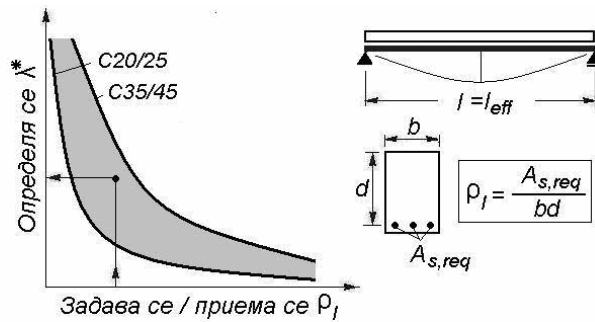
8.2.2. Базова стройност λ^*

(1) Тя е изведена за едноотворни греди (фиг.8.2) като функция на - класа на бетона и на

- геометричния коефициент $\rho_l = A_{s,req} / (b \cdot d)$ на необходимата

долна опънна армировка, определена за максималния изчислителен огъващ момент в крайно гранично състояние, при следните условия:

- провисването на гредата е $f = l/250$;
- напречното сечение на елемента е правоъгълно;
- в експлоатационно състояние стойността на напрежението в опънната армировка $A_{s,req}$ от клас В500 е 310MPa (получава се от $500 / (\gamma_F \cdot \gamma_S) = 500 / (\approx 1,40 \cdot 1,15) \approx 310$).



		Базова стройност λ^*									
$\rho_l [\%]$		0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,50	2,00
Бетон	C20/25	45,0	33,0	25,9	19,0	17,0	16,0	14,8	14,0	13,0	12,5
	C25/30	45,0	42,0	32,2	22,4	18,5	17,2	15,7	14,7	13,5	12,9
	C30/37	45,0	45,0	39,2	26,2	20,5	18,5	16,6	15,5	14,0	13,2
	C35/45	45,0	45,0	45,0	30,4	23,0	19,8	17,6	16,2	14,5	13,6

Забележка: Във връзка с анализа в т.3.1(7) е целесъобразно граничната базова стройност да се приема $\lambda^* \leq 35$. В противен случай стойностите на провисвания трябва да се доказват.

Фиг.8.2. Базова стройност на елемент със схема проста греда

8.2.3. Статическа схема и избор на коефициент K

Проста греда и едноп. или кръстосано арм. ставно подпряна плоча	$K=1,0$
Краен отвор на непрек. греда или на едноп. и кръстасано арм. плоча ¹⁾	$K=1,3$
Вътрешен отвор на непрек. греда или на едноп. и кръстасано арм.плоча ²⁾	$K=1,5$
Конзола на греда или плоча	$K=0,4$
Безгредова плоча	$K=1,2$ (вж. и т.7.3)

Забележка: Поради неизбежното преразпределение на усилията от линейно-еластично решение, добра практика е приемането:

- 1) $K=1,2$ (вместо 1,3);
- 2) $K=1,4$ (вместо 1,5).

Освен това, в случай на планирано преразпределение, при определянето или прогнозата на ρ_l трябва да се отчита завишената стойност на необходимата армировка в полето $A_{s,req}$.

Фиг.8.3. Избор на коефициент K

8.2.4. Напрежение в армивката и приемане на коеф. K_s

(1) Обикновено напрежението в армивката в експлоатационно състояние σ_s е по-малко от базовата стойност 310MPa . Причина за това може да е изборът на по-голяма вложена армивка $A_{s,prov}$ и/или по-малката стойност на редукиционния коефициент η (отношение на квази-постоянните към изчислителните товари) - фиг.8.4 и табл.8.1.



Фиг.8.4. Коефициент за напрежение в армивката K_s

Таблица 8.1. Редукиционен коефициент $\eta = (g_k + \psi_2 q_k) / (1,35g_k + 1,5q_k)$

ψ_2	Отношение q_k / g_k					
	0	0,20	0,40	0,60	0,80	1,0
0,3	0,74	0,64	0,57	0,52	0,49	0,46
0,6	0,74	0,68	0,64	0,60	0,58	0,56
0,8	0,74	0,70	0,68	0,66	0,64	0,63

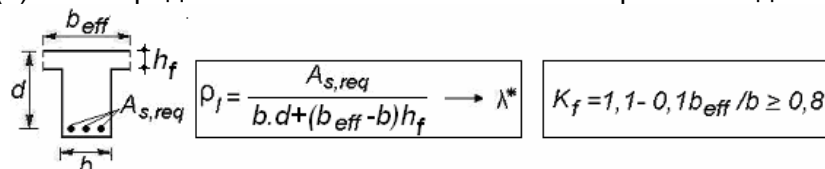
(2) Влагането на повече долна армивка в полетата $A_{s,prov}$ е подход за ограничаване на провисванията, тъй като коравината им нараства, но в ограничена степен. Препоръчително при изчисляване на напрежението σ_s да се съблюдава условието $A_{s,req} / A_{s,prov} \geq 0,8$.

8.2.5. Напречно сечение и определяне на коефициент K_f

(1) По-голямата коравина на плочогредови сечения с натиск в плочата се отчита при избора на базовата стройност λ^* по фиг.8.2. За целта се използва редуцирана стойност на коефициента на армиране ρ_l , който се определя за фактичката площ на сечението (фиг.8.5).

(2) Влиянието на широки пояси b_{eff} се ограничава чрез коеф. K_f .

(3) Плочогредовото сечение се отчита само при необходимост!



Фиг.8.5. Плочогредово напречно сечение

8.2.6. Големи отвори и определяне на коефициент K_l

Големи стойности на преместванията на греди и плочи могат да нарушат годността на неносещи стени, изградени върху тях. Това налага допълнителна редукация на базовата стройност при относително големи отвори на елементите l_{eff} :

- за греди и плочи с $l_{eff} > 7,0\text{m}$: $K_l = 7,0 / l_{eff}$;

- за безгредови плочи с $l_{eff} > 8,5\text{m}$: $K_l = 8,5 / l_{eff}$.

8.2.7. Процедура за контрол на греди и гредови плочи

(1) Обикновено напречните сечения на елементите и класът на бетона се избират предварително с цел да се удовлетворят изискванията и за експлоатационни състояния. За полезната им височина d подходящ критерий е стройността l/d , която може да се приеме при следните препоръки:

- Прогнозира се и се избира коефициентът ρ_l [%] на армиране с опънна армировка в критично поле (направление);
- Отчита се базова стройност λ^* (фиг.8.2), която се коригира с коефициентите, които по преценка имат решаващ принос (т.т. 8.2.3, 8.2.4, 8.2.5 и 8.2.6);
- От условие (8.3) се избира подходяща височина d .

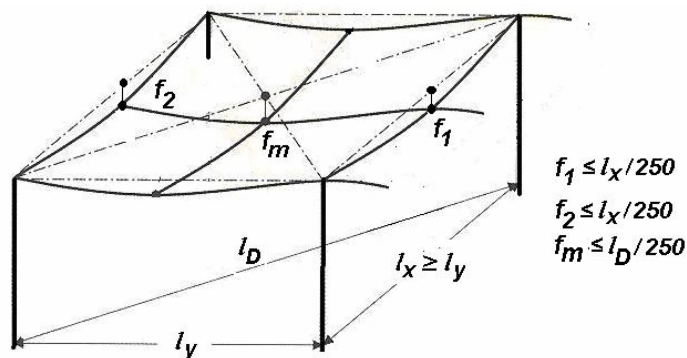
(2) След изчисленията за носимоспособност при огъване се установява долната армировка в меродавното за провисването поле, представена чрез необходим ρ_l [%] и за контрола на провисванията се провеждат сравнения и анализи:

- ако приет $\rho_l \geq$ необходим ρ_l , проверката е изпълнена;
- ако приет $\rho_l <$ необходим ρ_l , прогнозата е неуспешна и се налагат мерки за удовлетворяване на условие (8.3): увеличаване на долната армировка $A_{s,prov}$, а ако е недостатъчно и увеличаване на полезната височина d .

8.3. Особености при безгредови плочи

(1) Големи са провисванията между колоните в направление на координатните оси, но най-голямо е провисването в средите на полетата.

(2) По принцип трябва да се контролират провисванията f_1 и f_2 на по-дългите надколонни ивици $l_x (\geq l_y)$ и провисването f_m в средата на полето спрямо диагонала l_D (фиг.8.6).



Фиг.8.6. Критични провисвания на меродавно поле от безгр. плоча

(3) Контролът на провисванията на меродавните надколонни ивици е аналогичен на описания по-горе за греди и гредови плочи, но с консервативен коефициент $K = 1,2$ (фиг.8.3), и е базов за избор на дебелина на плочите.

(4) В регулярните случаи проверка на провисването f_m не е необходима. Доказва се, че дори в квадратни полета то не надвишава с повече от $(40 \div 50)\%$ това на надколонните ивици, а се контролира по диагонала $l_D = l_x \sqrt{2}$.

9. КОНТРОЛ НА НОРМАЛНИТЕ ПУКНАТИНИ

9.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

Тук са обхванати случаите на отваряне на нормални пукнатини в резултат от силови въздействия. За изследване на пукнатини вследствие на принудени или ограничени деформации вж. т.7.3 на [2].

(1) Широчината на отваряне на пукнатините w_k може да е критична обикновено за елементите подложени на огъване и се ограничава, за да се гарантира:

- дълготрайността на конструкциите (защита на армировката);
- външният вид на елементите (психологични причини);
- целесъобразна коравина на елементите.

(2) Много от нормираните правила за конструиране са такива, че гарантират допустимо отваряне на пукнатините – напр. това е категорично за плочи на сгради с дебелина до 200mm .

(3) За обичайни условия на експлоатация на конструкциите без предварително налягане е достатъчно от *квази-постоянна комбинация* на въздействията да се спазват изискванията:

$$\text{- за елементи експонирани в среда клас XC1 - } w_k \leq 0,4\text{mm}; \quad (9.1.a)$$

$$\text{- за елементи в среди с други класове - } w_k \leq 0,3\text{mm}. \quad (9.1.b)$$

(3) В практиката обикновено широчината на пукнатините се контролира индиректно – чрез консервативно ограничаване на диаметъра на прътите или на максималното разстояние между тях (т.9.2). Широчината на пукнатините се проверява с изчисления в специални случаи и когато опростеният контрол се оказва съмнително строг.

9.2. ИНДИРЕКТЕН КОНТРОЛ

(1) При зададена гранична широчина на пукнатините $0,3\text{mm}$ или $0,4\text{mm}$ с изчисления може да се определи максимално разстояние между опънните армировъчни пръти в критичната област от елемента, което не трябва да се надвишава. В таблица 9.1 тези разстояния са представени като функция на напреженията в армировката σ_s от *квази-постоянна комбинация* на въздействията. Таблицата се отнася за опънна армировка, разположена в един ред.

(2) Напреженията при квази-постоянна комбинация на въздействията се определят приблизително от (вж. и фиг.8.4)

$$\sigma_s = \frac{f_{yk}}{1,15} \cdot \frac{g_k + \psi_2 q_k}{1,35g_k + 1,50q_k} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = \frac{f_{yk}}{1,15} \cdot \eta \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}. \quad (9.2)$$

Таблица 9.1. Максимално разстояние s_{max} между прътите за ограничаване на широчината на нормални силови пукнатини

Напрежение в армир. σ_s [MPa]	Разстояние s_{max} [mm]	
	$w_k = 0,3\text{mm}$	$w_k = 0,4\text{mm}$
160	300	300
200	250	300
240	200	250
280	150	200
320	100	150

DIN EN 1992-1-1/NA:2013

(3) В случаите на плочи и греди с вложена надлъжна армировка равна на необходимана ($A_{s,req}/A_{s,prov} = 1,0$) и за стомана клас B500 ($f_{yk} = 500MPa$), напреженията при различни стойности на коефициента ψ_2 и съответно η от форм. (9.2), са изчислени в таблица 9.2.

Таблица 9.2. Напрежения σ_s [MPa] в зависимост от q_k/g_k за стомана клас B500

ψ_2	Отношение q_k/g_k				
	0	0,25	0,50	0,75	1,00
0,3	320	270	240	220	200
0,6	320	290	270	250	240
0,8	320	300	290	280	270

Забележка: За стомана клас B420 стойностите в таблицата се редуцират с коефициент 0,84.

(4) От табл. 9.1 и 9.2 може да се обоснове известното правило за плочи на сгради ($\psi_2 = 0,3$, $q_k/g_k \approx 0,5 \rightarrow \sigma_s = 240MPa$): максималното разстояние между носещите пръти да е $(200 \div 250)mm$ - т.10.2.5.1(1).

Част IV. Проектиране на традиционни стоманобетонни елементи

10. Гредови плочи

11. Греди

12. Къси греди и конзоли

13. Безгредови плочи

14. Колони

15. Монолитни единични фундаменти

Проектирането се провежда (обикновено) в следния ред:

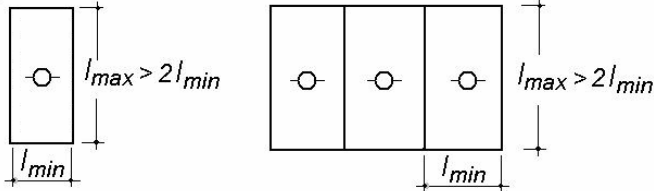
- (1) Избор на бетонни напречни сечения, подпорни разстояния, статическа (геометрична) схема.
- (2) Определяне на въздействията и меродавните товарни схеми.
- (3) Статически изчисления за определяне на ефектите от въздействията (напр. разрезните усилия).
- (4) Проверки за носимоспособност – изчисляване/избор на носеща армировка, корекция на бетонните напречни сечения (евентуално).
- (5) Оценка/проверка на експлоатационната годност – големина на провисвания, пукнатини.
- (6) Конструиране на армировката.

10. ГРЕДОВИ ПЛОЧИ

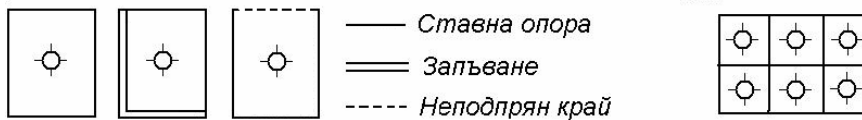
(1) Плочата е равнинен елемент, подложен на огъване, с размери в план, които са най-малко пет пъти по-големи от дебелината му.

(2) Гредовите плочи се прилагат като самостоятелни или като система от еднопосочни (фиг.10.1.а) или кръстосано (фиг.10.1.б) армирани полета.

а) Еднопосочно поле и система от полета



б) Двупосочни полета и система от полета ($l_{max} \leq 2l_{min}$)



Фиг.10.1. Приложни еднопосочни и кръстосано армирани случаи

10.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

(1) Мин. дебелина h_s е 80mm за REI60 и 100mm за REI90 (т.3.3.4).

(2) За обичаен клас на средата XC1 (т.3.3.2) номиналното бетонно покритие се приема $c_{nom} = 20mm \geq \phi + 10mm$ (т.3.3.3).

(3) Полезната височина d се избира (първоначално) с цел ограничаване на провисването, като се използва моделът за контрол от т.8. Таблица 10.1 съдържа препоръки за избор на стройност l_{min}/d в зависимост от статическата схема и прогнозата за необходима за носимоспособност долна опънна армировка в меродавното поле ρ_l [%].

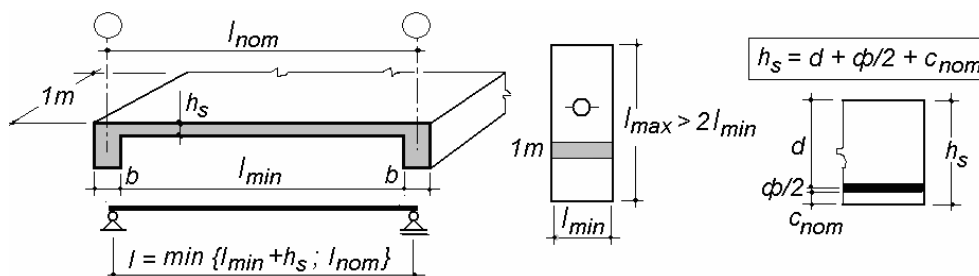
Таблица 10.1. Ориентировъчни стойности на l_{min}/d за плочи

Статическа схема	Очаквана долна арм. ρ_l [%]		
	0,2	0,4	0,6
Ставно подпряно еднопосочно или двупосочно поле	45	25	20
Краен отвор на непрекъснатата еднопосочна или двупос. плоча	45	30	25
Вътрешен отвор на непрекъснатата еднопосочна или двупос. плоча	45	35	30
Конзолно поле (горна армировка)	14	10	8

Забележка: Във връзка със забележката към фиг.8.2 целесъобразно е горната граница на стройността да се ограничава до $l_{min}/d \leq 35$.

10.2. ЕДНООТВОРНИ ЕДНОПОСОЧНИ ПЛОЧИ

10.2.1. Статическа схема и дебелина на плочата



Фиг.10.2. Параметри на едноотворна еднопосочна плоча

10.2.2. Разпределено вертикално натоварване

10.2.2.1. Характеристични стойности

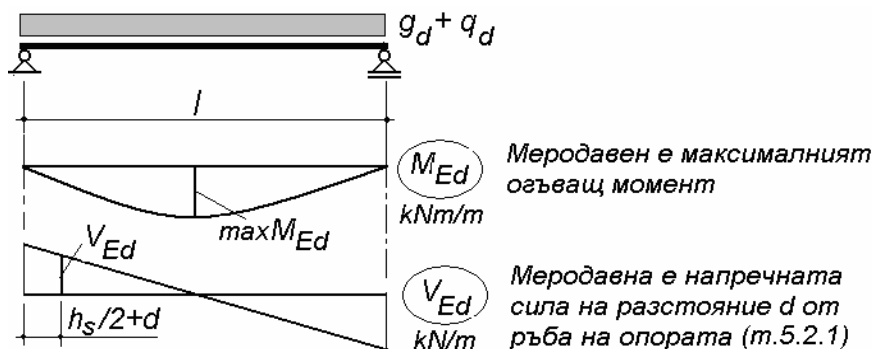
- постоянни товари: $g_k [kN/m^2]$ - плоча, настилка, мазилка;
- експлоатационни (временни): $q_k [kN/m^2]$ - табл.2.1.

10.2.2.2. Изчислителни стойности

- $g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1,35 g_k$;
- $q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1,50 q_k$.

10.2.3. Статическо решение

(1) В едноотворната схема „проста греда“ меродавните разрезни усилия са от пълно натоварване.



Фиг.10.3. Меродавни усилия в едноотворна плоча

10.2.4. Проверки за носимоспособност

10.2.4.1. Проверка на огъване – изчисляване на опънна армировка

- (1) Обикновено е достатъчна единична долна армировка, която се изчислява за правоъгълно сечение (т.4.1.1).
- (2) Главната армировката се приема не по-малка от 0,13% и от минималната, доказана в т.4.1.1.3 (табл.4.2).
- (3) Следва контрол на провисването с фактическия коефициент ρ_l .

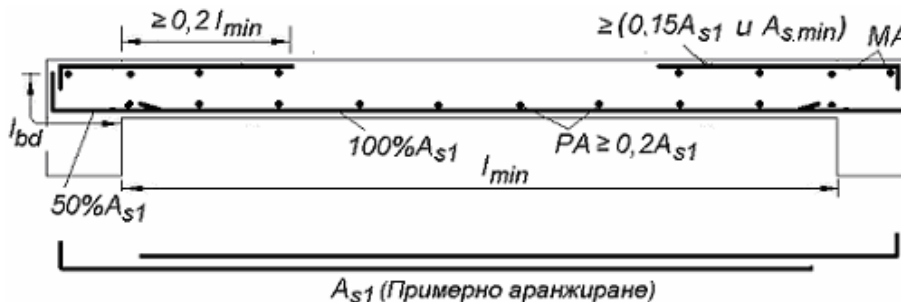
10.1.4.2. Проверка на срязване

- (1) Тя е съгласно модела от т.5.2 без напречна армировка.
- (2) Доказва се, че независимо от статическата схема, за традиционни гредови плочи на сгради с дебелина до 300mm и с разпределени натоварвания, проверката на срязване не е необходима, ако min 50% от надлъжната армировка се закотвя зад крайните опори.

10.2.5. Конструиране на армировката (фиг.10.4)

10.2.5.1. Носеща армировка (НА) - долна

- (1) Разстоянието м/у прътите е в границите $70mm \leq s \leq 2h_s (250mm)$



Фиг.10.4. Принципно конструиране на еднопосочно поле (разрез)

(2) За допълнителната опънна сила при опорите е задължително (и обикновено достатъчно) да се закотви 50% от изчислената A_{s1} без да се покрива диаграмата M_{Ed}/z , както е показано в т.5.1.3.3.

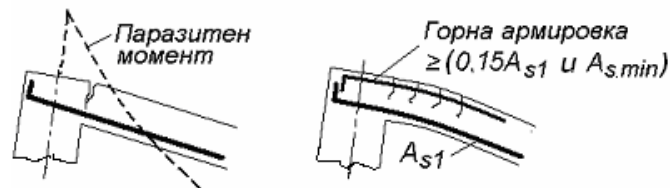
(3) Дължините на закотвяне се определят съгласно изискванията за опънна армировка (табл.3.5) и съответните възможности за редукция.

10.2.5.2. Разпределителна армировка (РА)

В съответствие с коефициента на Poisson за бетон $\nu = 0,20$, тя се приема 20% от носещата, $\min 2,5бр./m$ и през $\max 3h_s$.

10.2.5.3. Горна армировка за съвместимост на деформациите

С изменение в националното приложение [3] тя е рудизирана до стойността, посочена на фигури 10.4 и 10.5.



Фиг.10.5. Доказване на горна армировка в плоча при крайна опора

10.2.5.4. Монтажна армировка (МА)

Поставя се при чупките и краищата на носещата армировка.

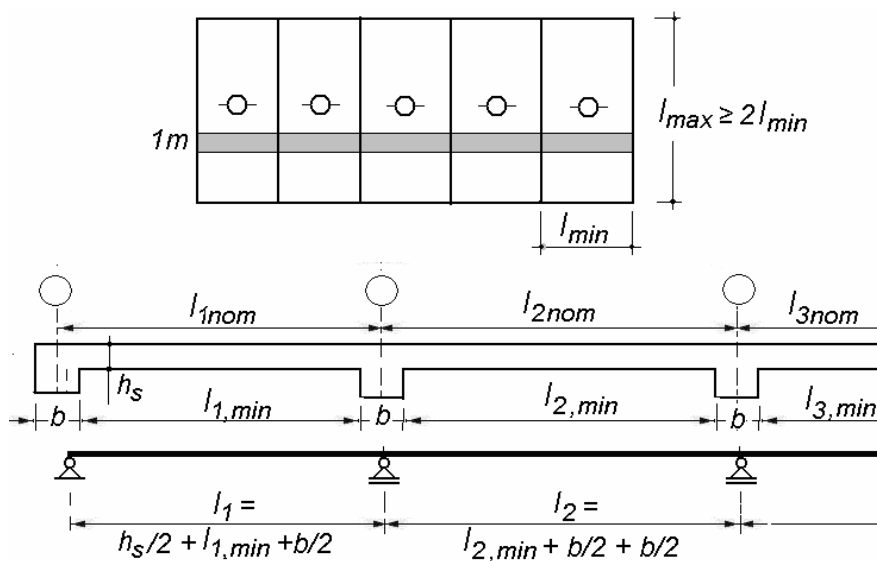
10.2.5.5. Приспособления за фиксиране на армировките



Фиг.10.6. Фиксатори от фибробетон, от пластмаса и от стомана

10.3. ОСОБЕНОСТИ НА НЕПРЕКЪСНАТА СИСТЕМА ЕДНОПОСОЧНИ ПОЛЕТА

10.3.1. Статическа схема – непрекъснатата греда



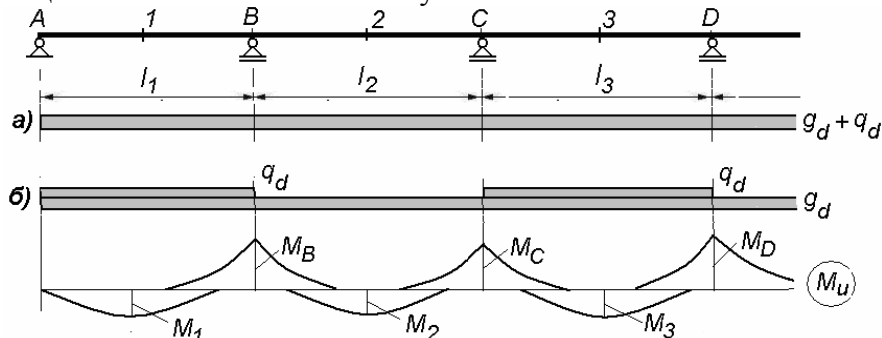
Фиг.10.7. Схема и отвори на непрекъснатата плоча

10.3.2. Статическо решение като еластична система

(1) За непрекъснати греди и плочи се допуска граничните усилия да се определят от две товарни схеми (вж. [3] – т.2.27):

- пълно натоварване $g_d + q_d$ за моменти над опорите (фиг.10.8.а);
- $g_d +$ временно натоварване q_d през поле за полетата (фиг.10.8.б).

(2) За регулярни непрек. греди и плочи с еднакви или с различаващи се с до 20% размери на съседните полета и при отношение на променливите към постоянните натоварвания $q_k / g_k \leq 0,75$, може да се използва само пълното натоварване (фиг.10.8.а), ако стойностите на огъващите моменти в полетата се увеличат най-малко с 15%.

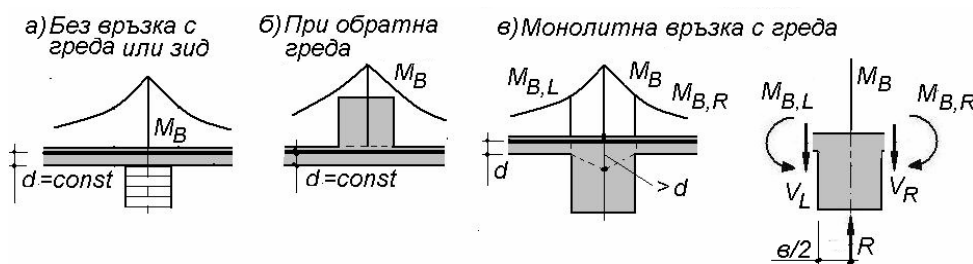


Фиг.10.8. Определяне на гранична M -диаграма

(3) Освен автоматизирано, граничните усилия могат да се изчислят и чрез готови таблични решения.

10.3.3. Меродавни огъващи моменти над опорите

(1) Ръбовите моменти са меродавни в най-обичайните случаи от практиката на плочи върху прави греди (фиг.10.9.в).



Фиг.10.9. Случаи на меродавни осови (а и б) и ръбови моменти (в)

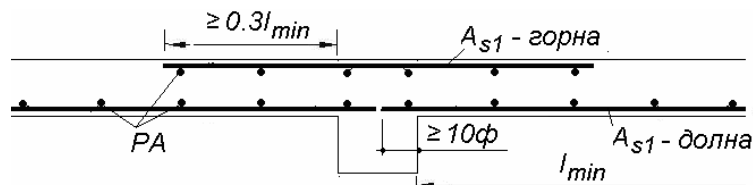
(2) Те могат да се приемат приблизително със стойност

$$M_{B,L} \approx M_{B,R} \approx M_B - R \cdot (b/4). \quad (10.1)$$

10.3.4. Проверки за носимоспособност (вж. т.10.2.4)

10.3.5. Особенности на конструирането при вътрешни опори

Огънатите пръти не са технологични и се избягват. Те могат да са целесъобразни при по-дебели плочи ($h \geq 200mm$), когато са необходими за срязване по изчисление – вж. т.5.2.3.



Фиг.10.10. Армировка при вътрешна опора

10.3.6. Пластичен анализ – гранично равновесие

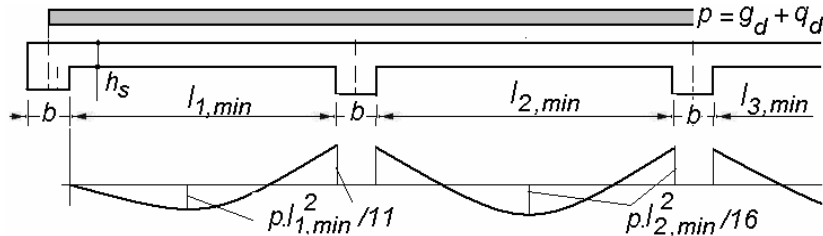
(1) При малки височини на натисковите зони, в бетона и най-вече в армировката могат да се развиват големи пластични деформации и да се реализират завъртания на сеченията. В областите около опорите се образуват т.н. *пластични стави*, в които се установяват постоянни редуцирани стойности на огъващите моменти - настъпва преразпределение на усилията, което в КГС достига до 30% (фиг.10.11).

(2) Допуска се ротационният капацитет на пластичните стави (в плочите *пластични линии*) да не се контролира, ако (вж. и т.4.1.0):

- преразпределените (крайните) стойности на моментите изискват гранична натискава зона $x_u \leq 0,25d$ (т.е. максимално армиране със ст. с клас по дуктилност В или С в опънатата зона около $\rho_l \leq 0,60\%$) и

- отношението на момента при вътрешна опора и моментите в съседните полета да е между 0,5 и 2,0.

(3) Горните ограничени най-често не са проблем за обичайните гредови плочи и по-икономичният пластичен анализ е за предпочитане.

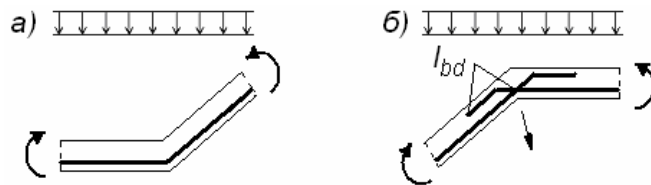


Фиг.10.11. Гранично равновесие при непрекъсната плоча

10.3.7. Особенности при еднопосочни плочи с чупки

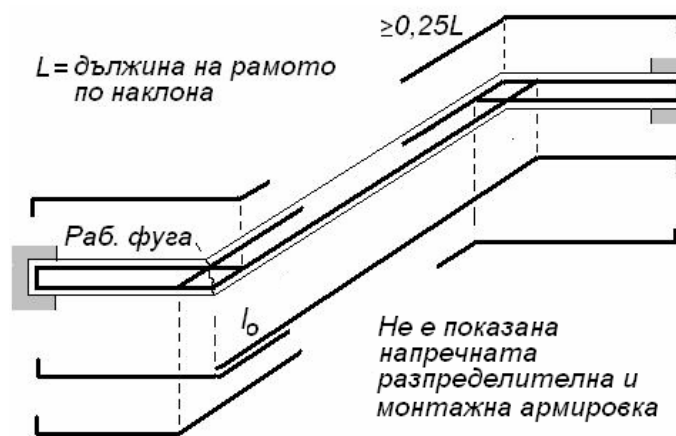
(1) Два са случаите на конструиране на главната опънна армировка в чупките: непрекъсната при огъване, което “затваря” ъгъла (а) и чрез прекъсване и закотвяне в натисквата зона при “отваряне” на ъгъла, за да се поеме отклоняващата сила (б) – фиг.10.11А.

(2) Обикновено в чупката се предвижда двойна армировка, т.е. прилагат се едновременно и двата варианта на конструиране.



Фиг. 10.11А. Конструиране за опън в чупките

(3) Типичен пример са стълбищните рамена, когато се разглеждат в обща надлъжна статическа схема с площадките (фиг.10.11Б). Тук допълнителна особеност в конструирането внасят работните фуги, които обикновено са при по-ниската площадка (плоча). В тази област се налага прекъсване и снаждане на 100% от главната опънна армир.



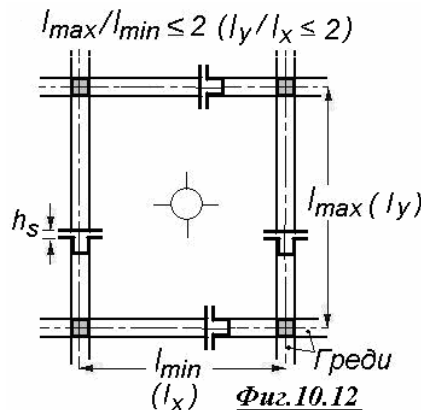
Фиг.10.11Б. Главната армировка на стълбище при схема рамо+площадки

10.4. КРЪСТОСАНО (ДВУПОСОЧНО) АРМИРАНИ ПЛОЧИ

(1) Представени са само особено-стите в сравнение с еднопосочните.

(2) Краищата на полетата могат да са свободно подпреди (завъртваеми), запънати или свободни (неподпреди) – фиг.10.1.

(3) Разглеждат се полета с непрекъснати линейни опори (фиг.10.12).



10.4.1. Приложни методи за статически анализ

10.4.1.1. Самостоятелни или независими полета

(1) За *еластично решение* обикновено се ползват популярни таблици за четиристранно подпреди полета (напр. на *Markus*), които се съдържат в много литературни източници. По принцип се определят координатните моменти и напречните сили за $1m'$ в двете направления, които са представени във вида :

$$M_{Ed,x} = m_x p l_x^2, \quad V_{Ed,x} = v_x p l_x; \quad (10.2)$$

$$M_{Ed,y} = m_y p l_y^2, \quad V_{Ed,y} = v_y p l_y, \quad (10.3)$$

където l_x е по-малкият отвор, а $p = g_d + q_d$ е пълният изчисл. товар.

(2) При условията от т.10.3.6(2) и за тези полета КГС може да се разглежда с пластичен анализ. Едно класическо решение на *Herzog* (*Beton- und Stahlbetonbau*, 12/1990) за полета с различни четиристранни подпорни условия е представено в табл.10.2.

Табл.10.2. Коефициенти за изчисляване на положителни моменти в полето $M_{Ed,x}^i$ по късата страна

$\lambda = l_y / l_x$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	0,042	0,053	0,063	0,071	0,078	0,083
	0,029	0,040	0,050	0,058	0,066	0,072
	0,029	0,036	0,040	0,044	0,047	0,050
	0,021	0,031	0,040	0,048	0,056	0,062
	0,021	0,025	0,028	0,030	0,032	0,033
	0,022	0,029	0,034	0,038	0,042	0,045
	0,017	0,021	0,024	0,027	0,029	0,030
	0,017	0,023	0,028	0,033	0,037	0,040
	0,014	0,018	0,021	0,024	0,026	0,028

• Момент в поле по късата страна: $M_{Ed,x}^i = (\text{Коефициент}) \cdot p_d l_x^2$;

- Момент в поле по дългата страна: $M_{Ed,y}^i = M_{Ed,x}^i / \lambda$;
- Момент над опора по късата страна: $M_{Ed,x}^s = -2.M_{Ed,x}^i$;
- Момент над опора по дългата страна: $M_{Ed,y}^s = -2.M_{Ed,y}^i$;

10.4.1.2. Система от полета

(1) Целесъобразно е да се прилагат автоматизирани решения с опростени натоварвания, като се използват подходите с частично преразпределение на усилията, описани и в т.10.3.2:

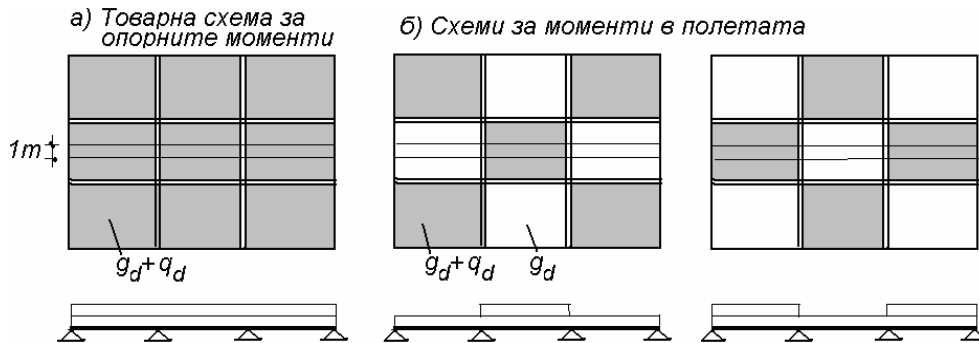
Възможност I:

- за опорните моменти - пълно натоварване (фиг.10.13.а);
- за положителните моменти – пълно/празно (фиг.10.13.б).

Възможност II:

- само пълно натоварване – при условията на т.10.3.2(2).

(2) При подходящ избор на взаимодействие, могат да се използват и данните от пластичните решения за самостоятелни полета. В такива случаи трябва да се оцени фактичестката неподдаемост на линейните опори, които най-често са греди. Големи провисвания на гредите по дългите страни могат да модифицират сериозно очакваното разпределение на усилията в полетата!



Фиг.10.13. Преглед на товарните схеми за меродавни моменти

10.4.2. Особенности при конструиране на армировката

(1) Поради двупосочната работа, всяка от долните армировки е по изчисление (отсъства РА).

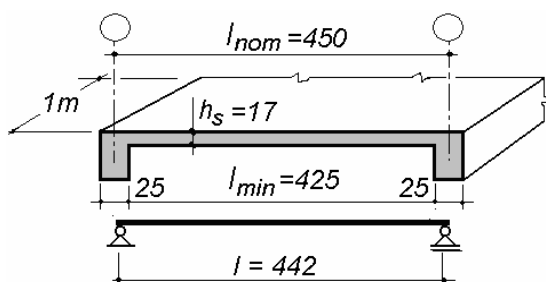
(2) Отрицателните моменти се поемат с главна горна армировка, перпендикулярна на опорите. За тази армировка трябва да се предвиди монтажна, която е и с разпределителна функция – целесъобразно е тя да се избере с интензивност 20% от главната горна.

(4) Четиристранно подпрените плочи са с по-големи възможности за преразпределение на усилията и рискът от крехко разрушаване при тях е минимален. Затова, ако в някои полета в КГС е изчислена долна армировка, значително по-малка от минималната съгласно табл.4.2, допуска се конструирането ѝ да е с изчислената стойност, завишена с 20%.

(5) У нас традиционно горните армировки се фиксират със столчетата (фиг.10.6), обикновено през $\approx 60\text{cm}$ в двете направления (3бр./m^2). Използват се и пространствени (огънати) мрежи и скелети – полимерни и стоманени.

10.5. ЧИСЛЕН ПРИМЕР: *Едноотворно еднопосочно поле от гредова плоча*

1. Геометрична схема



2. Бетон, армир., бет. покрития, дебелина

Клас на околната среда ХС1: бетон клас С20/25

$$f_{cd} = 20 / 1,5 = 13,3 \text{ MPa}$$

Стомана клас В500В: $f_{cd} = 435 \text{ MPa}$

Прогнозира се $\phi \leq 10 \text{ mm} \rightarrow c_{nom} \approx 10 + 10 \approx 20 \text{ mm}$

Прогнозира се процент на армиране в полето

$$\rho_l = (0,3 \div 0,4)\% \rightarrow l_{min} / d \approx 30 \rightarrow$$

$$d \approx 4400 / 30 \approx 145 \text{ mm}$$

Дебелина на плочата: $h_s = 145 + 10 / 2 + 20 = 170 \text{ mm}$

Полезна височина $d = 170 - 20 - 5 = 145 \text{ mm}$

3. Огнеустойчивост (сграда до 5 етажа)

Степен III \rightarrow REI 45 - $h_s \geq 80 \text{ mm}$ - ОК

4. Разпределени натоварвания (за 1 м)

4.1. Характеристични стойности

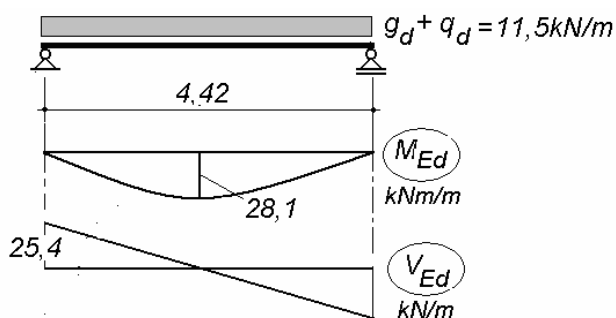
- постоянни (с.т., наст., окачен т.) $g_k = 5,2 \text{ kN / m}$

- временен (стълби, коридори): $q_k = 3,0 \text{ kN / m}$

4.2. Изчислителна стойност

$$g_d + q_d = 5,2 \cdot 1,35 + 3,0 \cdot 1,5 = 11,5 \text{ kN / m}$$

5. Анализ



6. Изчисляване на долна армировка

$$\mu_{Ed} = 2810 / (100 \cdot 14,5^2 \cdot 1,33) = 0,10 \rightarrow \zeta = 0,947$$

$$A_s = 2810 / (43,5 \cdot 0,947 \cdot 14,5) = 4,70 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 6\phi 10 / \text{m}$$

$$\rho_l = 0,33\%, \quad s = 167 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$$

7. Проверка на срязване

табл.3.2

т.3.1(4)

т. 3.2.2(2)

т.10.1(2)

табл.10.1

фиг.10.2

табл.3.3

т. 10.1(1)

табл.2.1

табл.2.3

т.4.1.1.2 и

табл.4.1

т.10.2.5.1(1)

$\rho_l = 0,33\% \rightarrow v_{Rd,c} = 0,045kN/cm^2$
 $V_{Rd,c} = 0,045 \cdot 100 \cdot 14,5 = 65,2kN > V_{Ed} = 25,4kN$ - ОК
 Доказана е валидност на т.10.1.4.2(2).

8. Контрол на провисването

Приет $\rho_l = 0,35\% >$ необходим $\rho_l = 0,33\%$ - ОК

9. Контрол на пукнатините

$\psi_2 = 0,3, q_k / g_k \approx 0,58 \rightarrow \sigma_s = 240MPa$
 $\sigma_s = 240MPa \rightarrow s_{max} = 250mm > 167mm$ - ОК

10. Конструирание на армивката

Базово закотвяне зад опората на долната армир.:

$$l_b = 48 \cdot 10 = 480mm$$

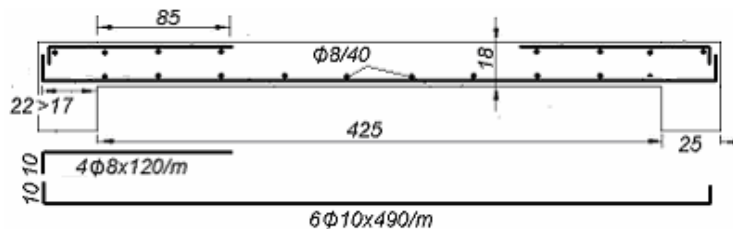
- прието закотвяне на $100\% A_s$ при необх. $50\% \rightarrow$

$$\alpha_0 = 50/100 = 0,5$$

- закотвяне с права кука : $l_{bd} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 480 = 170mm$

Разпределителна долна армивка: $\phi 8 / 400mm$

Горна армивка за съвместимост: $4\phi 8 / m$



Забележки:

Бетон клас C20/25, ст. клас B500B.

Бетонно покритие: 20mm.

Фиксиране на прътите през $\approx 60cm$.

табл.5.2
 форм.5.15

т.8.2.7
 т.8.2.7(2)

т.9.2

табл.9.2

табл.9.1

т.10.2.5

табл.3.4

т.10.2.5.1(2)

форм.3.3

табл.3.5

т.10.2.5.2.

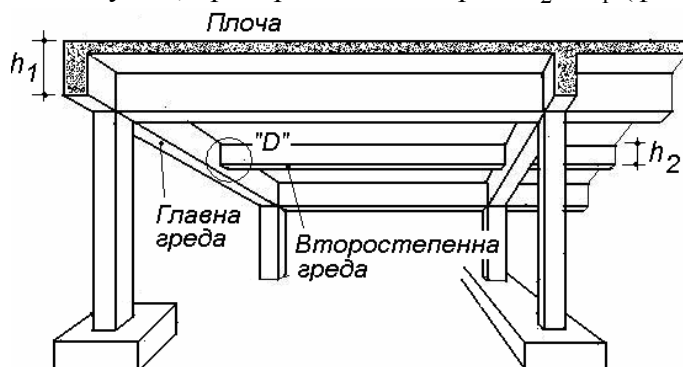
т.10.2.5.3

фиг.10.4

11. ГРЕДИ

(1) *Гредата* е прътов елемент, подложен на огъване (и срязване), с отвор не по-малък от 3 пъти общата височина на напречното му сечение. В противен случай елементът попада в групата на равнинните и се разглежда като *къса* или *много къса* греда (*гредостена*) – т.12.

(2) *Главните* греди стъпват директно върху колони и стени, а *второстепенните* – индиректно върху главните. За да се конструира правилно възелът между тях, препоръчва се изборът $h_2 < h_1$ (фиг.11.1).

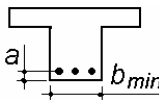


Фиг.11.1. Типична гредова междуетажна конструкция

11.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

(1) Минималната широчина b_{\min} и разположението на долната армировка a се контролират от границата на огнеустойчивост R при стандартен пожар – вж. табл.5.5 от [4]. В табл.11.1 са интерпретирани приложните комбинации $b_{\min} - a$ в случай на тристранно нагриване на гредите при пожар отдолу и R съгласно т.3.3.4.

Таблица 11.1. Пожарни изисквания за напречни сечения на греди

R	Комбинации $b_{\min} - a$ [mm]		
$R 30$	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	-
$R 60$	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30
$R 90$	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40

(2) При обичайни условия на суха среда клас XC1 дълготрайността се гарантира с минимален клас на бетона C20/25 (т.3.3.2).

(3) За традиционния клас S4 на конструкциите *номиналните* (проектните) *бетонни покрития* са (т.3.3.3 и фиг.3.5):

- за стремената с диаметър $\phi_w \leq 14mm$: $c_{nom} = 15 + 10 = 25mm$;

- за надл. пръти с диаметър ϕ_L : $c_{nom} = 25 + \phi_w \geq \phi_L + 10mm$

(4) *Полезната височина* d се избира (първоначално) с цел ограничаване на провисването, като се използва моделът за контрол от т.8. Таблица 11.2 съдържа препоръки за избор на стройност l/d в зависимост от статическата схема и прогнозата за необходимата долна арм. за носимоспособност в меродавното поле от гредата ρ_l .

Таблица 11.2. Ориентировъчни стойности на l/d за греди

Статическа схема	Очаквана долна арм. ρ_l [%]		
	0,6	0,9	1,2
Проста греда	20	16	12
Краен отвор на непрек. греда	24	19	14
Вътрешен отвор на непрек. греда	28	22	16
Конзолна част	8	7	6

Забележка: Стойностите за отворите от непрекъснати греди са коригирани в съответствие със забележката към т.8.2.3, но обикновено те не са меродавни.

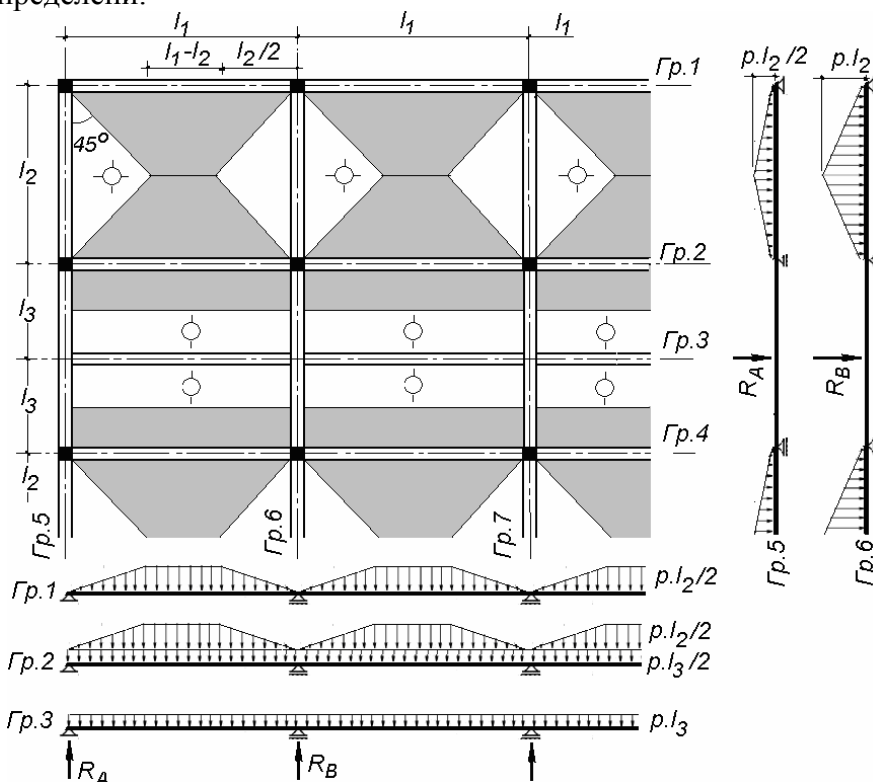
11.2. НАТОВАРВАНЕ

11.2.1. От прилежащи плочи

(1) От двупосочно армирани полета гредите поемат триъгълни или трапецовидни разпределени товари, получени от пресичането на линиите на разрушение на плочите, приети за опростяване под ъгъл 45° .

(2) Еднопосочните плочи предават товара по дългите си страни.

(3) За облекчаване на изчисленията, триъгълните и трапецовидните товари могат да се приемат като еквивалентни равномерно разпределени.



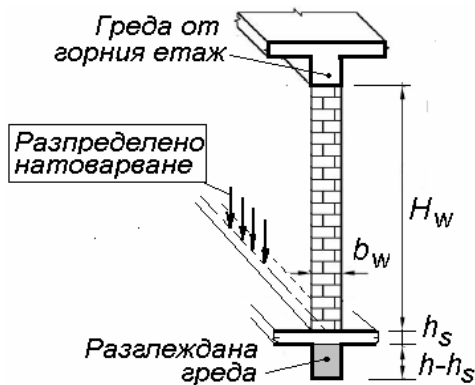
Фиг.11.2. Натоварването p се приема равно на g_d или на (g_d+q_d) в зависимост от разглежданата товарна схема

11.2.2. От второстепенни греди

(1) На фиг.11.2 греди 5, 6 и 7 поемат концентрирани товари – реакции от подпряната върху тях греда 3.

(2) В зависимост от схемата на натоварване (т.11.3.3) са необходими поотделно стойностите на реакциите от g_d или от (g_d+q_d) .

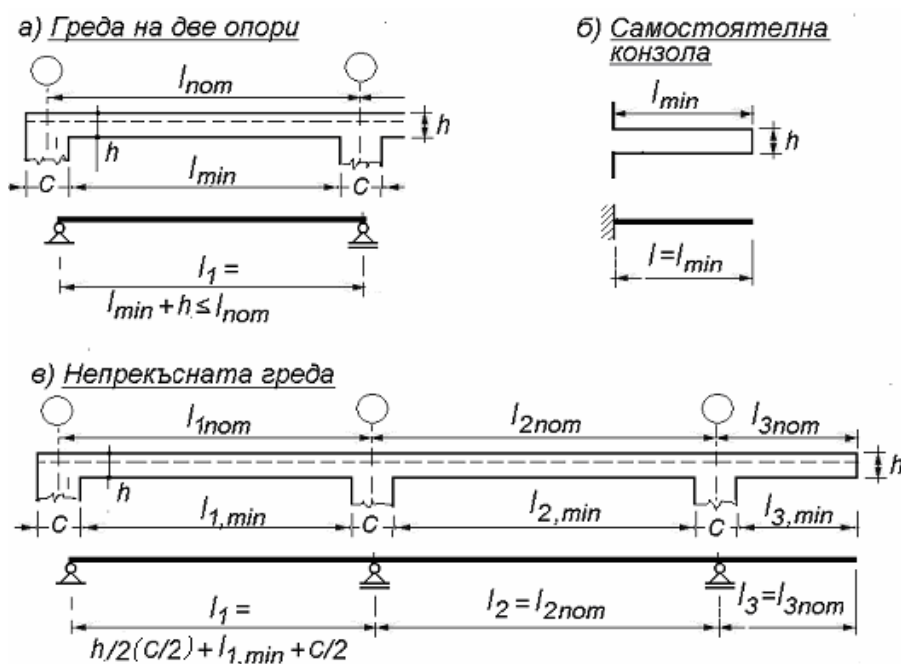
11.2.3. От собствено тегло ребро и директни зидове



Фиг. 11.3. Натоварването от реброто и от директно разположени неносещи зидове е постоянно и равномерно разпределено

11.3. СТАТИЧЕСКИ АНАЛИЗ

11.3.1. Схеми и отвори



Фиг.11.4. Изчислителни схеми и отвори

11.3.2. Ефективна ширина b_{eff} на плочогредовите сечения

(1) Неизбежното съдействие на плочите при огъване на гредите зависи от геометричните параметри и от статическата схема (фиг.11.5).

(2) Ефективната ширина се прилага за:

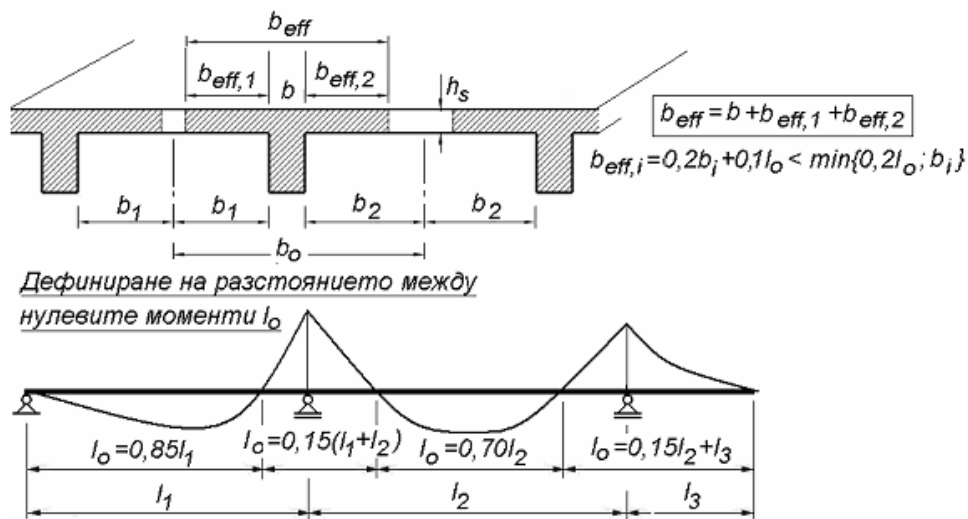
- по-прецизно определяне на коравините при статическия анализ на гредата (ако е необходимо);

- дефиниране на широчината на натисковата зона или на областта на разполагане на опънната армировка при изчисляването на напречните сечения на огъване в КГС (фиг.11.10).

11.3.3. Линеен еластичен анализ

(1) За определяне на максималните усилия в гредите се изследват същите схеми на натоварване и подходи, както при плочи – т.10.2.2.

(2) Внимателният анализ на схемите от т.10.3.2(1) и т.10.3.2(2) подсказва, че те отчитат индиректно едно умерено преразпределение на усилията в непрекъснатите греди и плочи.



Фиг.11.5. Определяне на съдействащата ширина на плочогредови напречни сечения в полетата и в областите около опорите

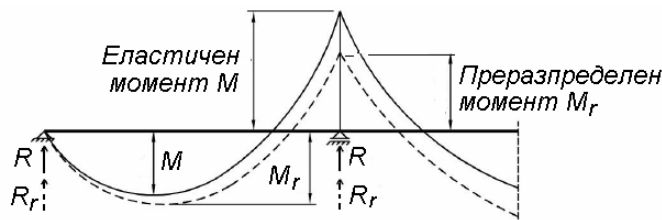
11.3.4. Анализ с преразпределение на усилията

(1) Може да се прилага при проверките на крайните гранични състояния, ако отношението на дължините на съседните отвори е в границите от 0,5 до 2,0.

(2) Относително големите еластични огъващи моменти M над опорите могат да се редуцират с до 30% до стойност M_r при спазване на ограничението

$$M_r / M = 0,44 + 1,25x_u / d \geq 0,7, \quad (11.1)$$

където x_u е височината на натисквата зона за огъващия момент M_r .



Фиг.11.6. При преразпределение на моментите не трябва да се нарушава статическото равновесие - променят се и напречните сили

(3) Ако дясната част на условие (11.1) се приеме =1,0 (т.е. без преразпределение), за относителната височина на натисквата зона се определя $x_u / d = 0,45$. По тази причина при огъване за напречни сечения с единична армировка и линейно-еластичен анализ се препоръчва ограничението (4.1а): $\xi_{lim} = 0,45$. Тъй като за преразпределение 30% е необходимо да се установи крайна стойност $x_u / d = 0,21$, изходната относителна височина на натисквата зона за огъващ момент M от линейния анализ трябва да е ограничена до $\xi_{lim} = 0,30$. Анализът показва, че при сечения с единична армировка съществено преразпределение на големите стойности на огъващите моменти над опорите не може да се реализира. Натисквата армировка е решение.

11.3.5. Пластичен анализ

(1) Допуска се за проверки на крайните гранични състояния на второстепенни греди - не се препоръчва за главни греди.

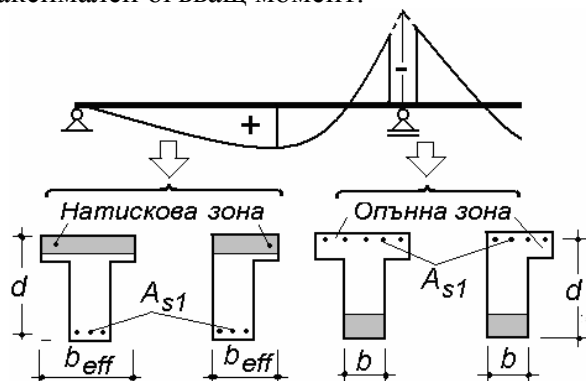
(2) Прилагат се изискванията на т.10.3.6.

11.4. ИЗЧИСЛЕНИЯ ЗА НОСИМОСПОСОБНОСТ

Гредите се проверяват за действието на огъващи моменти и на напречни сили (и евентуално на усукване).

11.4.1. Изчисляване на огъване (т.4.1)

(1) За греди на две опори и самостоятелни конзоли обикновено е достатъчно да се изчисли (или провери) опънната армировка A_{s1} в сечението с максимален огъващ момент.

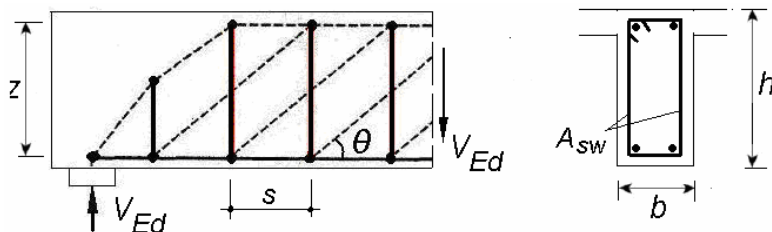


Фиг. 11.7. Когато натисквата зона е в плочата или плочата е откъм опънния ръб, Г- и Т-сечения се изчисляват като правоъгълни

(2) При двузначни моменти диаграми се проверяват сеченията с максимални положителни и с максимални отрицателни моменти (фиг.11.7). При монолитна вътрешна опора (колони или главна греда) критичното сечение е по един от ръбовете на опората (фиг.10.9).

11.4.2. Изчисляване на срязване (т.5.1)

(1) Гредите се конструират и се изчисляват с напречна армировка (стремена) – фиг.11.8. Допуска се добавяне и на огънати пръти, с които може да се поеме до 50% от изчислителната напречна сила.



Фиг.11.8. Фермов модел с нормални стремена

(2) Критични са областите в близост до опорите, където са максималните стойности на напречните сили.

(3) Стойностите на меродавните напречни сили се приемат в зависимост от вида на опорите – директни или индиректни (т.5.1.2).

(4) Освен процедурата в т.5.1.3.5, за ъгъла θ може да се използва и предварителен избор $\cot \theta = 2,0$.

11.5. ФИНАЛЕН КОНТРОЛ НА ПРОВИСВАНЕТО (т.8.2.7)

11.6. КОНСТРУИРАНЕ НА АРМИРОВКАТА

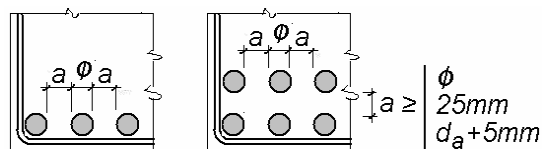
11.6.1. Аранжиране на надл. пръти в напречното сечение

(1) Минималната опънна армировка се приема съгласно табл.4.2, а максималният процент в опънната зона е 4%.

(2) Диаметърът на носещата надлъжна армировка се избира в границите $\phi = 10 \div 28(32)$ с препоръката $\phi \leq b/10$.

(3) Целесъобразно е опънната армировка да се разполага (по възможност) в не повече от два реда (фиг.11.9).

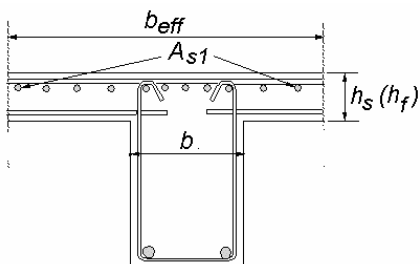
(4) Препоръчва се максималното разстояние между прътите да е 250mm (както при плочи).



Фиг.11.9. Минимални светли разстояния между прътите в греда

(4) Горната армировка за съвместимост при крайни опори се приема както при плочи (фиг.10.4), но може да се продължи като монтажна за стремената в полето. В този случай тя трябва да е с диаметър $\phi_L \geq \phi_w + 2mm$, а може и да е по изчисление като натискава в полето.

(5) За съвместимост на деформациите над вътрешни опори м/у гредата и съдействащата широчина от плочата, необходимо е част от опънната арм. да се разпредели в ефективната широчина (фиг.11.10). При големи стойности на b_{eff} се препоръчва това разпределение да е в рамките на $\approx b_{eff} / 2$.

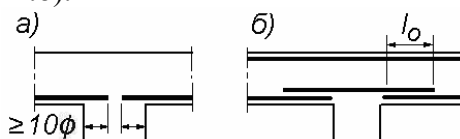


Фиг.11.10. Разпределение на горната армировка над вътрешна опора

11.6.2. Закотвяне на долната армировка при крайна и при вътрешна опора

(1) Ако липсват големи концентрирани сили в близост до крайните опори, които могат да са причина за силно „разтягане” (фиг.11.12), обикновено е достатъчно да се закотви 25% от долната опънна армировка в полето, например по начина от табл.3.5, случай (4).

(2) При вътрешни опори долната армировка е натискава и е достатъчно закотвянето по фиг.11.11.а. Ако тя се използва като натискава по изчисление или се прецени, че е възможно критично поддаване на опората и поява на положителен момент, долната армировка трябва да се снажда (фиг.11.11.б).



Фиг.11.11. Долна армировка при междинни опори

11.6.3. Прекъсване на надл. арм. – покриване на опънни сили

(1) От действието на напречните сили в опънните и в натисковите зони на гредите се появява допълнителен опън $\Delta F_{td} = 0,5|V_{Ed}| \cdot \cot \theta$ (т.5.1.3.3 и фиг.5.3). Той е неблагоприятен за опънните армировки, където се сумира с опънната сила от огъване M_{Ed} / z (фиг.11.12):

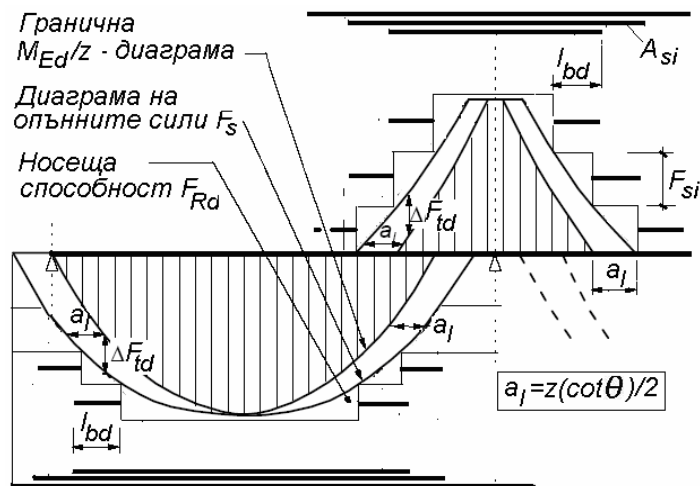
$$F_s = M_{Ed} / z + \Delta F_{td} . \quad (11.2)$$

(2) Това сумиране може да се извърши графично, ако M_{Ed} / z -диаграмата се разтегли хоризонтално към опорите с

$$a_l = z(\cot \theta) / 2 . \quad (11.3)$$

(3) С цел по-икономично армиране, част от опънните пръти могат да се прекъснат. Местата на прекъсване се определят чрез покриване на диаграмата на опънните сили и придвиждане на дължина l_{bd} за

закотвянето им. За целта върху F_s -диаграмата в същия мащаб се нанася силата $F_{si} = A_{si}f_{yd}$, която поема всеки избран прът.

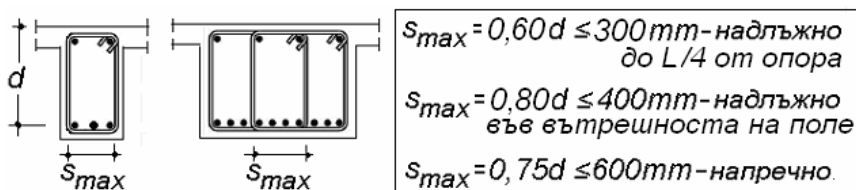


Фиг.11.12. Покриване на силите в опънните зони на непрекъсн. греда

(4) Конструиранието на фиг.11.12 е консервативно, тъй като не отчита напреженията в прътите по дължината им на закотвяне (вж. [2]).

11.6.4. Конструиране на напречната армировка от стремена

- (1) Диаметърът и разстоянието между стремената се избира по изчисление.
- (2) Конструиранието е в съответствие с фиг.11.13.



Фиг.11.13. Стремената по изменението в нац. приложение [3]

11.6.5. Междинна армировка при греди с голяма височина

(1) При греди с обща височина по-голяма от $700 \div 800 \text{ mm}$ с концентрирана надлъжна опънна армировка са необходими междинни надлъжни пръти за ограничаване на нормалните пукнатини по височината на опънната зона.

(2) Тази армировка се разполага по страните на гредата и трябва да е обхваната от стремената. Обикновено е достатъчно армиране в размер на $0,1 \div 0,15\%$ от всяка страна, изчислено за дълбочина $b/2$, но не по-голяма от 200 mm .

11.6.6. Индиректни опори и окачено натоварване

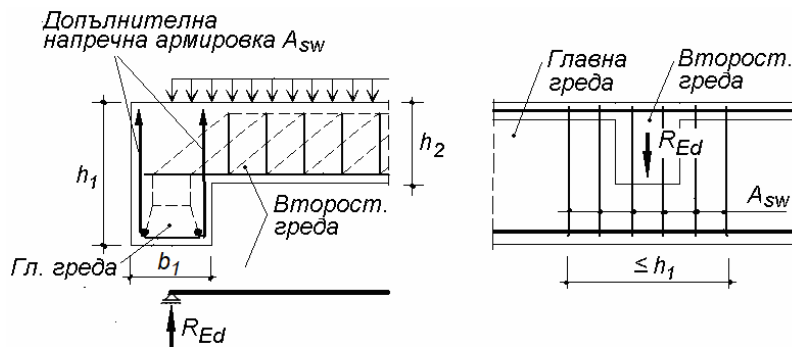
(1) Окачено е натоварването, което не е приложено по горния ръб на гредата – напр. плоча на обратна греда.

(2) Типично натоварване, което трябва да се окачи, е реакцията от второстепенна греда във възела ѝ с главната (фиг.11.14). Препоръчва се армировката за окачване да е от стремена, които обхващат надлъжната армировка на подпиратата главна греда.

(3) Допълнителната (извън изчислената за регулярното срязване) напречна армировка се конструира в област от главната греда с дължина приблизително h_1 около второстепенната. Общата площ на стремената се изчислява елементарно:

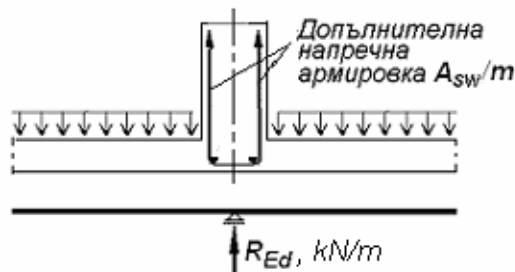
$$A_{sw} = R_{Ed} / f_{ywd} \cdot \quad (11.4)$$

При широка главна греда ($b_1 > h_2$) активни за случая са клоновете от допълнителните стремена, разположени на разстояние $\leq h_2$ от контакта с второстепенната.



Фиг.11.14. Допълнителна напречна армировка в главната греда при възела с второстепенна

При обратни греди се приема, че плочата е окачена (фиг.11.14А). За натоварване от плочата R_{Ed} [kN/m] допълнителните стремена A_{sw}/m в гредата се изчисляват също по формула (11.4). Долната армировка в плочата трябва да е над надлъжната в гредата.



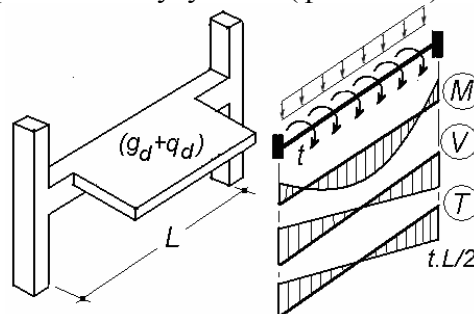
Фиг.11.14А. Обратна греда и плоча

(4) Вместо със стремена, класическо и по-популярно у нас е конструирането на възлите главна-второстепенна греда с огънати пръти (т.н. *кобилицы*). То обаче внася сериозна концентрация на напрежения, защото се използват малко на брой пръти с относително големи диаметри. Клоновете на кобилиците са натоварени нееднакво, ако възелът не е в средата на поле от главната греда. В съвременната практика огънатите пръти се избягват.

11.7. ОСОБЕНОСТИ ПРИ КОНСТРУИРАНЕТО НА ГРЕДИ, ПОДЛОЖЕНИ НА РАВНОВЕСНО УСУКВАНЕ

(1) Усукването, както и неизбежното му комбиниране с явленията огъване и срязване е анализирано в т.6.

(2) Специални изчисления и конструктивни изисквания се прилагат в случаите на равновесно усукване (фиг.11.15).

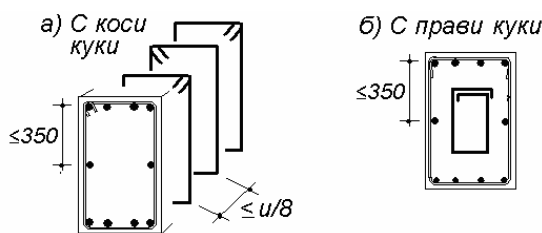


Фиг.11.15. Типичен случай на равновесно усукване

(3) Напречната армировка е от нормални стремена с максимална стъпка $u/8$ (u е периметърът на напречното сечение). Допустими са следните възможности за закотвянето им:

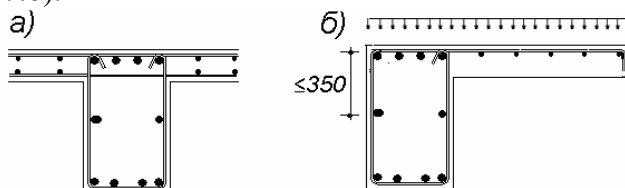
- затворени самостоятелни стремена с коси куки, които навлизат в ядрото на напречното сечение, като при силно усукване целесъобразно е последователно обръщане на стремената (фиг.11.16.а);

- прави куки се допускат само при двойно затворени стремена, застъпени с необходимата дължина на снаждане (фиг.11.16.б);



Фиг.11.16. Детайлиране на стремена за усукване

- в плочогредови сечения се допускат и отворени стремена (фиг.11.17.а), а конзолната плоча е добра възможност за закотвянето им (фиг.11.17.б).



Фиг.11.17. Възможно конструиране при плочогредови сечения

(4) Надлъжните пръти трябва да се разполагат така, че във всеки ъгъл да има поне един прът, а останалите да са равномерно разпределени по вътрешния периметър на стремената, като осовото разстояние между тях не надвишава 350mm (фиг.11.16.б).

(5) При обичайното комбинирано действие на усукване с огъване и срязване, сумирането на надлъжните и напречните армировки е представено подробно в т.6.2.3 и фиг.6.3.

11.8. ИЗМЯТАНЕ НА СТРОЙНИ ГРЕДИ

(1) То е възможно и трябва да се отчита за предварително изготвени греди при транспорт и монтаж (фиг.11.18.а) и за греди без достатъчно напречно укрепване в завършената конструкция (напр. обратни греди – фиг.11.18.б).

(2) Ефектите от II ред може да не се изчисляват, ако са изпълнени следните условия:

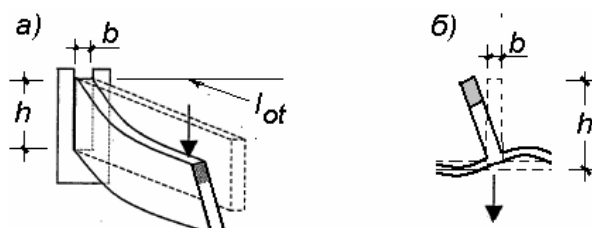
- при дълготрайни ситуации: $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}}$ и $h/b \leq 2,5$; (11.5)

- кратковременни ситуации: $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}}$ и $h/b \leq 3,5$, (11.6)

където l_{0t} е разстоянието м/у връзките срещу завъртане от усукване;

h е височина на гредата в средата на l_{0t} ;

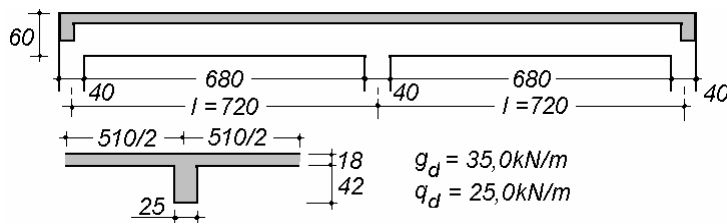
b е широчината на натиснатия пояс или реброто.



Фиг.11.18. Възможни форми на измятане на греди

11.9. ЧИСЛЕН ПРИМЕР: Двуетворна непрекъсната греда от подова конструкция на осем етажна офис сграда

1. Геометрична схема



фиг.11.4

2. Бетон, армир., бет. покрития, височина

Клас на околната среда ХС1: бетон клас С20/25

$$f_{cd} = 20/1,5 = 13,3 \text{ MPa}$$

Стомана клас В500В: $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

Прогнозира се процент на армиране в полето

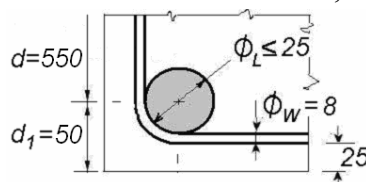
$$\rho_l = (0,9 \div 1,0)\% \rightarrow l/d \approx 17 \rightarrow d \geq 7200/17 = 425 \text{ mm}$$

В непрекъснатите греди провисванията много рядко са меродавни. От съображения за носимоспособност се приема височина на гредата $h = 600 \text{ mm}$

Прогнозира се $\phi_L \leq 25 \text{ mm}$ и съответно $\phi_w = 8 \text{ mm}$:

$$\rightarrow c_{nom,L} \approx 25 + 10 \approx 35 \text{ mm} \text{ и } c_{nom,w} = 35 - 8 \approx 25 \text{ mm}$$

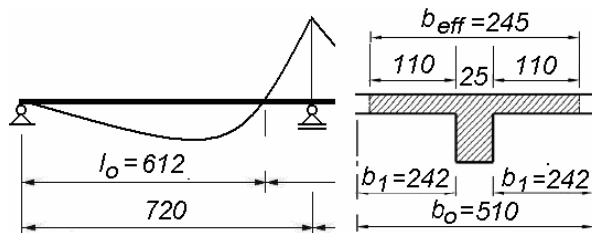
Полезна височина $d = 600 - 25 - 8 - 12,5 \approx 550 \text{ mm}$



3. Огнеустойчивост

Степен II \rightarrow R 60 \rightarrow изпълнена!

4. Ефективна ширина b_{eff} в полето



$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 242 + 0,1 \cdot 612 = 110 \text{ cm} < 0,2 \cdot 612 = 122 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 110 + 25 = 245 \text{ cm}$$

5. Анализ – гранични усилия (еластична схема)

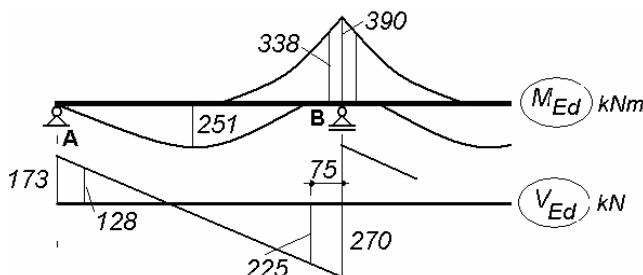


табл.3.2

т.3.1(4)

т. 3.2.2(2)

табл.11.2

т.11.1(3)

табл.3.3

табл.11.1

т.11.3.2

фиг.11.5

фиг.11.5

т.10.3.2(1)

Меродавните напречни сили са съгласно фиг.5.2

6. Изчисляване на долна армир. в поле А-В	табл.4.1
$\mu_{Ed} = 25100 / (245.55^2 \cdot 1,33) = 0,025 \rightarrow \xi = 0,03$	т.4.1.1.3
$\rightarrow x = 1,7\text{cm} < 18\text{cm}$ - нулева линия в плочата	
$\rightarrow \zeta = 0,985$ ($z = 54,5\text{cm}$)	
$A_{s1} = 25100 / (43,5 \cdot 0,985 \cdot 55,0) = 10,7\text{cm}^2$ ($\rho_l = 0,77\%$)	т.4.1.1.3
Приети: <u>$2\phi 20 + 1\phi 25$</u> ($11,2\text{cm}^2$, $\rho_l = 0,81\%$)	
7. Контрол на провисването на поле А-В	т.8.2.7
Приет $\rho_l = 1,0\% >$ Необходим $\rho_l = 0,77\% \rightarrow$ ОК	т.8.2.7(2)
Не е необходимо, но за да се демонстрира влиянието и на отделните фактори от т.8.2, контролът е проведен и детайлно:	т.8.2
- Клас на бетона С20/25	
- Необходим коефициент на армиране: $\rho_l = 0,77\%$	
- Отчетена базова стройност: $\lambda^* = 14,8$	фиг.8.2
- Коефициент за статическа схема: $K = 1,2$	т.8.2.3
- Коефициент за напрежение в армировката K_s	т.8.2.4
$q_k / g_k = 16,7 / 25,9 = 0,65$ ($q_k = 25 / 1,5$, $g_k = 35 / 1,35$)	т.1– тук!
$\psi_2 = 0,3$	табл.2.1
отчетен $\eta = 0,52$	табл.8.1
$\sigma_s = (500 / 1,15) \cdot 0,52 \cdot (10,7 / 11,2) = 216\text{MPa}$	фиг.8.4
$K_s = 310 / 216 = 1,43$	фиг.8.4
- Пренебрегва се влиянието на Т-сечение: $K_f = 1,0$	т.8.2.5
- Коефициент за голям отвор: $K_l = 7,0 / 7,2 = 0,97$	т.8.2.6
(8) $l / d \leq 14,8 \cdot 1,20 \cdot 1,43 \cdot 1,0 \cdot 0,97 = 24,6$	форм.8.3
$\rightarrow d \geq 7200 / 24,6 = 300\text{mm}$ (приета 550mm)	
8. Изчисляване на армировката над опора В	
8.1. Без долна натискова	табл.4.1
$\mu_{Ed} = 33800 / (25.55^2 \cdot 1,33) = 0,34 \rightarrow \xi = 0,54 > 0,45!$	табл.4.1
Не е спазена препоръка (4.1а) $\xi_{lim} = 0,45$, но изчислениято продължава информативно $\rightarrow \zeta = 0,78$	т.4.1.1.3
$A_{s1} = 33800 / (43,5 \cdot 0,78 \cdot 55,0) = 18,10\text{cm}^2$ ($\rho_l = 1,32\%$)	т.4.1.1.3
8.2. С натискова армировка (2ϕ20 от полето)	т.4.1.2.2
$A_{s2} = 6,28\text{cm}^2 \rightarrow$	
$M_{Ed,s2} = 6,28 \cdot 43,5(55,0 - 5,0) = 13660\text{kNcm}$	форм.S.4.1
$M_{Ed,c} = 33800 - 13660 = 20140\text{kNcm}$	форм.S.4.2
$\mu_{Ed} = 20140 / (25.55 \cdot 0^2 \cdot 1,33) = 0,20$	табл.4.1
$\rightarrow \zeta = 0,887$	т.4.1.2(2)
$\rightarrow \xi = 0,282 > 2,5 \cdot 5,0 / 55,0 = 0,227 \rightarrow$ ОК!	
$A_{s1,1} = 20140 / (43,5 \cdot 0,887 \cdot 55,0) = 9,50\text{cm}^2$	т.4.1.1.3
$A_{s1} = 9,50 + 6,28 = 15,78\text{cm}^2$ ($\rho_l = 1,15\%$)	форм.S.4.3
Приети: <u>$2\phi 25 + 2\phi 20$</u> ($16,1\text{cm}^2$, $\rho_l = 1,17\%$)	

Конструирание на долната натискава армировка $2\phi 20$:

Снаждане със застъпване: $l_0 = 48.2, 0 \approx 95\text{cm}$

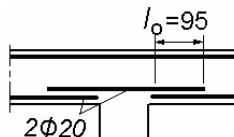


табл.3.6

фиг.11.11.6

9. Проверки на срязване – крайна опора А

т.5.1.3.5

9.1. Диагоналел натиск

$$z = 0,9.55, 0 \approx 50, 0\text{cm}$$

т.5.1.1(1)

$$\omega = 17300 / (0,6.1,33.25.50) = 0,173 < 0,5 \rightarrow$$

т.5.1.3.5.0

диагоналният натиск е допустим!

т.5.1.3.5.1

9.2. Напречна армир. – двусрезни стремена

т.5.1.3.5

$$\omega = 0,173 < 0,345 \rightarrow \cot \theta = 2,5$$

т.5.1.3.5.3

$$q_{sw} = 128.10^3 / (2,5.500) = 102,4\text{N} / \text{mm} > 0,08.250\sqrt{20} = 89\text{N} / \text{mm}$$

т.5.1.3.5.3

$$A_{sw1} / s = 102,4 / (2.400) = 0,128$$

т.5.1.3.5.3

$$\text{за } d > 500\text{mm} \rightarrow s_{\max,l} = 300\text{mm}$$

фиг.5.6/11.13

$$\text{Приети стр. } \emptyset 8: \rightarrow A_{sw1} / s = 50,3 / 300 = 0,167 > 0,128$$

или табл. 5.1

Забележка: Изборът на по-висока степен на напречно армиране ($0,167 > 0,128$) допуска при определяне на допълнителния опън в надлъжната армировка приетата стойност $\cot \theta = 2,5$ да се редуцира:

$$\cot \theta_{act} = 2,5(0,128 / 0,167) = 1,90$$

т.5.1.3.6

9.3. Допълнителен опън в надлъжната армировка

т.5.1.3.3

На ръба на опора А: $\Delta F_{td} = 0,5.173.1,9 = 164\text{kN}$

форм.5.11а

Минималната армировка, закотвена зад ръба на опората, трябва да е $A_s = 164 / 43,5 = 3,8\text{cm}^2$

Както при плочи, ако зад опората се закотви 50% от армировката в полето ($A_{s,req} = 0,5.10,7 = 5,35\text{cm}^2$), а останалите 50% стигат до ръба, не се налага специално покриване на опъна в полето.

т.10.2.5.1

Фактическа зад опората $A_{s,prov} = 2.3,14 = 6,28\text{cm}^2$

$$\alpha_0 = 5,35 / 6,28 = 0,85$$

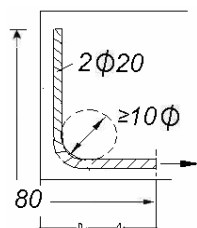
форм.3.3

$$l_{bd} = 0,85.48.2,0 = 80\text{cm}$$

табл.3.4 и

Детайлиране при опора А:

табл.3.5



10. Проверки на срязване – вътрешна опора В

10.1. Диагоналнен натиск

$$z = 0,9.55,0 \approx 50,0 \text{ cm}$$

$$\omega = 27000 / (0,6.1,33.25.50) = 0,273 < 0,5 \rightarrow$$

диагоналният натиск е допустим!

10.2. Напречна армир. – двусрезни стремена

$$\omega = 0,273 < 0,345 \rightarrow \cot \theta = 2,5$$

$$q_{sw} = 225.10^3 / (2,5.500) = 180 \text{ N/mm} > 0,08.250\sqrt{20} = 89 \text{ N/mm}$$

$$A_{swl} / s = 180 / (2.400) = 0,225$$

Приети двусрезни стремена $\phi 8 / 20 \text{ cm}$ ($A_{swl} / s = 0,25$)

10.3. Допълнителен опън и конструиране на горната армировка

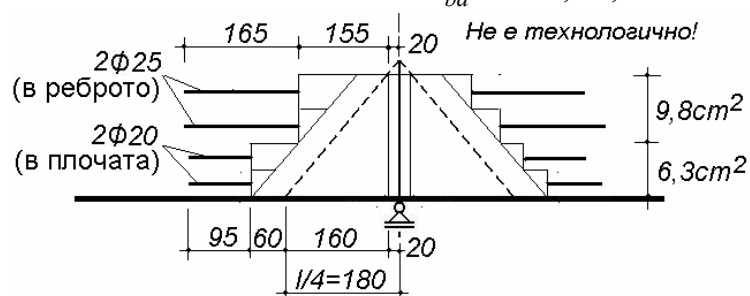
Диаграмата на опъна по-долу е представена в площ на армировката

$$\text{Разтягане } a_l = 50.2,5 / 2 \approx 60 \text{ cm}$$

$$\text{Закотвяне на } \phi 20 \text{ (в плочата): } l_{bd} = 48.2,0 \approx 95 \text{ cm}$$

Закотвяне на $\phi 25$ (не добри условия в реброто):

$$l_{bd} = 48.2,5.1,4 \approx 165 \text{ cm}$$

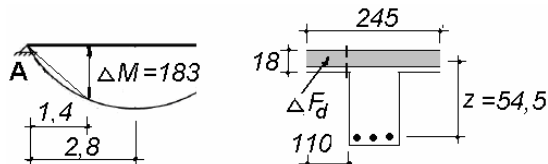


11. Срязване между плоча и ребро

11.1. При крайна опора А – натиск в плочата

$$\Delta F_d = (18300 / 54,5)(110 / 245) = 150,8 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = 150,8 / (18.140) = 0,06 \text{ kN/cm}^2$$



$$0,4 f_{ctd} = 0,4.0,15 / 1,5 = 0,04 \text{ kN/cm}^2 < v_{Ed} \rightarrow$$

Необходима е армировка в плочата!

$$A_{sf} / s_f = 0,06.18(43,5.1,5) = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 0,17 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\rightarrow \phi 8 / 300 \text{ mm}$$

- $0,5 A_{sf}$ се конструира като долна и снабдена:

$$\phi 8 / 400 \text{ mm}$$

- горната $0,5 A_{sf}$ се конструира, ако е по-голяма от изчислената за напречното огъване на плочата.

т.5.1.3.5

т.5.1.1(1)

т.5.1.3.5.0

т.5.1.3.5.1

т.5.1.3.5

т.5.1.3.5.3

т.5.1.3.5.3

т.5.1.3.5.3

табл.5.1

т.5.1.3.3

фиг.11.12

форм.11.3

табл.3.4

табл.3.6 -

забележка 3

фиг.11.12

т.5.3

фиг.5.10

форм.5.21

фиг.5.10

табл.3.1 и

форм.5.22

форм.5.24

табл.5.1

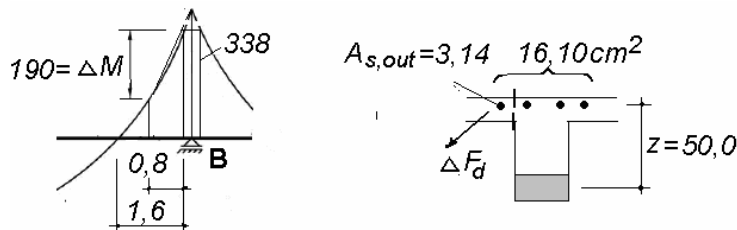
т.5.3(8)

11.2. При вътрешна опора В – опън в плоча

$$\Delta F_d = (19000 / 50, 0)(3,14 / 16, 10) = 74, 1 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = 74, 1 / (18, 80) = 0, 05 \text{ kN} / \text{cm}^2 > 0, 04 \text{ kN} / \text{cm}^2 \rightarrow$$

Необходима е същата армировка, както в т.2.11.1 (горе), тъй като при опън $\cot \theta = 1, 25$ (при натиск $\cot \theta = 1, 50$)

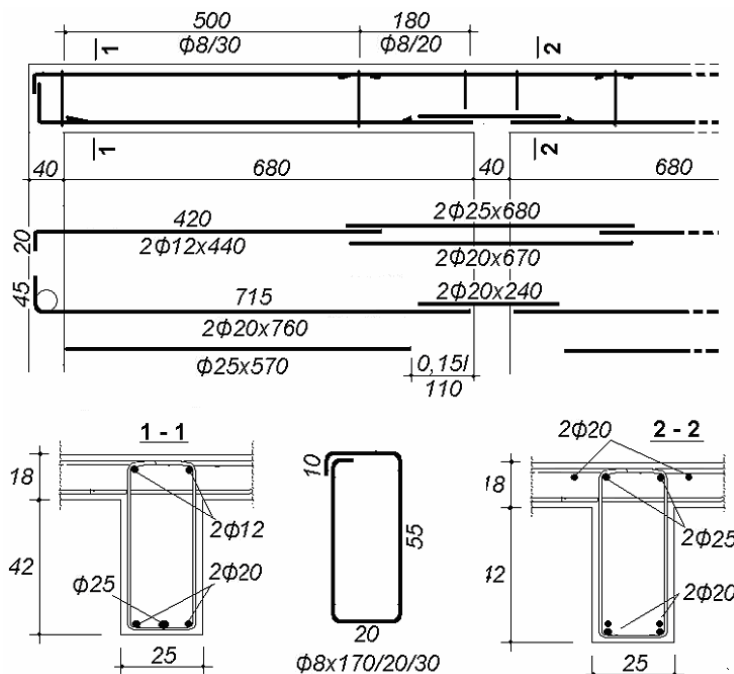


12. Конструиране на армировката в гредата

Горна армировка за съвместимост:

$$0, 15 \cdot 10, 6 = 1, 59 \text{ cm}^2$$

$$0, 0013 \cdot 25 \cdot 55, 5 = 1, 80 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 12$$



Бетон клас С20/25

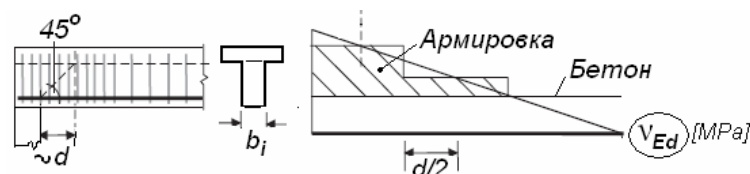
Стомана клас В500В

Бетонно покритие на стремена: 25mm

13. Срязване на “работната фуга” ребро-плоча

Забележка: Сценарият с двуетапно изпълнение на монолитни гредови плочи трябва да се избягва, освен ако е планирано! Тук той е приет само за да се демонстрират особеностите на изчисляване и конструиране.

13.1. Меродавни сечения и конструиране



фиг.5.10

форм.5.21

т.5.3(7)

т.10.2.5

т.10.2.5.3

фиг.10.4

форм.4.4а

т.5.4

13.2. Напрежения във фугата

- нормални от плоча $g_d = 35,0 kN/m$: $\sigma_n = 0,14 MPa$
(в посока на сигурността е приет само постоянен g_d)
- тангенциални от V_{Ed} : $v_{Ed} = V_{Ed} / (500 \cdot 250)$ - диагр.

форм.5.26

13.3. Носимоспособност на бетона $v_{Rd,c}$

- повърхност: бетон C20/25 - без обработка
- носимосп.: $v_{Rd,c} = 0,35 \cdot 1,0 + 0,6 \cdot 0,14 = 0,43 MPa$

т.5.4(5)

табл.5.3
форм.5.27

13.4. Напречна армировка - нормална

- област стр. $\emptyset 8/30$: $\rho_w = 2 \cdot 50,3 / (250 \cdot 300) = 0,0013 \rightarrow$
 $v_{Rd,s} = 0,0013 \cdot 435 \cdot 0,6 \cdot 1,0 = 0,35 MPa$
 $v_{Rd} = 0,43 + 0,35 = 0,78 MPa$

форм.5.28

форм. 5.26a

- при опора А: необ. $v_{Rd,s} = 1,02 - 0,43 = 0,59 MPa \rightarrow$
 $\rho_w = 0,59 / (435 \cdot 0,6) = 0,0023 \rightarrow$ стр. $\emptyset 8/15$

форм.5.5.26a

форм.5.28

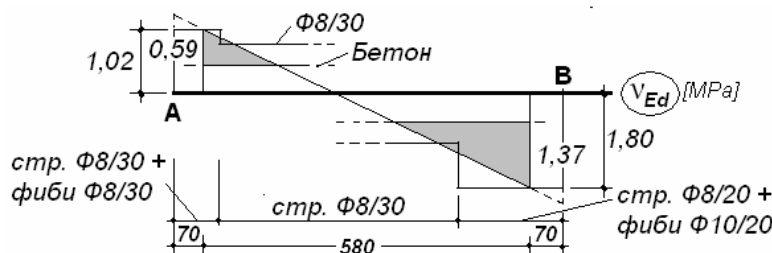
(или: стр. $\emptyset 8/30$ - от изчисл. за срязване
+ фиби $\emptyset 8/30$ - допълнителни)

- при опора В: необ. $v_{Rd,s} = 1,80 - 0,43 = 1,37 MPa \rightarrow$
 $\rho_w = 1,37 / (435 \cdot 0,6) = 0,0052 \rightarrow$ стр. $\emptyset 10/12,5$

форм.5.26a

форм.5.28

(или: стр. $\emptyset 8/20$ - от изчисл. за срязване
+ фиби $\emptyset 10/20$ - допълнителни)



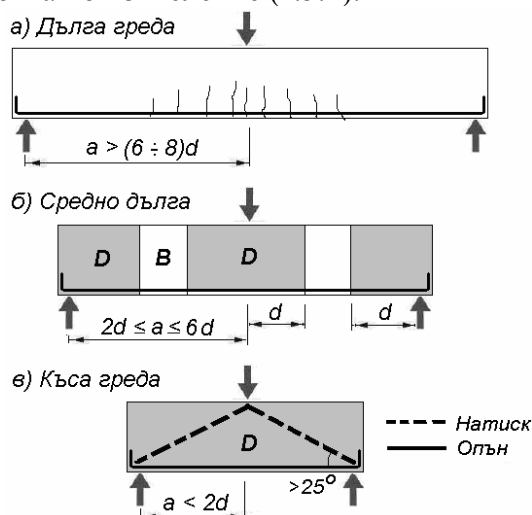
12. КЪСИ ГРЕДИ И КОНЗОЛИ

12.1. КЛАСИФИКАЦИЯ НА ГРЕДИТЕ

Освен стройността $\lambda = l/d$, друг и по-адекватен критерий за оценка на поведението на гредите е отношението a/d (отвор на срязване/полезна височина), дефиниран чрез въвеждане на условна концентрирана сила като основно натоварване (фиг.12.1):

(1) *Дългите греди* с $a/d \geq 6 \div 8$ изчерпват носимоспособността си от огъване (фиг.12.1.а), а срязването им се поема обикновено от минималните конструктивни изисквания. Концентрираните сили (товари и реакции) са отдалечени една от друга и между тях хипотезата на *Bernoulli* за равнинните сечения е достатъчно достоверна (**B**-области).

(2) *Средно дългите греди* ($2,0 \leq a/d < 6$) са най-разпространени в практиката. В тези случаи специалните области на *De Saint-Venant* около концентрираните сили (**D**-области) са по-близо разположени (фиг.12.1.б), но между тях все пак е налична B-област, която може да се моделира с регулярна ферма (вж. фиг.5.0). Освен огъването, за тези греди е характерно и значително срязване, което се овладява с напречна армировка по изчисление (т.5.1).



Фиг.12.1. Класификация

(3) При *късите греди* ($d < a < 2,0d$) нерегулярните D-области се застъпват (формира се D-елемент), започва директно пренасяне на част от силата към опорите без участие на напречна армировка (фиг.12.1.в), а при $a < 1,5d$ - на почти цялата концентрирана сила. Затова в дефиницията за греди, при които може да се прилага теорията на огъването, условието е $l \geq 3,0h$ (т.11). При къси греди обобщаването на разрезни усилия е неуместно, тъй като разпределението на деформациите не е линейно, хипотезата на *Bernoulli* не е валидна и проектирането е въз основа на индивидуални *ставно-прътови модели* (*strut and tie models*). Случаят $a \leq 1,0d$ се дефинира като *висока греда* (*гредостена*) – фиг.12.2.

12.2. ЕЛЕМЕНТИ И ПРОВЕРКИ НА ПРЪТОВИТЕ МОДЕЛИ

При проектирането с прътови модели изчисляването и конструирането са паралелни, а не последователни процеси!

12.2.1. Конституиране

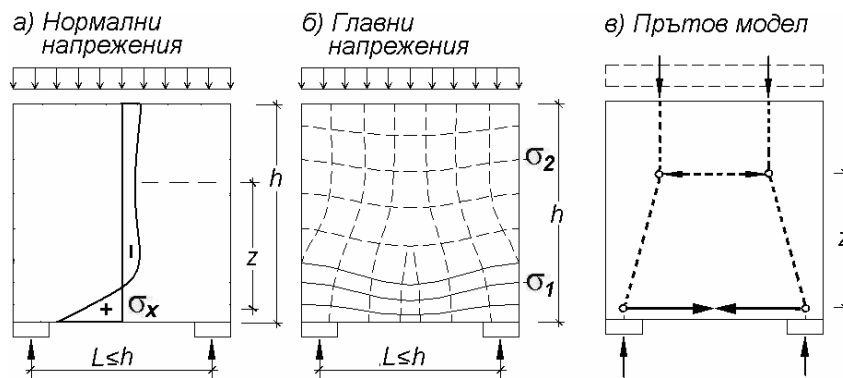
(1) Прътовите модели се прилагат за проверки на крайни гранични състояния на (предимно) равнинни D-области. Експлоатационната им

годност се гарантира с конструктивни препоръки или аналогии с области от други елементи (напр. стени – [2], т.9.6).

(2) Изчислителните модели се състоят от праволинейни натискови ивици (пръти) от бетон и опънни пръти от армировка (фиг.12.1.в).

(3) За приблизително удовлетворяване на условията за *съвместимост на деформациите*, разположението и направлението на прътите обикновено се избира в съответствие с траекториите на главните напрежения, определени по теорията на еластичността (ТЕ) - фиг.12.2.б:

- отклонението в направлението от ТЕ да е до $\pm 15^{\circ}$;
- ъглите между опънни и натискови пръти да не са по-малки от 30° .



Фиг.12.2. Стоманобетонна гредостена като D-елемент

(4) Така условията на физиката и статиката остават приоритетни за определяне на носимоспособността. Препоръчва се прътвите модели да са статически определими, което съответства точно на фазата преди разрушаване на елемента. Така усилията се определят от равновесни условия с изчислителните стойности на въздействията в крайно гранично състояние.

(5) Допуска се прилагането на кинематически изменяеми модели (фиг.12.2.в), ако геометрията им и въздействията са така съгласувани, че за изчисленията не са необходими допълнителни връзки.

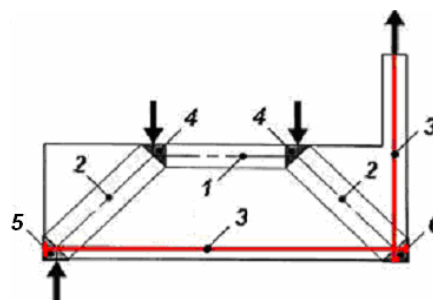
(6) Допуска се сумиране на резултатите от решението на различни прътви модели, ако те са подходящо съгласувани.

12.2.2. Носимоспособност на натисковите и опънните пръти

(1) Основните елементи на моделите са прътите (бетонни натискови и опънни от армировка) и възлите между тях (фиг.12.2А).

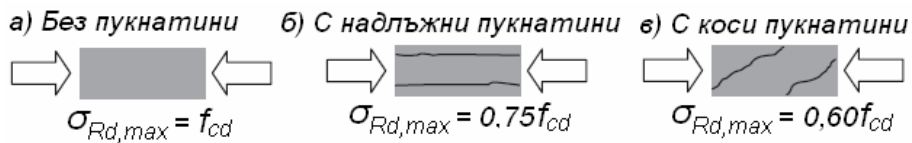
1. Натисков прът без страничен опън
2. Натисков прът със страничен опън
3. Опънен прът (армировка):
4. Възел ССС (натиск-натиск-натиск)
5. Възел ССТ (натиск-натиск-опън)
6. Възел СТТ (натиск-опън-опън)

C = Compression
T = Tension



Фиг.12.2А. Елементи на прътвите модели

(2) Носимоспособността на натисковите пръти се ограничава в зависимост от напречните им условия (фиг.12.3). Тези условия зависят от напрегнатото състояние на областта, в която попадат прътите, както и от разположението им – по периферията или във вътрешността на елемента.

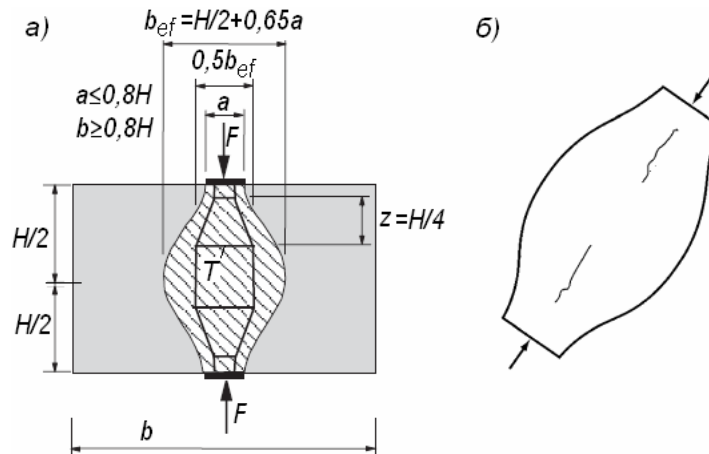


Фиг.12.3. Натискови бетонни пръти и напреженията в тях

Между два възела, ако условията позволяват, натисковите напрежения закривяват и се разпростират в по-голяма област във формата на “двойна бутилка” (фиг.12.3А.а). За определянето на напречните сили може да се приложи локален прътов модел, подобен на този от т.7А.2, от който се изчислява:

$$T = F(1 - 0,7a/H) / 4. \quad (12.1)$$

Когато натисковите пръти са наклонени (фиг.12.3А.б), разцепващите сили се овладяват с обичайната ортогонална армировка за стени.



Фиг.12.3А. Разпределение на натиска и евентуални пукнатини

(3) Изчислителните съпротивления в опънните пръти, както и в армировката за поемане на напречния опън в натисковите ивици, се приемат f_{yd} . Армировката трябва да стига до възлите без прекъсване.

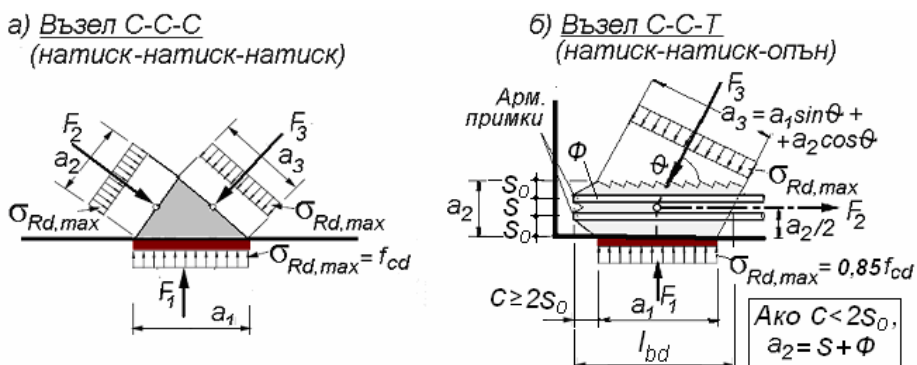
12.2.3. Възли и гранични напрежения

(1) Силите във възела трябва да са в равновесие (фиг.12.4).

(2) Параметрите на възлите се определят от размерите на опорните и натоварващите площи, от наклона на натисковите пръти, както и от разпределението на евентуална опънна армировка в тях (фиг.12.4.б).

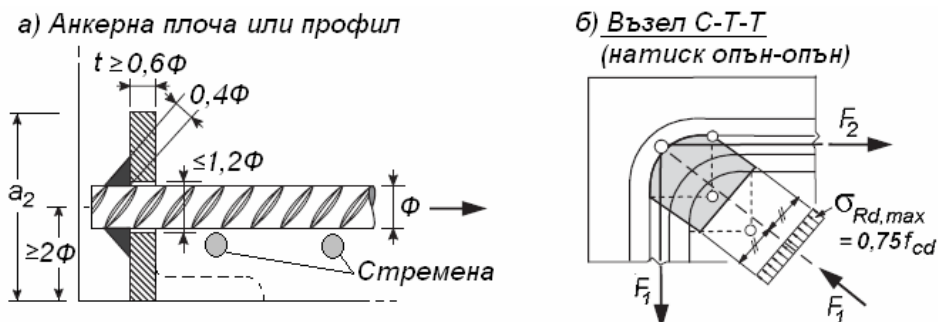
(3) Възлите с три натискови пръта са „хидростатични” (с еднакви напрежения), което означава $F_1/a_1 = F_2/a_2 = F_3/a_3$ (фиг.12.4.а).

(4) За крайните възли с опън (фиг.12.4.б) съществено е закотвянето на армировката. Примките (фибите) са добро решение, особено ако са в няколко реда по височина. Допуска се два реда един върху друг да се допират (снопче), като правилата за закотвяне и снаждане са за еквивалентен диаметър $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.



Фиг.12.4. Два характерни възела

Целесъобразно е армировъчните пръти да се закотвят в група чрез местен натиск под стоманена плоча или профил в края (фиг.12.4А.а). По този начин може да се формира и по-голяма височина a_2 на опънния прът в модела. В зоната на предаване на напреженията на бетона се предвижда напречна армировка.



Фиг.12.4А. Анкерирание на пръти за краен възел С-С-Т (а) и параметри на възел С-Т-Т (б)

(5) При ъглите с огънати армировъчни пръти се формират възли (фиг.12.4А.б) с опън в две посоки: С-Т-Т. За бетон клас $\geq C20/25$ диаметърът на дорника за огъване на прътите е $\phi_m = 15\phi$.

(6) Напреженията в бетона $\sigma_{Rd,max}$ за възлите са завишени с 10% за условия на работа за наличие на някои от следните благоприятни особености: напреженията под опори и сили са равномерно разпределени, възелът е обхванат от стремена, хоризонталното му преместване е ограничено от лагер или триене.

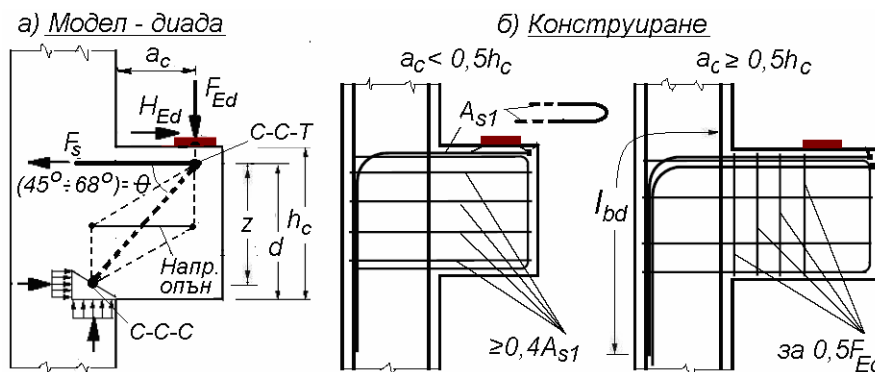
12.3. ПРИМЕРИ

12.3.1. Къса конзола ($a_c \leq z$)

(1) Освен вертикалното натоварване F_{Ed} , в изчислителния модел-диада трябва да се въведе и фактичестката хоризонтална сила H_{Ed} , но не по-малка от $0,2F_{Ed}$.

(2) Усилията в елементите на диадата се определят елементарно в зависимост от ъгъла θ .

(2) Чрез геометрията на опорната площ на горния възел С-С-Т се формира напречното сечение на бетонния натисков диагонал и геометрията на възлите, а проверките им са съгласно т.12.2.2 и т.12.2.3. Поради предвидените хоризонтални стремена, които ограничават напречния опън в бетонния диагонал (фиг.12.5.б), в него може да се допусне $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$.



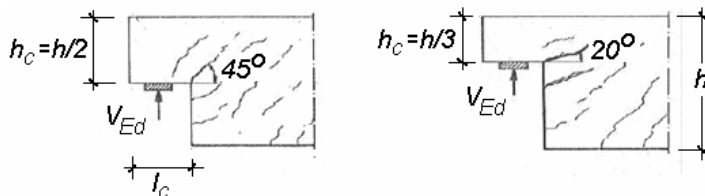
Фиг.12.5. Модел и конструиране на къса конзола

12.3.2. Герберови конзоли

12.3.2.1. Форма и поведение

(1) С приложно значение са изрязаните в гредите конзоли (зъби) с височина $h_c \geq (1/3 \div 1/2)h$.

(2) С намаляване на h_c нараства частта от напречната сила, която трябва да се предаде индиректно чрез окачване в натисковата зона на конзолата. Това се доказва и от експериментите (фиг.12.6).



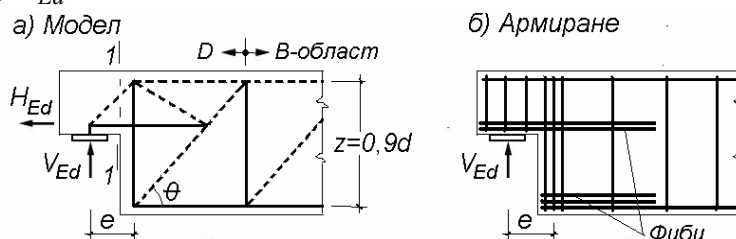
Фиг.12.6. По-широки и полегати пукнатини в изрязания ъгъл при малка височина на конзолата

12.3.2.2. Прътов модел с нормални стремена

(1) При това обичайно конструктивно решение, адекватен е изчислителният модел на фиг.12.7.а.

(2) Препоръчва се натисковите пръти да се приемат с ъгли на наклона $\theta \approx 45^\circ$.

(3) Усилията в прътите се определят чрез възлови равновесия или чрез ритерови разрези. Трябва да се предвиди хоризонтална сила $H_{Ed} \geq 0,2V_{Ed}$.



Фиг.12.7. Конзола с ортогонално армиране

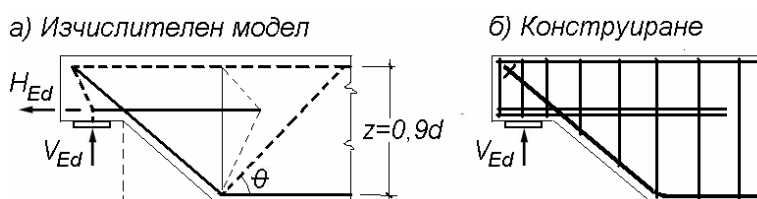
(4) Освен проверките на прътите и възлите, необходимо е ограничаване на диагоналния натиск в компактно сечение 1-1 (т. 5.1.3.1).

(5) Конструирането на армировката (фиг.12.7.б) може да доведе до корекции в модела – напр. увеличаване на ексцентрицитета e .

12.3.2.3. Модел и конструиране с наклонени пръти

(1) В този случай е възможно косо изрязване на стеблото(фиг.12.8).

(2) Проблем при конструирането е ефективното закотвяне на огънатата армировка в горната част на конзолата (фиг.12.8.б). Освен оформянето на примки (фиби), целесъобразно е и използването на механични анкери – напр. стоманени плочи (фиг.12.4А.а).



Фиг.12.8. Кос герберов зъб

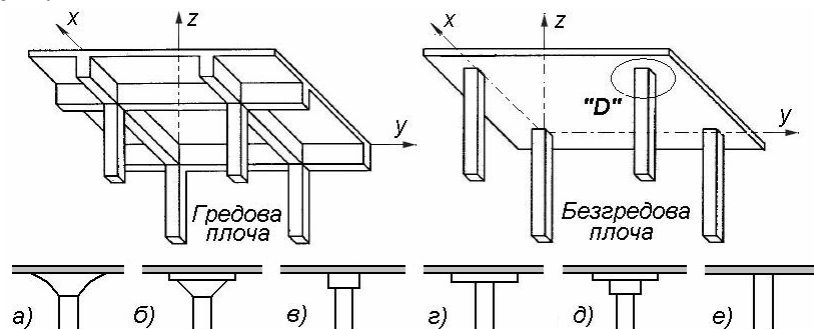
(3) В случаи на тежко натоварени конзоли може да се приложи комбинация от двата изчислителни модела (*хиперстатичен* модел) и съответно смесено армиране с нормални стремена и огънати пръти.

13. БЕЗГРЕДОВИ ПЛОЧИ

Безгредовите конструкции са междуетажни, покривни или фундаментни непрекъснати плочи, подпирени непосредствено върху колони или носещи стени.

Те намират широко приложение поради:

- малката конструктивна височина на междуетажната конструкция;
- опростеното кофриране;
- свободната планировка в сградата, ако се използват леки преградни стени.



Фиг.13.1. Гредова и безгредова плоча и детайли при връзката плоча-колона

13.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ И ОСОБЕНОСТИ

(1) Изискванията за огнеустойчивост (табл.3.3) обикновено не са меродавни за окончателния избор на дебелината h на плочите:

- за REI 45: $\geq 160\text{mm}$;
- за REI 60: $\geq 180\text{mm}$;
- за REI 90: $\geq 200\text{mm}$.

(2) За обичаен клас на средата XC1 (т.3.3.2) номиналното бетонно покритие на външната армировка се приема $c_{nom} = 20\text{mm} \geq \phi + 10\text{mm}$ (т.3.3.3) и удовлетворява изискванията за огнеустойчивост REI 90.

(3) Поради локалното, а не линейно подпиране, тези плочи са чувствителни на провисване и обикновено то е меродавно за избора на дебелина им.

(4) Критично е и срязването на безгредовите плочи, което се проявява по затворена повърхнина около колоните - *продънване*. При силно продънване е целесъобразно да не се увеличава дебелината на плочата, а да се предвидят локални мерки. Обикновено колоните се проектират с капители, които могат да се избират с различна форма (фиг.13.1.а, б, в). Могат да се конструират и удебеления на плочите (фиг.13.1.г), с които се редуцират провисванията и надлъжната армировка над опорите, необходима за големите огъващи моменти. При значителни натоварвания, вариант е и комбинацията от капител и уширение (фиг.13.1.д).

(5) Огъването по дългата страна на полетата ($l_x > l_y$) е по-силно (за разлика от гредовите плочи!) - фиг.13.2. Затова е целесъобразно безгредовите плочи да се планират с приблизително равни (равностойни) отвори в двете направления.

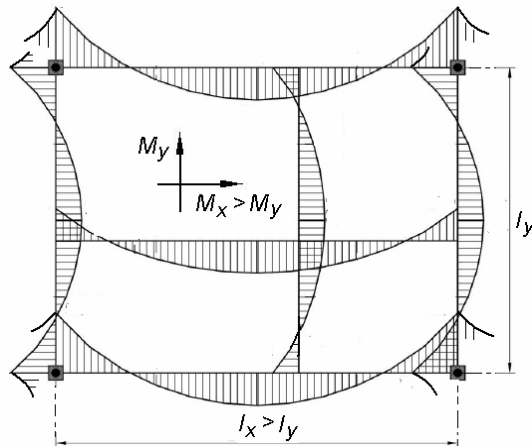
(6) Първоначалният избор на полезна дебелина по дългата страна на отвора може да е в границите

$$d_x \geq (1/28 \div 1/33)l_x, \quad (13.1)$$

ако:

- отворите са до $7,0m$, бетонът е с минимален клас C25/30 и очакваната по изчисление за носимоспособност долна армировка от клас B500B е в интервала $(0,4 \div 0,5)\%$;

- отворите са в границите от $7,0m$ до около $8,5m$, бетонът е поне клас C30/37 и очакваната по изчисление за носимоспособност долна армировка от клас B500B е в границите $(0,45 \div 0,60)\%$. Финалната проверка на провисването (т.8.3) обаче е задължителна.



Фиг.13.2. Огъването на безгредовите плочи е двупосочно

13.2. СТАТИЧЕСКО ИЗЧИСЛЯВАНЕ И НАТОВАРВАНЕ

(1) Прилагат се следните изчислителни методи:

- метод на крайните елементи;
- метод на заместващите греди (или неотместваеми рамки);

(2) Ако за полетата са спазени условията $1,0 \leq l_x/l_y \leq 1,5$ и

$\sum q_k \leq 0,75 \sum g_k$ изчисляването на плочите може да е само с пълно разпределено изчислително натоварване ($p_d = g_d + q_d$). В противен случай, за определяне на максималните моменти в критични полета, трябва да се прилага и схемата „пълно поле-празна плоча” (вж. [3]).

(3) За променливо q_k се счита и условното равномерно разпределено натоварване върху плочата от леки преградни стени.

13.3. МЕТОД НА ЗАМЕСТВАЩИТЕ ГРЕДИ

(1) Той може да се прилага за предварително (концептуално) проектиране, при което се тестват избраните параметри на плочата. Финалното проектиране (особено в нерегулярните случаи) трябва да е с метод на крайни елементи.

(2) Приема се, че плочата е непрекъсната и свободно подпряна (завъртваема) върху колоните.

13.3.1. Схема и натоварване на гредите

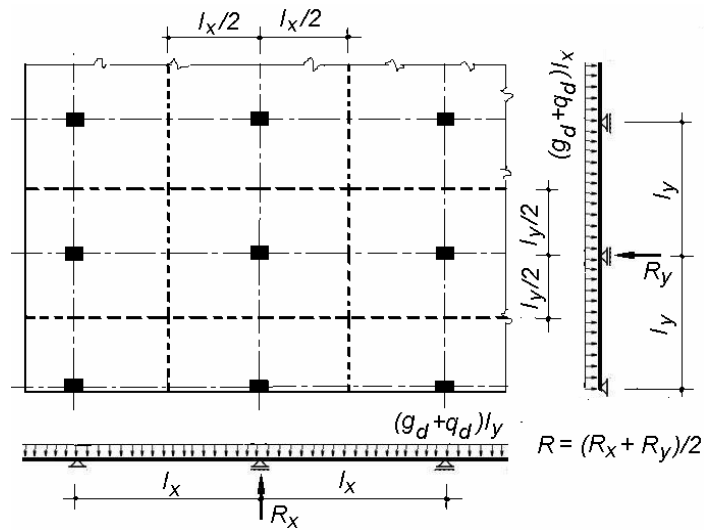
(1) Плочата се разглежда като съставена от надлъжни и напречни (взаимно перпендикулярни) непрекъснати греди (фиг.13.3):

- отворите им са равни на осовите разстояния между колоните;
- широчината им се определя от средите на съседните полета.

(2) Равномерно разпределените натоварвания върху плочата се привеждат към линейно разпределени за всяка греда в зависимост от широчината ѝ.

13.3.2. Усилия в заместващите греди

(1) Обикновено е достатъчно да се изчислят максималните огъващи моменти в полетата и в осите над опорите.



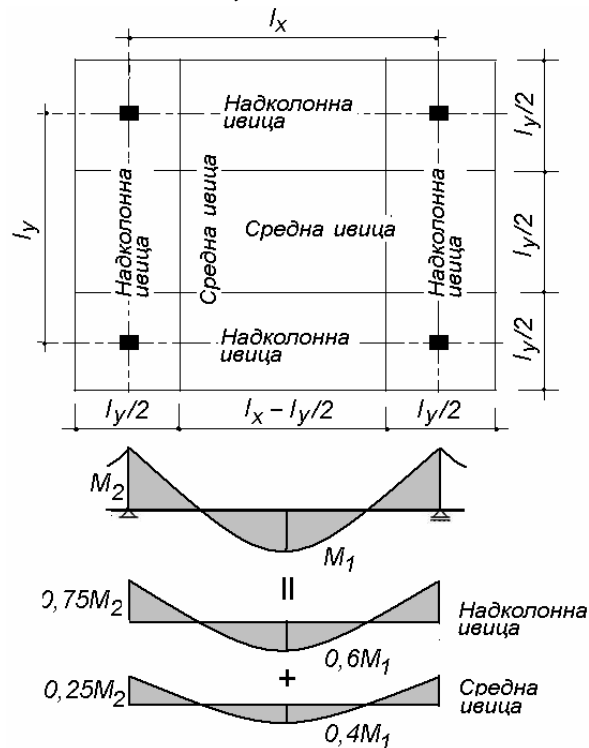
Фиг.13.3. Параметри и натоварване на заместващи греди

(2) Опорните реакции в гредите формират етажното натоварване на всяка колона, необходимо за проверката на продънване. Действителната реакция в колоната може да се приеме като средна стойност на реакциите от решението на заместващите греди в двете направления (фиг.13.3).

13.3.3. Разпределение на моментите по широчината на заместващите греди

(1) Всяка греда се разглежда като съставена от две ивици, в които се приема различно, но равномерно напречно разпределение на огъващите моменти (фиг.13.4):

- надколонна ивица с ширина от всяка страна на оста по $l_y/4$ (l_y е по-малкият размер на полето);
- средна ивица с ширина $l_y/2$ в направлението на по-малкия отвор l_y или с ширина $(l_x - l_y/2)$ в другото направление.



Фиг.13.4. Ивици и разпределение на моментите

(2) Надколонните ивици са най-близо до схемата на непрекъснатата греда, съдържат директните опори (колони) и затова са с по-

голяма коравина и в тях се разпределя по-голяма част от огъващите моменти в заместващата греда. Средните ивици са индиректно подпрени и в тях се разпределя останалата по-малка част.

13.4. ОСОБЕНОСТИ НА МОДЕЛИ С КРАЙНИ ЕЛЕМЕНТИ

(1) Автоматизираният анализ обикновено се провежда с крайни елементи с линейно еластично поведение. Ефектите в плочите могат да се определят чрез глобален 3-D модел на конструкцията или от самостоятелен модел специално за разгледаната плоча.

(2) В общ пространствен модел ефектите от въздействията се получават с реалистични стойности, ако е отчетена последователността на изграждане на конструкциите и въвеждане на натоварванията. В противен случай в някои от плочите (особено в тези от последните нива на многоетажни сгради) могат да се получат неадекватни разпределения на ефектите, поради нереално скъсяване на тежко натоварените колони в модела от „внезапното” въвеждане на пълното натоварване.

(3) В обичайната практика етажните безгредови плочи най-често се изследват в самостоятелни модели и обикновено върху неподдаваеми ставни опори. В тези случаи за вътрешните колони се изчисляват повисоки стойности на реакциите и на огъващите моменти, а (макар и с неголеми отклонения) в крайните и в ъгловите колони се получават реакции, по-малки от реалистичните. По-същественото е, че в ставните схеми не се определят неизбежните възлови огъващи моменти. Много от конструктивните изисквания за областите на продънване са съобразени с тези несъвършенства на статическите схеми. Трябва обаче да се следи и да се анализира пренасянето на товарите до опорите. Например, познатото „правило на площите” може да се окаже особено ценно за прецизиране на реакциите не само в колоните, но и в стените и особено в части от техните напречни сечения.

13.5. ПРОВЕРКИ ЗА НОСИМОСПОСОБНОСТ

(1) Доказването на огъването се свежда до традиционно изчисляване на надлъжни армировки в плочи.

(2) Основните проверки на продънване са представени в т.7. В монографията [11] са разгледани и редица специални случаи.

13.6. КОНСТРУИРАНЕ НА АРМИРОВКАТА

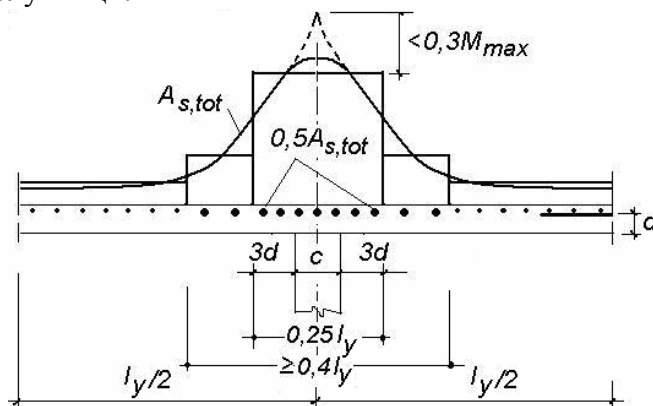
(1) За надлъжната армировка се спазват принципите и изискванията за конструиране на двупосочните плочи (избор на диаметри, гранични коефициенти на армиране, разстояния между прътите, дължини на закотвяне и снаждане – т.10), като се отчитат и особеностите на критичните области на безгредовите плочи, които са представени тук.

(2) Разгледани са само типичните случаи, характерни за конструирането на областите на продънване при колони. Други приложни конструктивни решения са представени в [11].

13.6.1. Особенности на надлъжната армировка

(1) Каквото и моделиране да се приложи, ако то е в еластична постановка, обикновено се получават високи пикови стойности на огъващите моменти, разпространени в тясна област над опорите. В действителност, с образуването на пукнатини и проявата на пластичните свойства на бетона, максималните моменти се редуцират, а зоната им на действие се разширява (фиг.13.5). По тази причина интензивното армиране трябва да е в по-широка ивица – в област с

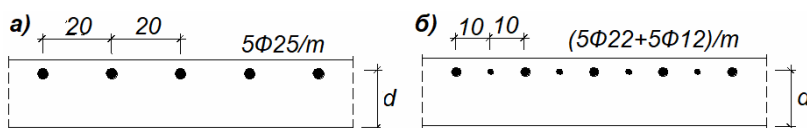
широчина около $l_y/4$ се разполага 50% от тоталната горна армировка, необходима за едно поле. Размерът $l_y/4$ почти съвпада с широчината $(c + 6d)$ на критичната област на продънване (фиг.7.3). В тази област, ако е наложително, разстоянията между горните пръти могат да се намалят до допустимите за греди (фиг.11.9). В частите, които допълват надколонната ивица до широчина $\geq 0,4l_y$, обикновено са достатъчни още $(0,15 \div 0,25)A_{s,tot}$, а останалата горна армировка се разпределя в средните полуивици.



Фиг.13.5. Напречно разпределение на огъването над вътрешна колона

(2) Препоръчва се най-малко 20% от армировката над опора в надколонна ивица да преминава непрекъсната до съседните опори. Допуска се без горна армировка да се конструират (евентуално) само областите на пресичане на условни средни ивици от безгредовата плоча и то при доказване на провисванията и на ограничено отваряне на пукнатини в опънатата зона вследствие дълготрайните процеси.

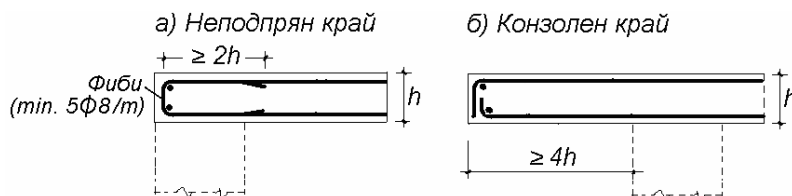
В зона от напречно сечение, подложена на еднородни деформации (напр. опънни), трябва да се избира армировка от един клас. Друго правило, което се разпространява, е прътите да не се различават с повече от „два съседни диаметъра“, за да се избягва неблагоприятна концентрация на сили и деформации. То звучи логично, но не трябва да се абсолютизира. Ако горната армировка в плочата на фиг.13.5А.а $5\Phi 25/m$ ($2450mm^2/m$) не смущава, то разпределението на същото количество на фиг.13.5А.б е много по благоприятно. И напълно допустимо, защото въпреки голямата разлика в диаметрите, за всяка група пръти поотделно е спазено изискването за максимално разстояние между тях. Този анализ е във връзка с най-технологичния и контролируем (според автора) подход за армиране на безгредовите плочи: базова обща мрежа от пръти с оптимално малък диаметър и усилители с произволен диаметър между тях.



Фиг.13.5А. Анализ за армировката в плоча над опора

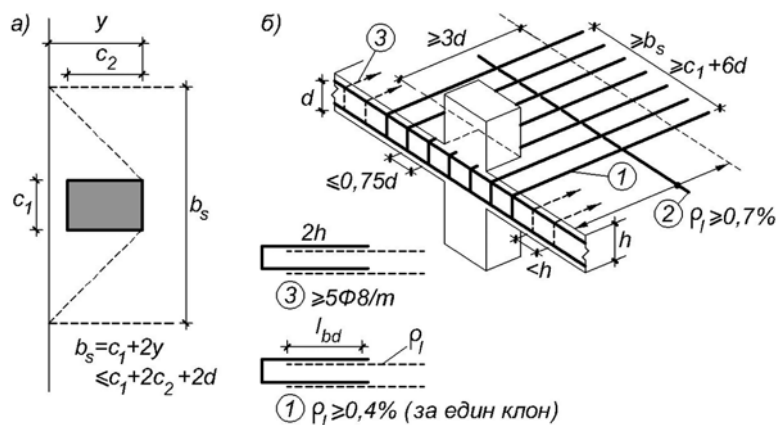
(3) Трябва да се прави разлика между *неподпрян край* между колони на безгредова плоча (фиг.13.6.а) и *свободен* (конзолен край) на плоча изобщо – фиг.13.6.б. В първия случай, поради надлъжното огъване, се появява усукване на края и армировъчните фиби са необходими. В другия случай са достатъчни правите куки на горната и на долната армировка.

(4) В областите на крайните и ъгловите колони надлъжните армировки в плочата трябва да са в състояние да предават огъващи моменти, а крайните ивици да притежават достатъчна носимоспособност на



Фиг.13.6. Армировка, перпендикулярна на краища на плочи

усукване. За крайната колона на фиг.13.7 горната армировка поз.1 в ивицата b_s , трябва да е надеждно закотвена и затова в края е конструирана във вид на фиби. Тази армировка осигурява и усукването, затова продължава и като долна, която може да бъде снабдена с по-нисък процент за полето. В ивицата b_s се предава момент, но тя трябва да се приеме с ширина не по-малка от $(c_1 + 6d)$ за осигуряване на продънването (сравни с фиг.7.3). Редуцираното усукване и срязване по неподпрените краища на плочата извън областите на колоните се обхваща с конструктивни фиби (поз.3). Горните надлъжни пръти поз.2 гарантират диктилност на надлъжната надколонна ивица и осигуряват добра стойност на коефициента на армиране, необходим за по-висока носимоспособност на срязване на бетона в зоната на продънване. Ако фактическите разрезни усилия изискват по-високи стойности, те са меродавни. При конзоли с $l_c \geq 4d$ фибите могат да се заместят от обичайните горни и долни армировки с прави куки (фиг.13.6.б). Областите от плочите при ъглови колони се конструират с фиби в двете направления.



Фиг.13.7. Надлъжно армиране на плоча в областта на крайна колона

Областите на продънване при крайни и ъглови колони с плочи без конзолни части са критични и трябва да се конструират коректно (фиг.13.7А). За нерегулярни конструкции със значителна ротация трябва да се предпочита решението с периферни греди, без значение дали са част или не от рамки, които поемат сеизмични въздействия.



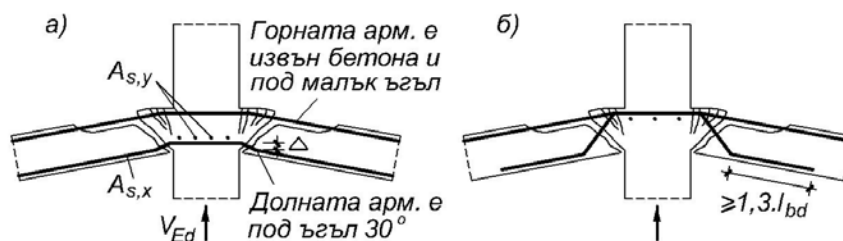
Фиг.13.7А. Продънване по време на изграждане

(5) Съществено при вътрешните по-тежко натоварени колони е предотвратяването на прогресивно разрушаване на плочата след

евентуално продънване (*post-punching resistance*). За области без напречна армировка или с недостатъчна ротационна способност то е крехко, а горната армировка практически не действа и дори се отделя от плочата (фиг.13.8.а). След образуване на пирамида на продънване и реализиране на премествания Δ , долната армировка, която преминава в коло-ната, започва да действа като дюбели, наклонява се под ъгъл $\beta \approx 30^\circ$ и се натоварва на опън. От вертикалното равновесие на фиг.13.8.а и при $\sin\beta = 0,5$, сумарната армировка в двете направления, която трябва да премине през колоните или да се закотви в тях, се изчислява от

$$A_{s,x} + A_{s,y} = V_{Ed} / f_{yk}, \quad (13.2)$$

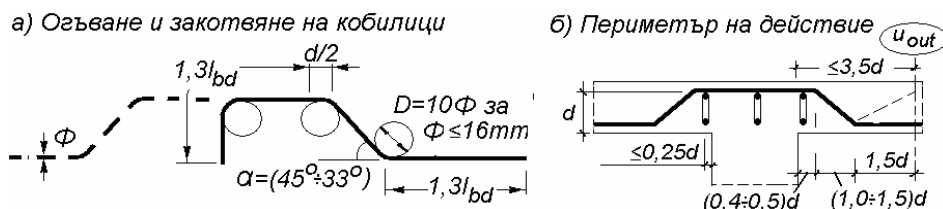
където реакцията V_{Ed} се определя с коефициенти за натоварване $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$, тъй като се разглежда извънредна изчислителна ситуация. Вместо долна армировка, в рамките на колоната може да се използват и добре закотвени огънати пръти (кобилицы) – фиг.13.8.б. В [2] се съдържа само препоръка – по два долни пръта във всяко направление на преминават или да се закотвят в колоната.



Фиг.13.8. Извънредно осигуряване сред продънване

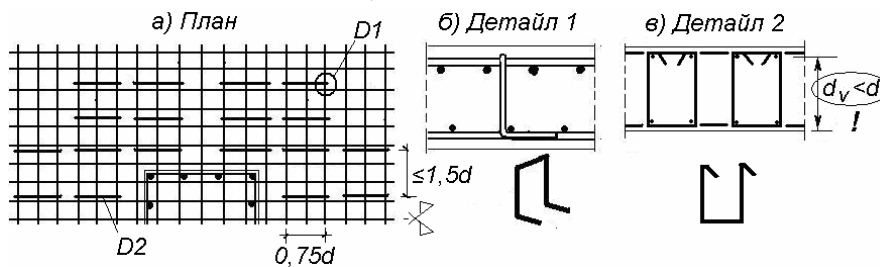
13.6.2. Конструирание на напречна армировка за продънване

(1) Популярните у нас кобилицы (фиг.13.9.а) осигуряват ограничена област (фиг.13.9.б) и по-малки продънващи сили (т.7.2.).



Фиг.13.9. Класиката

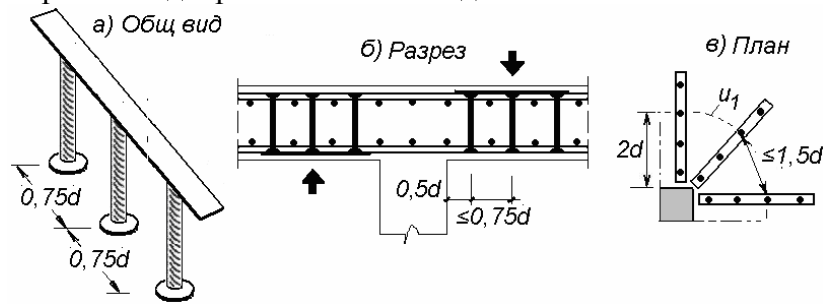
(2) „Столчетата” се монтират след и обхващат и двата реда горна армировка (фиг.13.10.б). На фиг.13.10.в стремената обхващат един ред опънна армировка, затова е необходимо в изчисленията полезната височина да се редуцира до d_v (до оста на долния ред пръти).



Фиг.13.10. Стремената са евтино, но трудоемко и ненадеждно решение

(3) Дюбелите с две глави се монтират обединени с тънки метални шини във вид на гребени преди или след полагането на надлъжната армировка в плочата и почти не се влияят от начина на нейното конструирание (фиг.13.11). Доставят се от стомана клас В500 в широка

гама от диаметри и височини. За техния диаметър се препоръчва изборът $\phi \leq d/12$. Закотвянето им е изключително чрез главите (т.7А.4), в някои страни са одобрени и за плочи с дебелина 180mm.

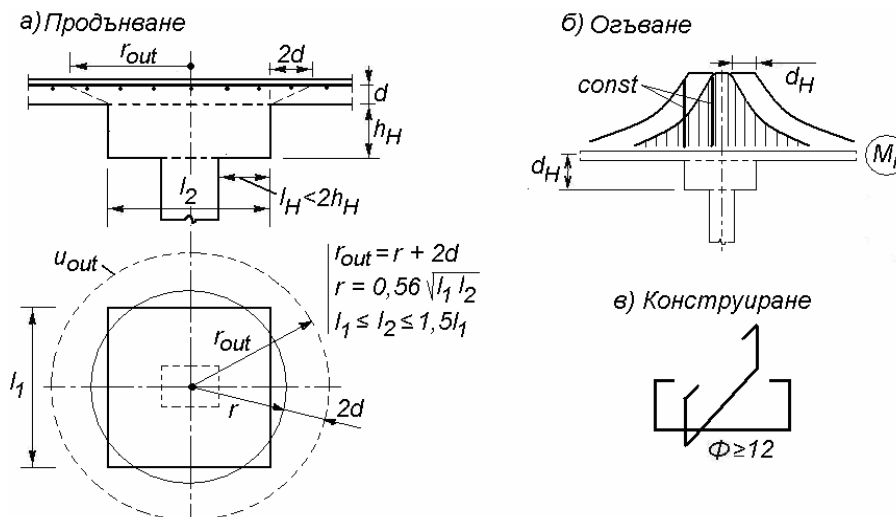


Фиг.13.11. Съвременно и надеждно овладяване на продънването

13.7. СТОМАНОБЕТОННИ КАПИТЕЛИ

(1) Те са с компактни размери и всъщност са разширения на тежко натоварените вътрешни колони (*shear caps*). Целта на капителите е да се увеличи опорната площ и да се намали срязването на плочите до ниво, за което не е необходимо напречна армировка.

(2) Когато $l_H < 2h_H$, капителът се дефинира като висок и не се проверява (фиг.13.12.а). Меродавно е само продънването на плочата.



Фиг.13.12. Параметри при високи стоманобетонни капители ($l_H < 2h_H$)

(3) Ако капителят е издължен (правоъгълен) в план и срязването по страните му е неравномерно разпределено. Затова проверката на продънване на плочата е по редуциран условен концентричен периметър u_{out} с радиус r_{out} (фиг.13.12.а). За кръгли капители периметрите на продънване на плочата се определят без особености.

(4) Високият капител е корава област, а малките му размери в план не създават условия за редуция на ефектите от огъването на плочата, например намаляване на горната опънна армировка (фиг.13.12.б). Причина е отместването (разтягането) на диаграмата на опънните сили.

(5) При по-големи размери в план ($l_H > 2h_H$), необходими за редуциране на срязването в плочата по увеличен контролен периметър u_{out} , явлението продънване се проявява и в капитела (по обичайния периметър u_1), който може да се определи като широк. Ако все пак обаче размерите му са ограничени ($l_H < 4h_H$), той остава относително корав и за огъването на плочата са в сила препоръките от фиг.13.12.б.

(6) Уширения с $l_H > 4h_H$ се проектират като удебеления на плочи и задължително се моделират заедно с тях.

13.8. ЧИСЛЕНИ ПРИМЕРИ

Те са актуализиран прочит на демонстрациите в книгата [11], където са систематизирани следните изходни данни и предпоставки:

(1) Случаите на продънване около стоманобетонни колони са от регулярна безгредова етажна плоча с отвори около 6,0m.

(2) Материалите за плочата са приети в съответствие с т.13.1(4):

- бетон клас C25/30 и обикновена армировка клас B500.

(3) Дебелината на плочата е избрана от условие (13.1) и от предварителни изчисления за носимоспособност при огъване:

- $d \approx l/30 = 200mm$;

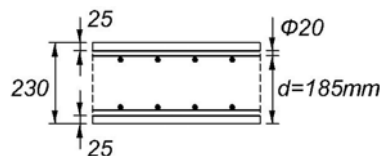
- предполага се диаметър на долната армировка $\phi \leq 14mm$ и

$$h = d_{\max} + (c_{\min} + \Delta c) + \phi/2 = 200 + (15 + 5) + 7 = 227 \approx 230mm;$$

- бетонно покритие и средна полезна височина на горната армировка с диаметър $\phi \leq 20mm$ (фиг.13.13):

$$d = h - (c_{\min} + \Delta c) - \phi = 230 - (20 + 5) - 20 = 185mm;$$

- номиналното бетонно покритие на външния ред долна армировка е прието както за горната (фиг.13.13): $c_{nom} = 25mm$ осигурява достатъчно покритие и в случай, че се прилагат (евентуално) стремена с диаметър $\phi \leq 10mm$, които обхващат всички надлъжни армировки в плочата.



Фиг.13.13. Номинални бетонни покрития на армир.в плочата

13.8.1. Пример: продънване при вътрешна колона - стремена

А. Изходни данни:

1. Геометрия: фиг.13.13 и фиг.13.14.а.

2. Материали: горна арм. $8\phi 18/m$ в двете направления:

$$\rho_l = 0,011 \leq 0,02.$$

3. Реакция в колоната: $V_{Ed} = 660kN$.

Б. Проверка за носимоспособност без напречна армировка

1. Контролен периметър $u_1 = 392cm$.

2. Продънващата сила $\beta V_{Ed} = 1,15 \cdot 660 = 760kN$.

3. $k = 1 + \sqrt{200/185} > 2,0$, прието $k = 2,0$.

4. Изчислителна носимоспособност на бетона на срязване при продънване (напрежение):

$$v_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2,0 (1,1 \cdot 25)^{1/3} \right] = 0,724MPa.$$

5. Необходимия периметър на срязване:

$$u_{out} = \beta V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d) = 760 / (0,724 \cdot 18,5) = 567cm.$$

6. Проверка:

$$392cm < u_{out} = 567cm < 1,5 \cdot 392 = 588cm - \text{необходимо е напр. армиране.}$$

В. Изчисляване на напречна армировка (стремена - $\sin \alpha = 1,0$)

1. Определяне на областта на армиране l_w :

- u_{out} се описва на $r = (567 - 4 \cdot 40) / (2\pi) = 64,8cm$ от колоната;

$$-l_w = 64,8 - 1,5d = 37,1cm.$$

5. Определяне на частта от продънващата сила за поемане с арм.:

$$V_{Rd,s} = (\beta V_{Ed} - 0,75 v_{Rd,c} u_1 d_v) = 760 - 0,75 \cdot 0,724 \cdot 392 \cdot 18,5 = 366kN;$$

$$V_{Rd,s} \geq 0,5 \beta V_{Ed} = 0,5 \cdot 760 = 380kN.$$

6. Ефективно изчислително съпротивление на напр. армировка:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot 185 = 296 \text{ MPa} \leq f_{ywd} = 435 \text{ MPa}.$$

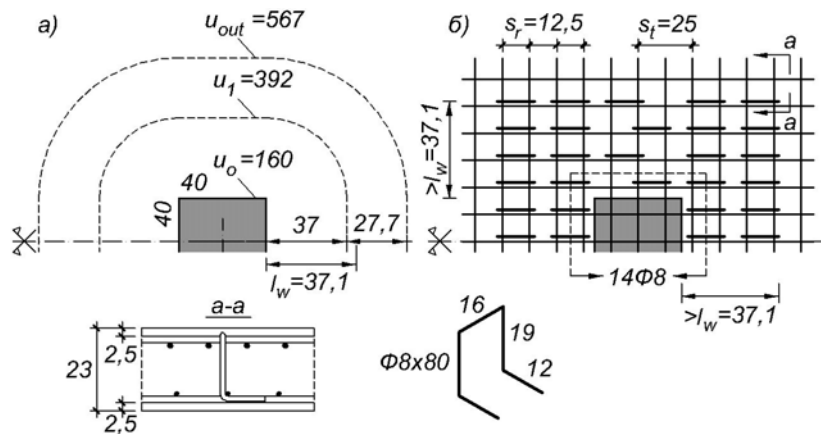
7. Площ на напречната армировка, необходима в един периметър около колоната:

$$A_{sw} = V_{Rd,s} / [f_{ywd,ef} \cdot 1,5d_v / (0,75d_v)] = 380 / [29,6 \cdot 2,0] = 6,4 \text{ cm}^2;$$

Приети: 14 ϕ 8 (фиг.13.14.б).

8. Контрол за достатъчност на опорното сечение:

$$v_{Ed,max} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 d) = 760 \cdot 10 / (160 \cdot 18,5) = 2,5 \text{ MPa} < 0,25 f_{cd} = 4,2 \text{ MPa}$$



Фиг.13.14. Пример 3.1 – нормални стремена

Г. Изчисляване на долна армировка над колоната – т.13.6.1(5)

1. Характеристична стойност на реакцията в опората:

$$V_{Ek} \approx V_{Ed} / 1,4 = 660 / 1,4 = 470 \text{ kN}.$$

2. Армировка в двете направления:

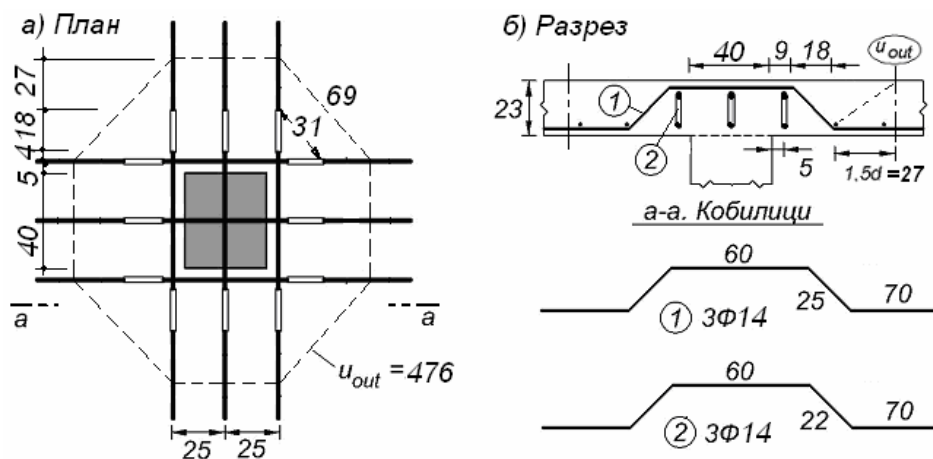
$$A_{s,x} + A_{s,y} = V_{Ek} / f_{yk} = 470 / 50 = 9,4 \text{ cm}^2.$$

Приети: по 3 ϕ 16 за всяко направление

13.8.2. Пример: максимална носимоспособност с кобилицы

Численият пример от т.13.8.1 е интерпретиран като *права задача*:

- зададено е конструиране съгласно изискванията на фиг.7.7А;
- определена е носимоспособност чрез формирания u_{out} ;
- накрая е определен необходимият диаметър на прътите (фиг.13.15).



Фиг.13.15. Конструиране и носимоспособност с огънати пръти

(1) Граничен външен периметър u_{out}

Тъй като разстоянието между долните огъвки на прътите при ъглите на колоната е по-голямо от допустимото ($31 > 1,5d = 27$), за u_{out} е приета консервативна полигонална форма: $u_{out} = 476 \text{ cm}$.

(2) Гранична носимоспособност:

$$V_{Rd,cs} = v_{Rd,c} \cdot m_{out} \cdot d = 0,0724 \cdot 476,18 = 620 \text{ kN}.$$

Тя е резултат от геометрията на възела и не зависи от броя и диаметъра на огънатите пръти. Може да бъде повишена чрез класа бетона и коефициента на надлъжно армиране с горна армировка.

(3) Носимоспособност на бетона (пример от т. 13.8.1):

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot m_1 \cdot d = 0,0724 \cdot 392,18,5 = 510 \text{ kN}$$

(4) Принос на огънатите пръти:

$$V_{Rd,cs} / V_{Rd,c} = 620 / 510 \approx 1,20 \text{ (около 20\%)}$$

(5) Диаметър на кобилиците:

- сила поемана с армировка: $V_{Rd,s} \geq 0,5V_{Rd,sc} = 310 \text{ kN}$

- площ на напречните сечения на всички клонове (т. 7.2.3.В):

$$A_{sw} = V_{Rd,s} / (f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \cdot 1,5d_v / s_r) = 310 / (29,6 \cdot 0,71) = 15,0 \text{ cm}^2$$

Кобилици: 2x3 $\phi 14$

Забележка:

Препоръчват се следните ограничения на диаметъра на напречната армировка за продънване:

- стремена и дюбели: $\phi \leq d / 20$;

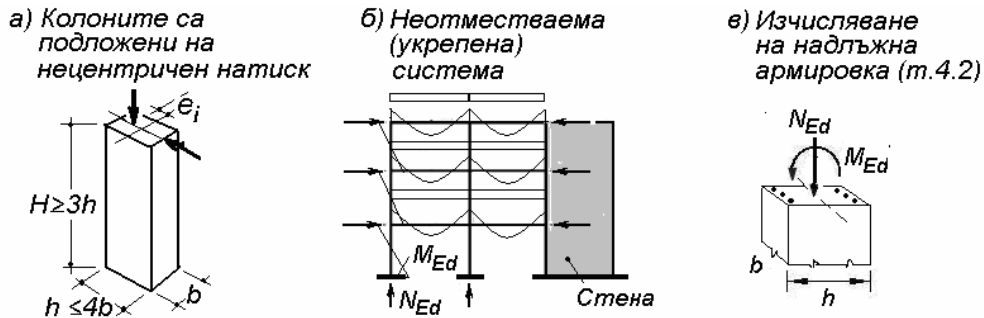
- огънати пръти: $\phi \leq d / 12$.

14. КОЛОНИ

В колоните, които поемат вертикалното натоварване от между-етажните конструкции, преобладават натисковите усилия N_{Ed} . Те са съпроводени с огъване M_{Ed} (нецентричен натиск), даже и когато колоните не са стойки от рамки и са приети със ставни краища. Причина за това са несъвършенствата (имперфекциите) на изпълнението и неизбежните ексцентритети на вертикалните натоварвания (т.14.2.1).

Напречните сечения се приемат обикновено правоъгълни с ограниченията от фиг.14.1.а.

Тук се разглеждат колоните от хоризонтално неотместваема (укрепени) системи. Елементите, които гарантират условна неотместваемост на възлите, са стоманобетонни стени (шайби) и ядра (фиг.14.1.б).



Фиг.14.1. Колоните са вертикални елементи на скелетни к-ции

14.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

14.1.1. Напречни сечения, покрития и огнеустойчивост

(1) При обичайни условия на суха среда клас ХС1 дълготрайността се гарантира с минимален клас на бетона С20/25 (т.3.3.2).

(2) За традиционния клас S4 на конструкциите *номиналните* (проектните) бетонни покрития са (т.3.3.3 и фиг.3.5):

- за стремената с диаметър $\phi_w \leq 16mm$: $c_{nom} = 15 + 10 = 25mm$;
- за надл. пръти с диаметър ϕ_L : $c_{nom} = 25 + \phi_w \geq \phi_L + 10mm$.

Тези стойности обикновено удовлетворяват изискванията за **a** при R 90 (табл.14.1).

(3) Препоръчва се минимална широчина на напречните сечения $250mm$ и $D=250mm$. По-малки размери могат да се допуснат при етажна височина на колоните $l \leq 2,5m$ и стройност $\lambda = l_0 / i \leq 30$.

(4) Напречните сечения, броят на надлъжните пръти **n** и разположението на надлъжната армировка **a** се контролират и от границата на огнеустойчивост **R** при стандартен пожар – т.5.3.2 от [4]. В табл.14.1 са представени комбинации от най-ниските стойности $b_{min} / h_{min} / a - n$ и $D_{min} / a - n$ в зависимост от етажната височина на монолитни колоните **l**.

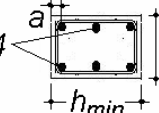
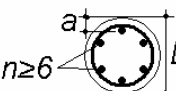
14.2. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНИТЕ УСИЛИЯ

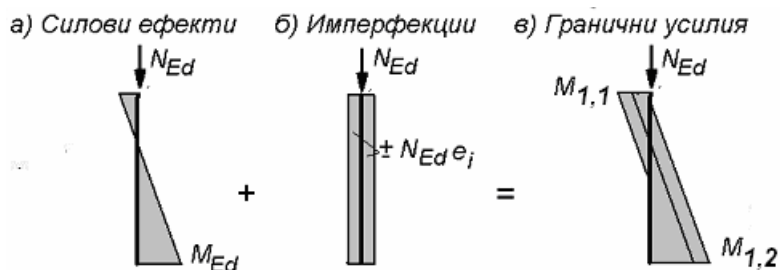
14.2.1. Ефекти от I ред

(1) Чрез традиционното изследване на рамки или на самостоятелни колоните като еластични прътови системи се определят т.н. *силови изчислителни ефекти от I ред* (фиг.14.2.а) - огъващи моменти M_{Ed} и осови сили N_{Ed} , които са с ексцентритет

$$e_1 = M_{Ed} / N_{Ed} \quad (14.1)$$

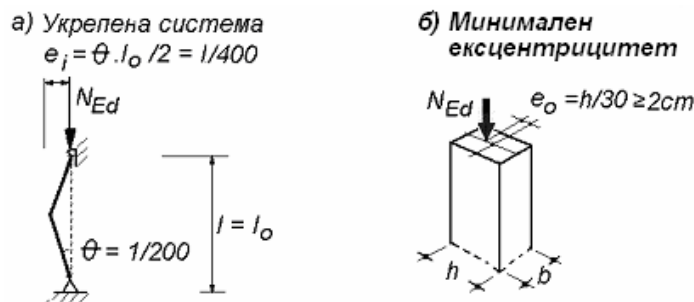
Таблица 14.1. Минимални напречни сечения и конструктивни изисквания на монолитни колони на сгради

R	Комбинации $b_{min} / h_{min} / a - n$	$n \geq 4$ 	$n \geq 6$ 
	$l \leq 3,0m$	$l = 3,5m$	$l = 4,0m$
R60		250/250/40-4 D250/40-6	
R90	300/400/40-4 350/350/40-4 250/300/45-4 D250/40-6	400/400/40-4 300/300/45-4 250/400/45-4 250/300/40-6 D250/40-6	300/300/40-6 250/400/40-6 250/300/45-6 D300/40-6 D250/45-6
R120	250/450/45-6 300/400/45-6 350/350/45-6 D330/45-6 D250/50-6	300/500/45-6 350/450/45-6 400/400/45-6 300/300/50-6 D300/50-6	400/400/45-8 350/500/45-8 350/350/50-8 D330/50-6



Фиг.14.2. Гранични усилия от I ред (меродавни за нестройни колони)

(2) При анализа на колоните трябва да се отчетат несъвършенствата от отклонения в геометрията при изпълнението, които се отчитат с ексцентрицитет e_i (фиг.14.3.а).



Фиг.14.3. Несъвършенства при колоните и заместването им с начални ексцентрицитети e_i (а) и минимален огъващ момент в колоните (б)

Случайните ексцентр. e_i увеличават огъващите моменти (фиг.14.2.б) и трябва да се добавят към силовите e_1 от I ред. Така се формира общият ексцентрицитет от I ред, който във всички случаи се приема не по-малък от e_0 :

$$e_1 + e_i \geq e_0, \quad (14.2)$$

където $e_0 = h / 30 \geq 20mm$ (14.3)

Меродавният изчислителен момент от I ред е (фиг.14.2.в):

$$M_{1,1}(M_{1,2}) = (e_1 + e_i) N_{Ed} \geq e_0 \cdot N_{Ed}. \quad (14.4)$$

(3) Усилията $M_{1,1}$ (или $M_{1,2}$) и N_{Ed} са окончателни за нестройни колони и са меродавни за проверките на носимоспособност (т.14.3).

(4) При стройни колони се отчитат и ефектите от II ред.

14.2.2. Ефекти от II ред

14.2.2.1. Ефективна дължина l_0 и стройност λ

(1) l_0 е дължина на фиктивна ставна колона, която има параметри на устойчивост както фактичестката колона. За неотместваеми самостоятелни колони характерни са случаите са известни - фиг.14.4.а.

(2) Стойките на рамки също могат да се разглеждат като самостоятелни колони, ако се определи достоверно тяхната изкълчвателна дължина l_0 . При неотместваемите (укрепените) рамки тя зависи от параметрите на присъединените във възлите греди от междуетажните конструкции, но във всички случаи е в границите $0,5l \leq l_0 \leq 1,0l$ (фиг.14.4.б). Консервативно и с достатъчна за проектирането точност може да се приеме:

- при монолитни гредови конструкции: $l_0 = 0,7l$;

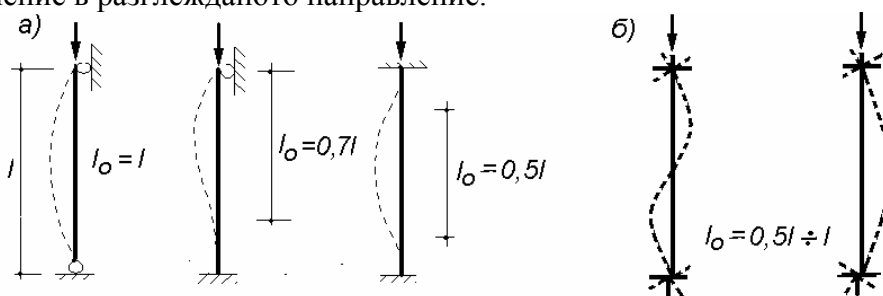
- при монолитни безгредови подове: $l_0 = l$,

където l е етажната височина.

(3) Стройността λ е параметър за оценка на допълнителното огъване на колоните от действието на осовите сили (ефекти от II ред):

$$\lambda = l_0 / i, \quad (14.5)$$

където $i = \sqrt{I_c / A_c}$ е инерционният радиус на бетонното напречно сечение в разглежданото направление.



Фиг.14.4. Ефективни дължини на самостоятелни колони (а) и на стойки от укрепени рамки (б)

(4) По принцип максималната стройност на колоните не се ограничава. В практиката обаче, дори и при ниски стойности на изчислителното натоварване, стройности по-големи от 100 са изключение.

14.2.2.2. Гранична стройност λ_{lim} - къси и стройни колони

(1) λ_{lim} се използва като практичен критерий за класифициране на колоните и за уточняване на усилията в тях:

- в нестройните (къси) колони с $\lambda \leq \lambda_{lim}$ е достатъчно изследване на критичните сечения на нецетричен натиск с традиционно определените гранични огъващи моменти от I ред, вкл. имперфекциите от т.14.2.1 и съответните осови сили;

- за по-гъвкавите стройни колони с $\lambda > \lambda_{lim}$ е необходимо отчитане и на ефектите от II ред (допълнителното огъване на деформираната ос на колоната от действието на осовата сила), ако приносът им към общото отъване е повече от 10% .

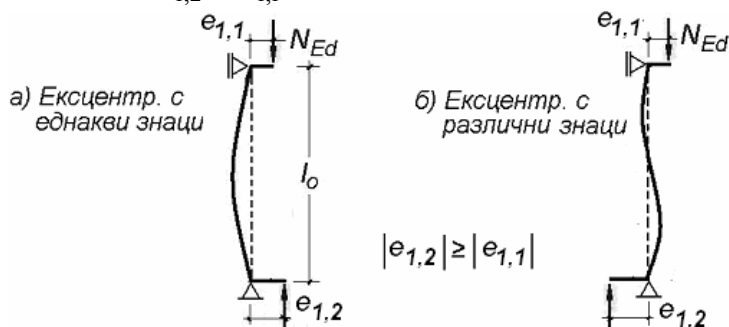
(2) Граничната стройност λ_{lim} се изчислява и зависи от множество параметри и изходни приемания (вж. т.5.8.3.1 на [2]). При неуспешна прогноза на някои от тях, обикновено се получават неадекватни стойности. От анализа на изискванията на [2] със съвместими стойности на параметрите и на относителната натискава сила се

определя връзката (14.6). Тя е със структурата на условието, залегнало в [13], но е по-консервативна.

(3) Началните хоризонтални премествания между неотместваемите възли зависят от разпределението на огъващите моменти от I ред в рамките на етаж. Те са най-големи при еднозначни моменти по височината на колоната (фиг.14.5.а) и значително по-малки при двузначно огъване (фиг.14.5.б). Затова лимитиращата стройност се определя от

$$\lambda_{\text{lim}} = 25(1,7 - e_{1,1} / e_{1,2}), \quad (14.6)$$

където ексцентрицитетите от I ред се изчисляват по (14.1) и се приемат със своите знаци, а $|e_{1,2}| \geq |e_{1,1}|$.



Фиг.14.5. Влияние на разпределението на моментите от I ред върху деформациите на колоните

(4) Анализът на (14.6) показва:

- при случаен ексцентрицитет ($e_{1,1} = e_{1,2} = e_0$): $\lambda_{\text{lim}} \approx 20$;
- при триъгълна моментова диаграма ($e_{1,1} = 0$): $\lambda_{\text{lim}} \approx 40$;
- при обичайна двузначна диаграма ($e_{1,1} = -e_{1,2} / 2$): $\lambda_{\text{lim}} = 55$;
- при равностойна двузначна диаграма ($e_{1,1} = -e_{1,2}$): $\lambda_{\text{lim}} \approx 65$.

14.2.2.3. Меродавни моменти при стройни неотместв. колони

(1) При хоризонталното деформиране на колоната, вертикалното натоварване N_{Ed} действа с допълнителни ексцентрицитети e_2 спряво недеформираната ос и формира допълнителни огъващи моменти

$$M_2 = e_2 N_{Ed}, \quad (14.7)$$

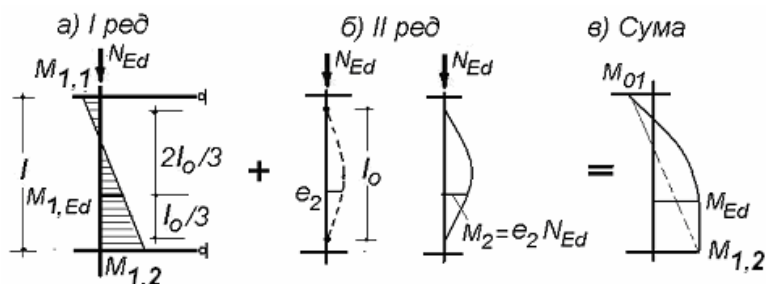
които са най-големи в средната третина на изкълчвателната дължина l_0 на колоната (фиг.14.6.б). Затова при неотместваемите колони M_2 не увеличават големите възлови моменти от I ред $M_{1,1}$ и $M_{1,2}$ на фиг.14.6. Приема се, че момент от II ред може да има значим принос към един отдалечен от възлите вътрешен момент (фиг.14.6.а)

$$M_{1,Ed} = 0,6M_{1,2} + 0,4M_{1,1} \geq 0,4M_{1,2}, \quad (14.8)$$

където $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ са възловите моменти от I ред със своите знаци.

(3) Носимоспособността при нецентричен натиск на стройните колони на всеки етаж се проверява с по-големия от двата момента:

$$M_{1,2} \text{ или } M_{Ed} = M_{1,Ed} + M_2 = (e_1 + e_i)N_{Ed} + e_2 N_{Ed} \geq e_0 N_{Ed}. \quad (14.9)$$



Фиг.14.6. Меродавни моменти в колона от неотместваема рамка

(4) За общия ексцентрицитет e на силата, който произтича от форм.(14.9), също е необходимо да се спазва условие (14.2):

$$e = (e_1 + e_i) + e_2 \geq e_0. \quad (14.9a)$$

При колони, ставно свързани с конструкцията, $e_1 = 0$ и

$$e = e_i + e_2 \geq e_0. \quad (14.9b)$$

Забележка:

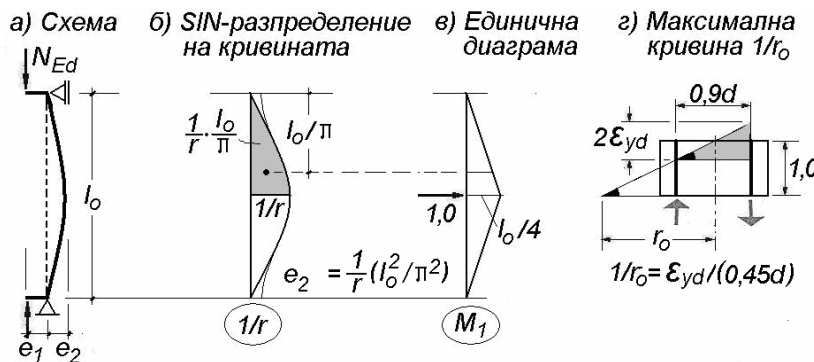
В първото издание на книгата, както и в много наши и чужди източници, e_0 се разглежда като отделна имперфекция, която се добавя към останалите ексцентрицитети. Причина за това е неясният текст в т. 6.1 на [2]: “For cross-sections with symmetrical reinforcement loaded by the compression force it is necessary to assume the minimum eccentricity, $e_0 = h/30$ but not less than 20 mm where h is the depth of the section”.

Поради това се обсъжда следната му промяна: “For cross-sections loaded by an axial compression force N_{Ed} the section should be designed for a minimum moment of at least $-N_{Ed} \cdot e_{d,min}$ where $e_{d,min} = \max(h/30, 0.02 [m])$ ”.

14.2.2.4. Определяне на e_2

(1) Преместването e_2 се изчислява по класическите методи на строителната механика. По-достъпен е „методът на номиналната кривина”, при който в интеграла за преместването от огъване се приема разпределение на кривината на колоната по синусоида (фиг.14.7):

$$e_2 = \int M_1 \cdot (1/r) dx = 2 \frac{1}{r} \frac{l_0}{\pi} \frac{2}{\pi} \frac{l_0}{4} = \frac{1}{r} (l_0^2 / \pi^2) \approx (1/r) l_0^2 / 10. \quad (14.10)$$



Фиг.14.7. Методът на номиналната кривина – определяне на ексцентрицитета от втори ред e_2 и на максималната кривина $1/r_0$

(2) За колони с постоянно и симетрично напречно сечение и армиране, кривината в средата на ефективната височина l_0 може да достигне максимална кратковременна стойност

$$(1/r_0) = 2\epsilon_{yd} / (0,9d) = (f_{yd} / E_s) / (0,45d), \quad (14.11)$$

която съответства на провлачане и на опънатата и на натисковата армировка, т.е. на случай на нецентричен натиск с голям ексцентрицитет.

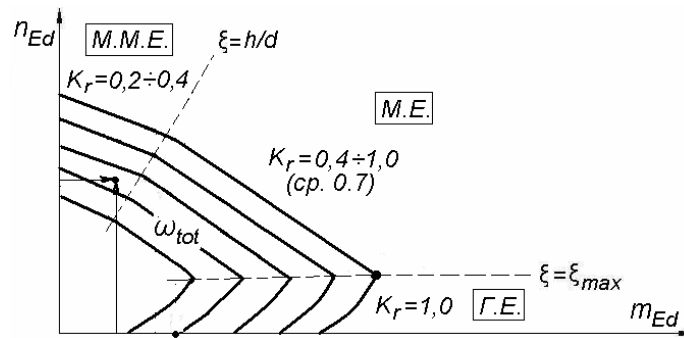
(3) Тази стойност трябва да се редуцира в случаите на малък и много малък ексцентрицитет, но трябва да се завиши заради продължителния ефект от пълзене на бетона:

$$1/r = K_r K_\phi (1/r_0). \quad (14.12)$$

(4) В т.5.8.8.3 (3) от [2] се препоръчва итерационно определяне на коефициента за кривина в зависимост от относителната нормална сила $n_{Ed} = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ и необходимия механичен коефициент на армиране $\omega_{tot} = (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$ на меродавното напречно сечение:

$$K_r = \frac{n_u - n_{Ed}}{n_u - 0,4} = \frac{1 + \omega_{tot} - n_{Ed}}{1 + \omega_{tot} - 0,4} \leq 1,0. \quad (14.13)$$

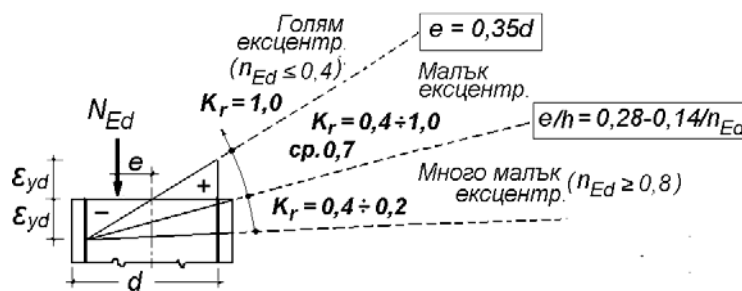
Този подход е удачен, ако при изчисляването на симетричната армировка се използват интеракционни диаграми (фиг.14.8). В този случай се определя ω_{tot} и чрез ф-ла (14.13) може да се уточни K_r .



Фиг.14.8. Чрез интеракционните диаграми може да се определи K_r .

Анализите върху трите случая на нецентр. натиск дават възможност за първоначален (и окончателен!) приемлив избор на K_r (фиг.14.9). Удачният избор се нуждае от прогноза на крайния ексцентрицитет на база на този от I ред. Например:

Проверките само от несъвършенства e_1 + ефекти от II ред e_2 попадат в областта на много малките ексцентрицитети и обикновено се приема $K_r \leq 0,4$!



Фиг.14.9. Избор на коефициент K_r за колони с правоъгълни сечения

(5) Коефициентът за пълзене също зависи от много параметри - т.5.8.8.3(4) от [2]:

$$K_\phi = 1 + (0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150) \phi_{ef} \geq 1,0. \quad (14.14)$$

Тъй като с увеличаване на f_{ck} ефективният коефициент на пълзене ϕ_{ef} намалява, достатъчно е да се използва следната приблизителна връзка:

$$K_\phi = 1,8 - \lambda / 90 \geq 1,0. \quad (14.15)$$

(6) Окончателният израз за изчисляване на ексцентрицитета от II ред за колони със симетрични напречни сечения и със симетрична надлъжна армировка от стомана клас B500 е

$$e_2 = 4,9 \cdot 10^{-4} K_r (1,8 - \lambda / 90) l_0^2 / d, \quad (14.16)$$

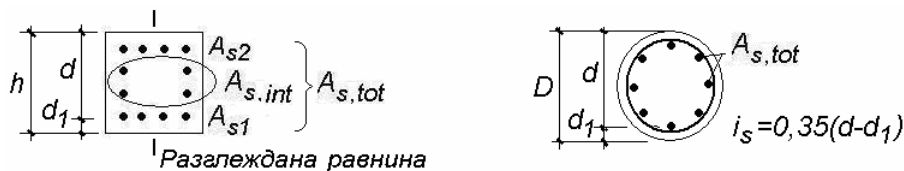
като за ст. клас B420 стойността се редуцира с коефициент $420/500 = 0,84$. Ако не цялата армировка е съсредоточена в краищата на сеченията, а част от нея е разпределена като вътрешна $A_{s,int}$ (фиг.14.10), само за формула (14.16) се приема редуцирана стойност на полезната височина

$$d = h/2 + i_s, \quad (14.17)$$

където i_s е инерционният радиус на общата надлъжна армир. $A_{s,tot}$. За обичайните напречни сечения това условие означава (фиг.14.10):

- при правоъгълни напречни сечения с $A_{s,int} \geq 0,25 A_{s,tot}$ ексцентрицитетът e_2 се увеличава с коефициент 1,10;

- при кръгли напречни сечения e_2 се увеличава с коефициент 1,15.



Фиг.14.10. Дефиниране на надлъжната армир. в напречните сечения

(7) За колони с правоъгълни сечения относителният ексцентрицитет от II ред може да се представи като функция на отношението l_0/h :

$$e_2/h = \alpha K_r (1,8 - 0,04l_0/h) \cdot (l_0/h)^2, \quad (14.18)$$

където α се приема от следващата таблица.

Таблица 14.2. Коефициенти $\alpha \cdot 10^4$

Клас на армир.	d_1/d	
	0,10	0,15
B500	5,45	5,75
B420	4,55	4,85

14.3. ОСОБЕНОСТИ ПРИ ПРОВЕРКИТЕ НА ОГЪВАНЕ С ОСОВИ СИЛИ (НЕЦЕНТРИЧЕН НАТИСК)

(1) Обикновено не се проверява носимоспособност, а се изчислява надлъжната армировка. Тя се приема симетрична за симетричните напречни сечения на колоните по технологични причини и поради (най-често) двузначното разпределение на огъващите моменти при рамки.

(2) Ако не се използват автоматизирани решения или интеракционни диаграми, а процедурите в т.4.2, необходимо е да се оцени относителната големината на ексцентрицитета на осовата сила.

(3) Ако колоната е подложена само на случайни ексцентрицитети (имперфекции), те се разглеждат независимо в двете главни направления на напречното сечение. Ако в тези случаи в сечението се конструира и вътрешна армировка, най-икономично е решението по т.4.2.4(3). Двете направления се проверяват независимо и ако само едното от тях е с фактически (силов) ексцентрицитет.

(4) Колони с правоъгълни напречни сечения без силово огъване в разглежданото направление, с ефективна дължина $l_0 \leq (l_0)_{\max}$ и с надлъжна армировка, симетрично аранжирана в сечението, могат да се изчисляват при спазване на условието

$$N_{Ed} \leq \varphi_0 (f_{cd} A_c + f_{yd} A_{s,tot} / k_{int}), \quad (14.19.a)$$

където φ_0 е коефициент, който се приема по табл.14.3;

$A_c = b \cdot h$ - площ на бетонното сечение;

$A_{s,tot}$ - площ на сечението на всички надлъжни армировъчни пръти;

k_{int} - коефициент, който се прогнозира от фиг. 4.7, ако в сечението се предвиждат междинни пръти по страните, успоредни на разглежданата равнина (ако междинна армировка липсва, $k_{int} = 1,0$).

От условие (14.19.a) обикновено се изчислява надлъжната армировка:

$$A_{s,tot} = k_{int} (N_{Ed} / \varphi_0 - f_{cd} A_c) / f_{yd}. \quad (14.19.б)$$

Таблица 14.3. Стойности на коефициента φ_0

$h, \text{ mm}$	250	300	400	500	≥ 600
$(l_0)_{\max}, \text{ m}$	3,10	3,50	4,20	5,00	$\leq 6,00$
φ_0	0,79	0,83	0,88	0,91	0,92

Забележки:

1. Граничните изкълчванелни дължини $(l_0)_{max}$ съответстват на сумарни ексцентрицитети от несъвършенства e_i и от ефекти от II ред e_2 със стойност $e_0 = e_i + e_2 = 20mm$ ($e_0 = h/30$ за $h > 600mm$).
2. Коефициентите ϕ_0 са определени съгласно т.4.2.3(6) за покритие до центъра на армировките $d_1 = d_2 = 0,10h \geq 50mm$.
3. При по-големи ефективни дължини и/или при силово огъване, общият ексцентрицитет $e = e_1 + e_i + e_2$ се изчислява. Ако големината му съответства на изискванията за "много малък ексцентрицитет", изчисленията могат да се проведат с други стойности на ϕ , определен по т.4.2.3(6).

(5) При фактически ексцентрицитети в двете направления, допуска се те да се разглеждат поотделно, ако:

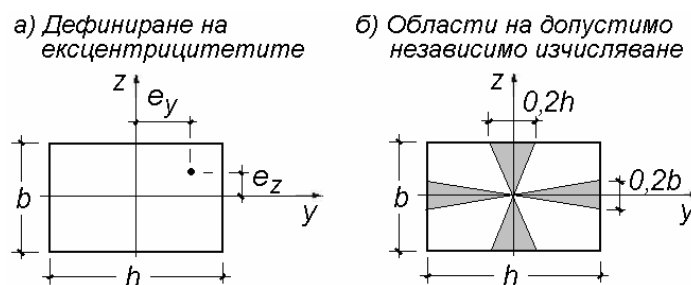
- напречното сечение е компактно - за правоъгълно $0,5 \leq h/b \leq 2$;
- относителните ексцентрицитети (вкл. тези от II ред) изпълняват едно от изискванията

$$\frac{e_y/h}{e_z/b} \leq 0,2 \text{ или } \frac{e_z/b}{e_y/h} \leq 0,2, \quad (14.20)$$

като несъвършенствата e_i се включват само по едно от направленията.

Условие (14.20) е изпълнено, ако осовата сила попада в някоя от шрихованите области на фиг.14.11.б. В противен случай изчисленията са за двойно огъване (т.4.2.6).

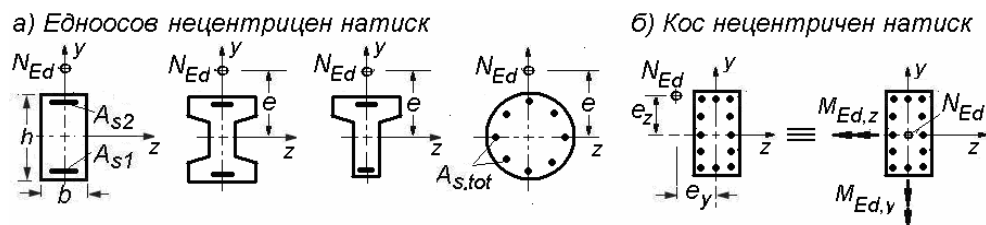
(6) При по-къси колони може да се наложи проверка на срязване. Тя се провежда по т.5.1 с приемането $\cot \theta = 2,5$.



Фиг.14.11. Ексцентрицитети в двете главни направления

14.4. КОНСТРУИРАНЕ НА КОЛОНИТЕ

(1) Освен с обичайните квадратни и правоъгълни напречни сечения, стоманобетонните колони се проектират и с други симетрични, а понякога и с несиметрични сечения (фиг.14.12.а).



Фиг.14.12. Обичайни напречни сечения и въздействия в колони

(2) Нецентричният натиск обикновено е едноосов (фи.14.12.а) и надлъжната носеща армировка A_{s1} и A_{s2} (обикновено $A_{s1} = A_{s2}$) се концентрира в края на тежко натоварените зони на напречните сечения. При натиск с двойно огъване (кос нецентричен натиск) целесъобразно е равномерно разпределение на прътите по периферията на напречното сечение (фиг.14.12.б).

(3) Надлъжната армировка се конструира при спазване на следните изисквания:

- общата минимална площ на прътите трябва да поема поне 10% от натисковата сила и да представлява най-малко 0,2% от бетонното сечение на колоната:

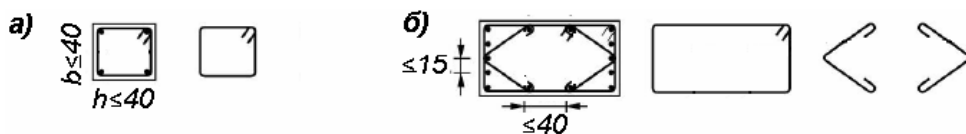
$$A_{s,min} \geq \{0,10N_{Ed} / f_{yd}; 0,002A_c\}; \quad (14.21)$$

- извън зоните на снаждане общата $A_{s,tot} \leq 0,04A_c$;

- диаметри $12 \leq \phi_L \leq 32$ (12 – стабилен скелет при монтаж и устойчивост при натиск, 32 – ограничаване на дължината на снаждане със застъпване, при диаметри 28, 32 и 40 се препоръчва снаждане с муфи);

- прът във всяка чупка на напречното сечение, мин. ббр. за кръгло;

- макс. осово разстояние между прътите и макс. разстояние между обхванати от стреме пръти – 400mm; необхванат прът да не е на повече от 150mm от обхванат (фиг.14.13).



Фиг.14.13. Аранжиране на надлъжните пръти в малки (а) и в по-големи (б) напречни сечения

(4) Напречната армировка (стремена) обхваща надл. пръти и

- гарантира тяхната устойчивост;

- ограничава напречните деформации в бетона;

- поема напречни сили;

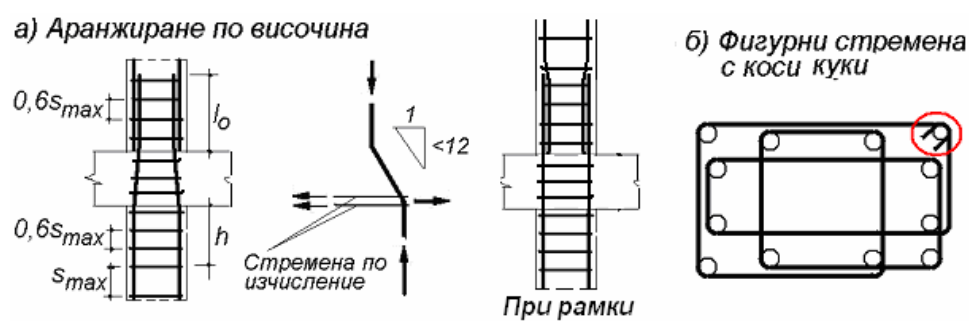
- избира се с диаметър $\phi_w \geq \{6mm; \phi_L / 4\}$ и с коси куки (фиг.3.10);

- разполага се през $s_{max} \leq \{15\phi_L; b; 35cm\}$;

- сгъстява се под междуетажните конструкции, при снаждания и чупки (фиг.14.14.а);

- може да се наложи сгъстяване на стремената и при рязка смяна на напречното сечение и наклона на косата част на прътите $> 1:12$.

- дължината на застъпване се определя по табл.3.6, а за стремената се съблюдава допълнително и фиг.3.10.



Фиг. 14.14. Особенности на конструирането

Вместо разчленени стремена, ако не се затруднява заготовката на армировъчния скелет, целесъобразно е в напречното сечение на колоните да се предвиждат компактни (затворени) елементи със сложни форми, които се изготвят без проблеми (фиг.14.14.б).

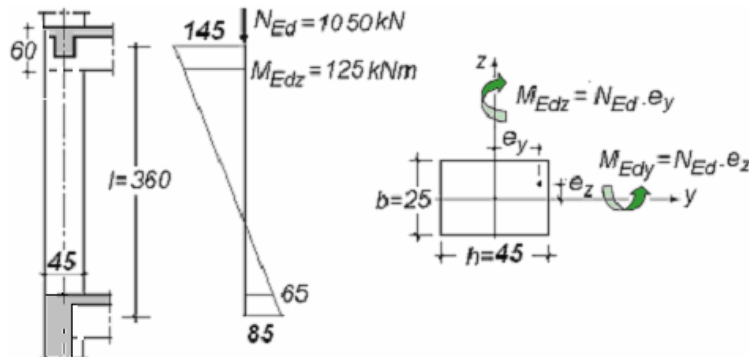
14.5. ЧИСЛЕНИ ПРИМЕРИ

14.5.1. Крайна колона на 1 етаж от четириетажна равнинна неотместваема (укрепена) рамка

1. Геометрична схема и ефекти от I ред

Рамково действие е отчетено само в направление y . В направление z колоната е укрепена и частично запъната в гредовите подови конструкции

т.14.3(5)



2. Бетон, армировка, бетонни покрития

Клас на околната среда ХС1: бетон клас С20/25

табл.3.2

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,3 \text{ MPa}$$

Стомана клас В500: $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

т.3.1(4)

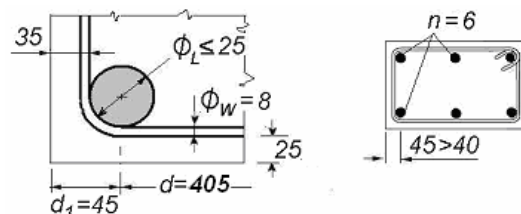
Прогнозира се $\phi_L \leq 25 \text{ mm}$ и съответно $\phi_w = 8 \text{ mm}$:

т. 3.2.2(2)

$$\rightarrow c_{nom,L} \approx 25 + 10 \approx 35 \text{ mm} \text{ и } c_{nom,w} = 35 - 8 \approx 25 \text{ mm}$$

т.14.1.1(2)

Полезна височина $d = 450 - 25 - 8 - 12,5 \approx 405 \text{ mm}$



3. Огнеустойчивост

Степен на огнеустойчивост III: $\rightarrow R90$ за колони

табл.3.3

За височина $l = 350 \text{ cm}$ е целесъобразно

табл.14.1

конструирани с 6 надлъжни пръта (!), а разстоянието до центъра на прътите да е $d_1 = 45 \text{ mm} > a = 40 \text{ mm} \rightarrow$ ОК

4. Носимоспособност на нецентричен натиск в равнината на рамката (направление y)

4.1. Проверка на стройността на колоната

Ефективна дължина: $l_0 \approx 0,7 \cdot 360 = 250 \text{ cm}$

т.14.2.2.1(2)

Инерционен радиус: $i = h / \sqrt{12} = 50 / \sqrt{12} = 14,4 \text{ cm}$

т.14.2.2.1(3)

Стройност: $\lambda = 250 / 14,4 = 17,4$

форм.14.5

Гранична стройност:

т.14.2.2.2(3)

$$\lambda_{lim} = 25(1,7 - M_{1,1} / M_{1,2}) = 25(1,7 + 85 / 145) = 57$$

форм.14.6

$\rightarrow \lambda < \lambda_{lim}$ - колоната е нестройна по направление на ос y и не е необходимо да се отчетат ефекти от II ред

т.14.2.2.2(1)

4.2. Изчислителни усилия в меродавното нормално сечение

Сечението е при горния ръб на колоната с най-голям момент от I ред $M_{Edz} = 125kNm$,

осова сила $N_{Ed} = 1050kN$

и ексцентрицитет $e_1 = M_{Edz} / N_{Ed} = 0,119m$

Несъвършенствата, които трябва да се отчетат са:

$$e_i = 2,50 / 400 = 0,006m$$

Окончателни изчислителни усилия:

$$N_{Ed} = 1050kN$$

$$e = e_1 + e_i = 0,119 + 0,006 = 0,125m$$

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e = 1050 \cdot 0,125 = 135kNm$$

4.3. Изчисляване на симетрична надлъжна армировка

Дефиниране на случая на нецентричен натиск:

$$e = 12,5cm > 0,2h = 9,0cm$$

$$e = 12,5cm < 0,35d = 14cm$$

→ малък ексцентрицитет

Приема се $\xi = 0,8$

$$\varepsilon_{s1} = 0,875 \cdot 10^{-3}, \quad \sigma_{s1} = 17,5kN/cm^2$$

$$e_s = 12,5 + 36,0 / 2 = 30,5cm$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{1050 \cdot 30,5 - 0,64 \cdot 0,68 \cdot 25 \cdot 40,5^2 \cdot 1,13}{36 \cdot 43,5} = 7,60cm^2$$

$$\xi_1 = 1,25 \frac{1050 - 7,6(43,5 - 17,5)}{25 \cdot 40,5 \cdot 1,13} = 0,92$$

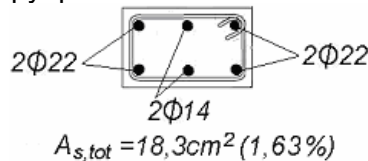
Приема се $\xi = (0,80 + 0,92) / 2 = 0,86$

$$\varepsilon_{s1} = 0,57 \cdot 10^{-3}, \quad \sigma_{s1} = 11,4kN/cm^2$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{1050 \cdot 30,5 - 0,688 \cdot 0,656 \cdot 25 \cdot 40,5^2 \cdot 1,13}{36 \cdot 43,5} = 7,1cm^2$$

Прието: $A_{s1} = A_{s2} = 7,60cm^2$ (2x2 ϕ 22)

Примерно конструиране



Снаждане със застъпване на ϕ 22:

$$l_0 = (7,10 / 7,60) 48,2,2 \approx 100cm.$$

5. Проверка на условен нецентричен натиск в направление z

5.1. Проверка на стройността на колоната

Ефективна дължина: $l_0 \approx 0,7 \cdot 360 = 250cm$

Инерционен радиус: $i = h / \sqrt{12} = 25 / \sqrt{12} = 7,2cm$

Стройност: $\lambda = 250 / 7,2 = 35$

Гранична стройност: $\lambda_{lim} = 25(1,7 - e_i / e_1) \approx 20$

т.14.2.1(2)
фиг.14.4.а

т.4.2.2
S.6.0

S.6.1

фиг.4.4

S.6.2

S.6.3

S.6.4

S.6.1

S.6.2

т.14.4

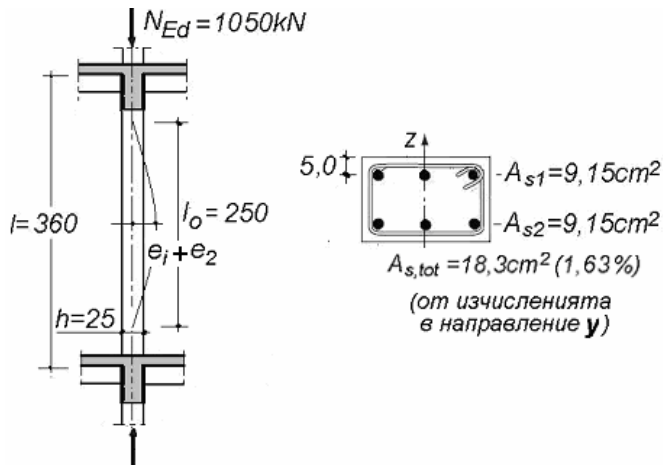
форм.3.3 и
табл.3.4 и
табл.3.6

т.14.2.2.1(2)

т.14.2.2.1(3)

форм.14.5

форм.14.6



→ $\lambda > \lambda_{lim}$ - колоната е стройна и е необходимо да се отчитат огъващи моменти от II ред!

$$l_0 = 2,50 < (l_0)_{max} = 3,10m \rightarrow \varphi_0 = 0,79$$

5.2. Проверка за носимоспособност

$$1050 < 0,79(1,13 \cdot 25 \cdot 45 + 43,5 \cdot 18,3 / 1,0) = 1630kN - OK!$$

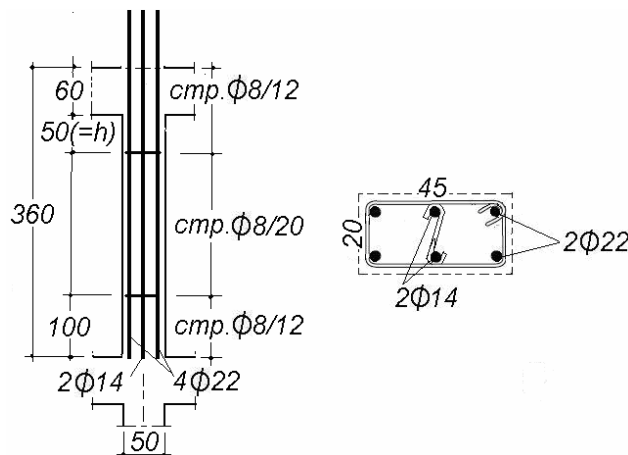
6. Схема на армировката

Конструирание

Проверка на стремената в зоната на снаждане

$$\sum A_{sw} = 8,0,503 = 4,0cm^2 > 3,80cm^2$$

Форма на коси куки



т.14.2.2.2

табл.14.3

т.13.3(4)

форм.14.19.6

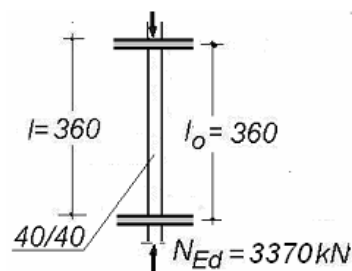
т.14.4

фиг.3.9

т.3.4.2

14.5.2. Вътрешна колона на 4 етаж от осем етажна офис сграда с безредови междуетажни конструкции

1. Геометрична схема



2. Бетон, армировка, бетонни покрития

Клас на околната среда ХС1: бетон клас С25/30

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2MPa$$

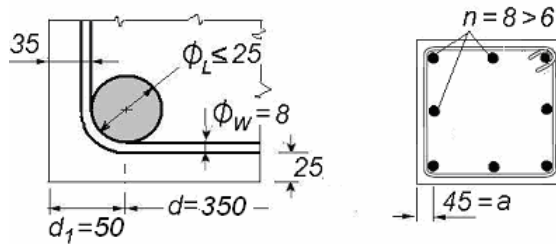
Стомана клас В500: $f_{yd} = 435MPa$

табл.3.2

т.3.1(4)

т. 3.2.2(2)

Прогнозира се $\phi_L \leq 25mm$ и съответно $\phi_w = 8mm$:
 $\rightarrow c_{nom,L} \approx 25 + 10 \approx 35mm$ и $c_{nom,w} = 35 - 8 \approx 25mm$



3. Огнеустойчивост

Степен на огнеустойчивост II: $\rightarrow R120$ за колони
 За височина $l \approx 350cm$ е целесъобразно конструиране с 6 надлъжни пръта (!), а разстоянието до центъра на прътите да е $d_1 = 45mm \geq a = 45mm \rightarrow OK$

За изчисленията прието: $d_1 = d_2 = 50mm$

4. Изчисляване на надл. арм. (Φ - метод)

Ефективна дължина: $l_0 = l = 360cm$

$$l_0 < (l_0)_{max} = 4,20m \rightarrow \varphi_0 = 0,88$$

Прогнозна междинна армир. $A_{s,int} / A_{s,tot} = 0,25$ и
 за двете направления: $\rightarrow k_{int} = 1,08$

$$A_{s,tot} = 1,08 \cdot (3370 / 0,88 - 1,42 \cdot 1600) / 43,5 = 38,7cm^2$$

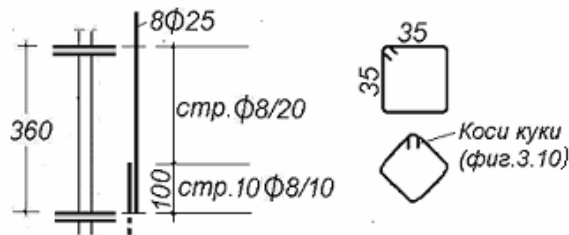
Прието: $A_{s,tot} = 39,2cm^2 - 8\phi 25$ ($\rho_l = 2,45\% < 4,0\%$)

5. Схема на армировката

Снаждане със застъпване на $\phi 25$:

$$l_0 = (38,7 / 39,2) 40,2,5 \approx 100cm$$

Проверка на стремената в зоната на снаждане
 $(10\phi 8) \cdot 0,503 = 5,0cm^2 > 4,90cm^2$



т.14.4(4)
 т.14.1.1(2)

табл.3.3
 табл.14.1

т.14.3(4)

т.14.2.2.1(2)
 табл.14.3

фиг.4.7

форм.14.19.6

т.14.4.3

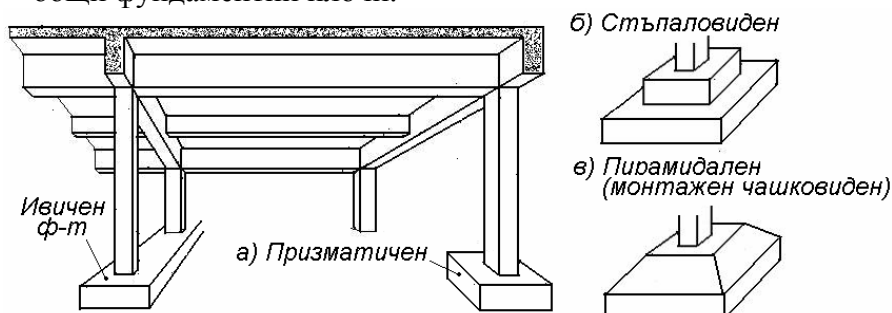
форм.3.3 и
 табл.3.4 и
 табл.3.6
 фиг.3.9

т.14.4

15. МОНОЛИТНИ ЕДИНИЧНИ ФУНДАМЕНТИ

Плоските фундаменти са най-разпространени и се прилагат като:

- единични (монолитни, монтажни или сборно-монолитни);
- ивични и скарони под редици от колони и стени;
- общи фундаментни плочи.



Фиг.15.0. Типични единични фундаменти

15.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ ЗА ПЛОСКИ ФУНДАМЕНТИ

15.1.1. Дълбочина на фундиране D_f

(1) В зависимост от резултатите от геоложките проучвания се избира подходящият пласт, а основната плоскост на фундамента трябва да навлиза в него $\geq 20\text{cm}$.

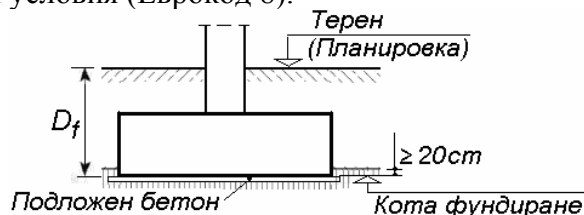
(2) За дълбочината на фундиране D_f (фиг.15.1) се спазват следните изисквания:

- да е по-голяма от границата на замръзване на почвата (за нашите условия $D_f \geq 60 \div 80\text{cm}$);

- отчита се новата вертикална планировка, както и дълбочината на съществуващи или на бъдещи фундаменти на съседни конструкции;

- при достигане на нивото на почвените води е необходимо водочерпане (временно) и хидроизолиране (дълготрайно).

- за сгради и съоръжения в земетръсни райони се дефинират допълнителни условия (Еврокод 8).



Фиг.15.1. Дълбочина на фундиране

(3) Подложният бетон изравнява основата, предпазва армировката от замърсяване, не е задължителен и не се отчита в изчисленията.

15.1.2. Дълготрайност, бетон и бетонни покрития

(1) Основните изисквания са систематизирани в т.3.3.

(2) При най-благоприятни условия на земната среда (клас ХС1 - постоянен контакт с вода) и при слабо агресивна химична среда (ХА1 – естествени почви и подземна вода) минималният клас на бетона за армирани фундаменти е С20/25.

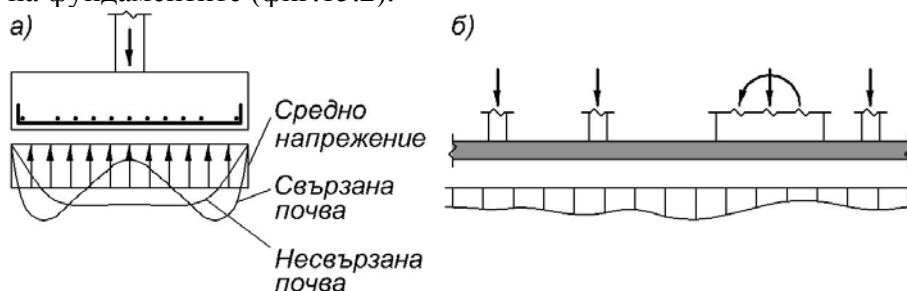
(3) Поради неравностите на основата, бет. покрития са завишени:

- с подложен бетон $c_{\text{ном}} = 40\text{mm}$;
- без подложен бетон $c_{\text{ном}} = 70\text{mm}$.

(4) За да се проектират по-малки височини на бетонните (неармираните) фундаменти, целесъобразно е и за тях да се избира клас на бетона С20/25, въпреки че е допустим и клас С12/15.

15.1.3. Разпределение на земната реакция

(1) То зависи (предимно) от вида на земната основа и от коравината на фундаментите (фиг.15.2).



Фиг.15.2. Разпределения на земната реакция

(2) Единичните фундаменти са с конзолни части и затова са с по-голяма дебелина и коравина. Под тях е достатъчно да се разглежда линейно разпределена земна реакция (фиг.15.2.а). Това приемане съответства на *Ниво 0* на точност на изчисленията, при което трябва да са изпълнени следните условия (т.6.1.2 от приложение G на [2]):

- напреженията в контактната плоскост не превишават определени стойности;
- при ЕГС очакваните слягания са незначителни и не влияят върху конструкцията;
- при КГС конструкцията е в състояние да развива пластични деформации, така че да не е необходимо да се проверява за неравномерни слягания.

(3) За огъваемите *непрекъснати ивични фундаменти* и за *фундаментите плочи* е необходимо проучване и отчитане на взаимодействието земна основа – фундамент – върхна конструкция (фиг.15.2.б).

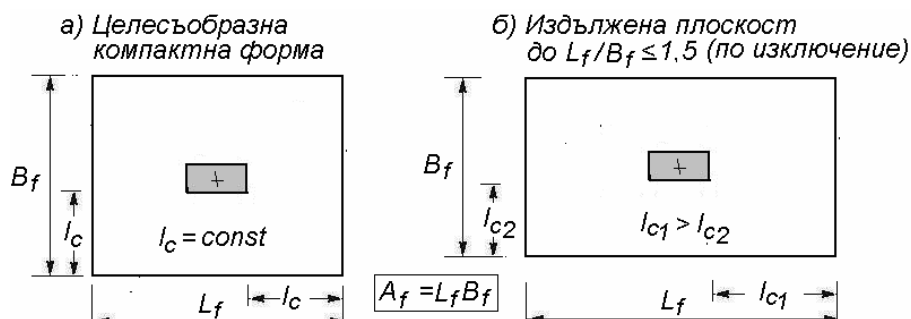
15.2. ПРОЕКТИРАНЕ НА ЦЕНТРИЧНО НАТОВАРЕНИ ЕДИНИЧНИ СТОМАНОБЕТОННИ ФУНДАМЕНТИ

Те са (почти) центрично натоварени когато са под ставни колони или под вътрешни стойки на неотместваеми (укрепени) рамки.

15.2.1. Форми в план

(1) Основните плоскости се приемат с квадратна или с правоъгълна форма (фиг.15.3).

(2) Целесъобразен е изборът на еднакви конзолни части. Издължените форми се прилагат при ограничения в едно от направленията.



Фиг.15.3. При центрично натоварване фундаментите се избират със симетрични основни плоскости

15.2.2. Проверки на земната основа

Отчита се натоварването от колоната, собственото тегло на фундамента и на обратния насип върху него. Средната обемна плътност на фундамент+насип може да се приеме със стойност $\gamma_m = 22 \text{ kN} / \text{m}^3$.

15.2.2.1. Експлоатационно гранично състояние

(1) При обичайни геотехнически условия за плоскостните единични фундаменти обикновено е достатъчно да се контролират напреженията в контактната плоскост (*ниво 0*).

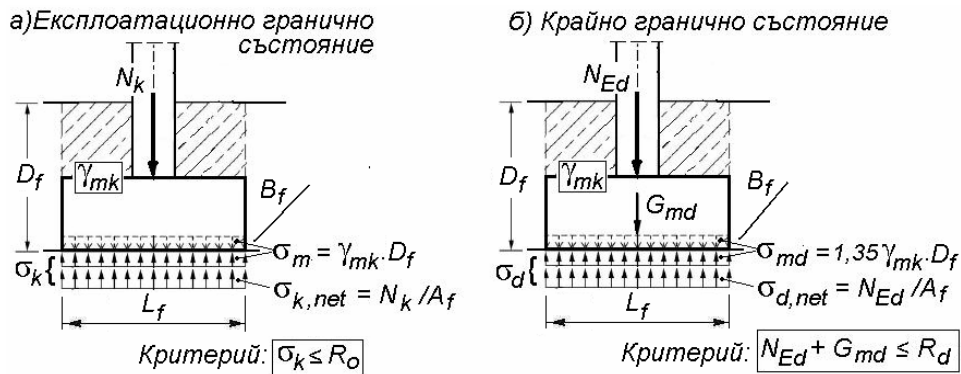
(2) В тези случаи пълните (брутните) характеристични стойности на напреженията в почвата σ_k (фиг.15.4.а) се ограничават до зададени за различните земни условия *условни натоварвания* R_0 (в ЕС7 и в [8] те са означени с q_{R0}).

(3) От условието

$$\sigma_k \leq R_0 \quad (15.1)$$

се изчислява необходимата площ (а от там и размерите) на основната плоскост на фундамента:

$$A_f \geq \frac{N_k}{(R_0 - \gamma_{mk} D_f)}. \quad (15.2)$$



Фиг.15.4. Центрични натоварвания и реакции върху единичен ϕ -т

15.2.2.2. Крайно гранично състояние на земната основа

(1) Изчислителната носимоспособност на основата R_d се сравнява с изчислителните натоварвания от и върху фундамента (фиг.15.4.б):

$$N_{Ed} + G_{md} \leq R_d, \quad (15.3)$$

където

$$G_{md} = 1,35 \gamma_{md} D_f. \quad (15.4)$$

(2) Проверката на условие (15.3) обикновено се налага при по-специални случаи и често може да се пропусне.

15.2.3. Оразмеряване на стоманобетонни фундаменти

(1) Носимоспособността в КГС състояние се гарантира чрез

- подходяща височина h_f на фундамента и

- достатъчна надлъжна армировка (целесъобразно е трудоемкото напречно армиране на фундаментите да се избягва).

(2) Усилията във фундамента се определят с изчислителните стойности на натоварванията и на земната реакция. На фиг.15.4.б се вижда, че разпределеното собствено тегло на фундамент+насип и земната реакция от тях са с еднакви стойности, но с противоположни посоки и не създават усилия във фундамента – т.е. усилията в него могат да се определят само с концентрираната сила N_{Ed} и с предизвиканата от нея разпределена реакция $\sigma_{d,net}$ (означението „нето” подсказва, че собственото тегло на фундамента не е включено).

15.2.3.1. Проверка (избор) на височината на фундамента h_f

(1) Продънването е най-логичната форма на разрушаване на фундаменти с еднакви конзолни части $l_c = const$ (фиг.15.3.а). В случаите $l_c \geq 2d$ за меродавна може да се приеме пирамидата с наклон на повърхнината под ъгъл 45° ($a = d$) - т.7.3(3). Като се има предвид разпределението при свързани почви (фиг.15.2.а), може да се приеме намалена стойност на земната реакция под пирамидата на продънване – т.7.3 (3). Препоръчва се контролната проверка на височината на фундамента по следващата ал.2.

(2) Проверката на равнинно срязване без напречна армировка е меродавна за издължени симетрични фундаменти (фиг.15.5.а). Тук особеностите са следните:

- Както е известно (т.5.2), меродавна е напречната сила на разстояние d от ръба на опората (колоната) – сеч.2-2:

$$V_{Ed} = \sigma_{d,net} \cdot B_f \cdot (l_c - d). \quad (15.5)$$

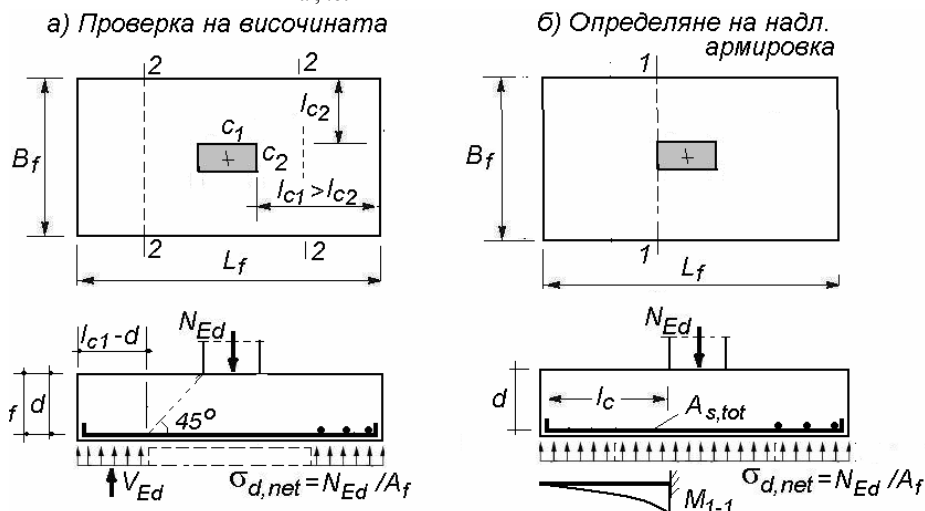
- Мин. носимоспособност на бетонното сечение 2-2 е

$$V_{Rd,c} = v_{min} \cdot B_f \cdot d, \quad (15.6)$$

където $v_{min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

- При условието $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ от (15.5) и (15.6) се определя

$$d \geq \frac{\sigma_{d,net}}{\sigma_{d,net} + v_{min}} l_c. \quad (15.7)$$



Фиг.15.5. Проверки на носимоспособността на фундаменти

15.2.3.2. Огъване – изчисляване на надлъжна армировка

(1) За всяко направление се изчислява общ (за цялата ширина B_f) ръбов огъващ момент за конзолна схема (фиг. 15.5.б):

$$M_{1-1} = \sigma_{d,net} \cdot B_f \cdot l_c^2 / 2. \quad (15.8)$$

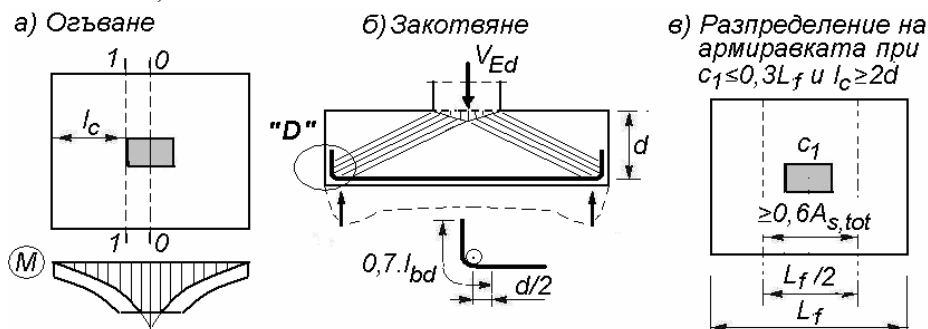
(2) Поради относително голямата височина на ф-та, допуска се приемането $z \approx 0,9d$ и общата армировка (за цялата ширина B_f) е

$$A_{s,tot} = \frac{M_{1-1}}{0,9d \cdot f_{yd}}. \quad (15.9)$$

15.2.3.3. Особенности при конструиране на армировката

(1) Надлъжната армировка трябва да се конструира без прекъсване по цялата дължина на фундамента. А поради „разтягане” на диаграмата на опънните сили (фиг.15.6.а) и евентуална концентрация на земна реакция в края (фиг.15.6.б), тя трябва да се закотви надеждно.

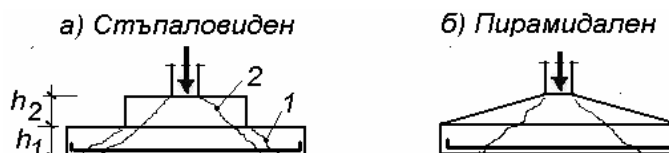
(2) Подобно на безредовите плочи, разпределението на огъващите моменти по широчината на фундамента не е равномерно. При „постройни“ условия (фиг.15.6.в) е целесъобразно (60 ÷ 70)% от общата армировка да се разположи в ивица около колоната с широчина $L_f/2$. В останалата част надлъжната армировка трябва да е с коефициент най-малко $\rho_{l,\min} \geq 0,13\%$ (табл.4.2).



Фиг.15.6. Конструирание на надлъжната армировка

15.2.3.4. Особености при други форми

(1) При еднични фундаменти с относително големи основни плоскости, които се нуждаят и от по-голяма височина у нас традиционно се проектират двустъпални елементи (фиг.15.7.а). В такива случаи е необходимо много внимателно да се оцени формата на проява на срязването – равнинно или продънване.

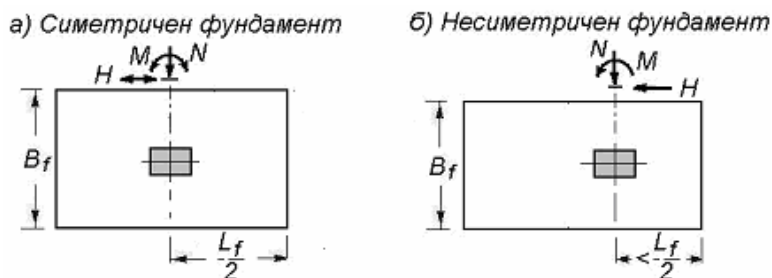


Фиг.15.7. Специфични конструктивни решения

(2) При променлива дебелина (пирамидален фундамент) без напречна армировка, меродавна за продънването е полезната височина при опората (фиг.15.7.б).

15.3. ОСОБЕНОСТИ ПРИ НЕЦЕНТРИЧНО НАТОВАРЕНИ ЕДИНИЧНИ СТОМАНОБЕТОННИ ФУНДАМЕНТИ

Когато колоните предават двузначни огъващи моменти и напречни сили (напр. от вятър или от земетръс), обикновено се проектират издължени, но симетрични фундаменти (фиг.15.8.а). При еднозначни моменти и при слаба земна основа в много случаи е целесъобразно проектирането на несиметрични фундаменти (фиг.15.8.б).



Фиг.15.8. Нецентрично натоварени фундаменти

15.3.1. Симетрични фундаменти

15.3.1.1. Експлоатационно гранично състояние – определяне на размерите на основната плоскост

В това състояние се проверява основната плоскост, върху която действат следните характеристични натоварвания (фиг.15.9):

$$M_{f,k} = M_k + V_k \cdot h_f; \quad (15.10)$$

$$N_{f,k} = N_k + G_{mk}, \quad (15.11)$$

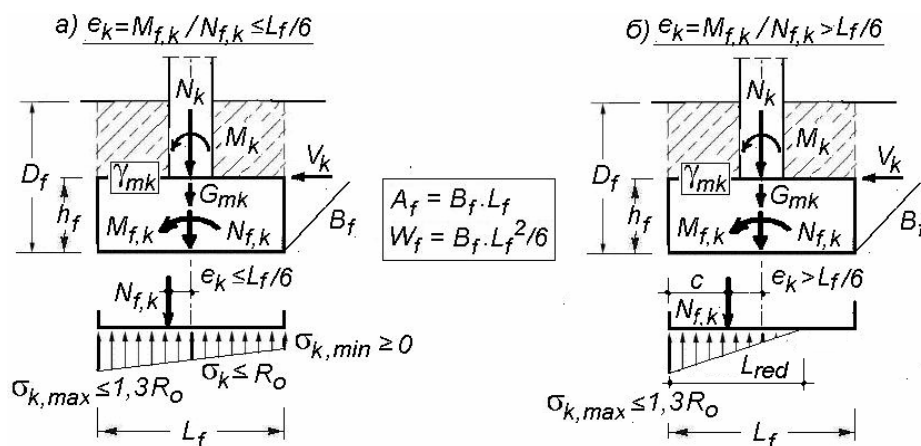
$$\text{където } G_{mk} = D_f \cdot \gamma_{mk} \cdot A_f. \quad (15.12)$$

15.3.1.2. Изискване $e_k = M_{f,k} / N_{f,k} \leq L_f / 6$

(1) В този случай нормалната сила попада в ядрото на основна на фундамента и цялата контактна плоскост е натисната. Това условие ограничава завъртанията на фундаментите и е необходимо за основите на самостоятелни високи стълбове и кули.

(2) Напреженията в основната фуга се определят от известната връзка на Navier и се ограничават до следните стойности (фиг.15.9.а):

$$\sigma_{k,max} = \frac{N_{f,k}}{A_f} + \frac{M_{f,k}}{W_f} \leq 1,3R_o; \quad (15.13.a)$$



Фиг.15.9. Случаи на характеристични реакции в земната снова

$$\sigma_k = \frac{N_{f,k}}{A_f} \leq R_o. \quad (15.13.б)$$

15.3.1.3. Случай $e_k = M_{f,k} / N_{f,k} > L_f / 6$

(1) В основната фуга се получава опън, който фактически не може да се реализира и трябва да се изключи. Тези случаи са допустими при фундаменти на сгради, като за натиснатата дължина на контактната плоскост [12] се изисква (фиг.15.9.б):

$$\text{- при основни комбинации на въздействията: } L_{red} \geq 3 \cdot L_f / 4;$$

$$\text{- при сеизмична комбинация: } L_{red} \geq 2 \cdot L_f / 3.$$

(2) Максималните ръбови напрежения се ограничават [12], а стойностите им се определят от

$$\sigma_{k,max} = \frac{2N_{f,k}}{L_{red} \cdot B_f} \leq 1,3R_o, \quad (15.14)$$

$$\text{където } L_{red} = 3 \cdot (L_f / 2 - e_k). \quad (15.15)$$

15.3.1.4. Оразмеряване

(1) Усилията във фундамента се определят с изчислителни стойности на натоварванията. Целесъобразно е обаче собственото тегло на фундамент+насип G_{mk} да се приеме с характеристична стойност ($\gamma_G = 1,0$), за да се получи по силно отлепяне на фундамента и по-голяма ръбова стойност на напреженията в основата. Изчислителните

нетни стойности $\sigma_{d,net}$ на тези напрежения се определят също чрез редукция с характ. стойност на теглото $\gamma_{mk} \cdot B_f \cdot D_f$ (фиг.15.10):

$$M_{f,d} = M_{Ed} + V_{Ed} \cdot h_f; \quad (15.16)$$

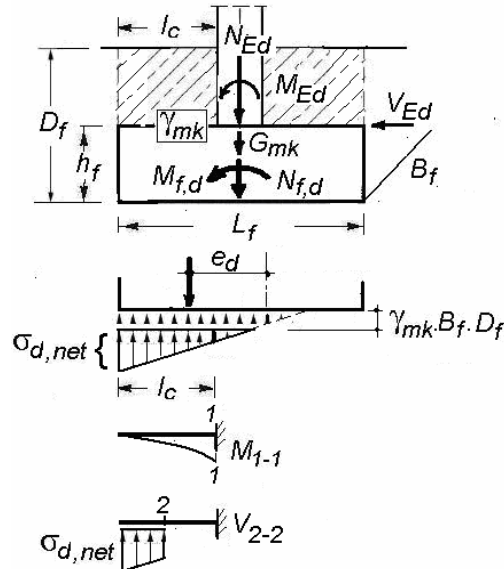
$$N_{f,d} = N_{Ed} + G_{mk}; \quad (15.17)$$

$$e_d = M_{f,d} / N_{f,d} \rightarrow \text{изчислява се } \sigma_d \text{ от (15.13.a) или (15.14);}$$

$$\sigma_{d,net} = \sigma_d - \gamma_{mk} \cdot B_f \cdot D_f. \quad (15.18)$$

(2) За избора на височина на фундамента е меродавно сръзването на сеч. 2-2 без напречна армировка (т.15.2.3.1).

(3) Надлъжната арм. се изчислява за ръбовото сеч. 1-1 (т.15.2.3.2).



Фиг.15.10

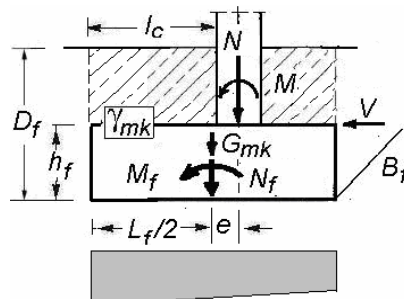
15.3.2. Несиметрични фундаменти

(1) При постоянна посока на огъването с нецентрично разположение на колоната се постига по-равномерно разпределение на земната реакция (фиг.15.11). Това означава и по-малки завъртания на фундамента.

(2) Характеристичните и изчислителните стойности на натоварванията, редуцирани за центъра на тежестта на основната плоскост се изчисляват от:

$$M_f = M + V \cdot h_f - N_f \cdot e; \quad (15.19)$$

$$N_f = N + G_{mk}. \quad (15.20)$$



Фиг.15.11. По-равномерно разпределение на реакцията под несиметричен фундамент

(3) В някои случаи е възможно да се конструира фундамент с равномерно разпределена реакция на земната основа. Необходимият в този случай ексцентритет се определя от (14.19) при $M_f = 0$:

$$e = (M + V \cdot h_f) / N_f. \quad (15.21)$$

За да не се получават дълги конзолни части, целесъобразно е тази възможност да се използва за по-ниски стойности на M - например от квази-постоянни или от често повтарящи се натоварвания.

15.4. ПРОЕКТИРАНЕ НА БЕТОННИ ФУНДАМЕНТИ

(1) Те се прилагат (евентуално) при малки вертикални натоварвания (напр. под стоманени конструкции).

(2) Основната им плоскост се определя обичайно – т.15.2.2.1.

(3) Височината им е по-голяма от тази на армираните и се определя от условието в конзолните части огъването да се поеме от бетона в стадий I без нормални пукнатини (табл.15.1).

15.4.1. Височина на призматични фундаменти

(1) Ръбовият момент в сечение 1-1 вече е безспорен (фиг.15.12):

$$M_{1-1} = \sigma_{d,net} \cdot B_f \cdot l_c^2 / 2. \quad (15.22)$$

(2) Съпротивителният момент за опънния ръб на сечение 1-1 е

$$W_{ct} = B_f h_f^2 / 6. \quad (15.23)$$

(3) Нормалното ръбово напрежение се ограничава до изчислителното съпротивление на опън на бетона:

$$\frac{M_{1-1}}{W_{ct}} = \frac{3 \cdot \sigma_{d,net} \cdot l_c^2}{h_f^2} \leq f_{ctd}. \quad (15.24)$$

(4) От (15.24) се определя относителна височина на фундамента:

$$\frac{h_f}{l_c} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{d,net}}{f_{ctd}}}. \quad (15.25)$$

(5) В условие (15.25) трябва да се направят следните уточнения:

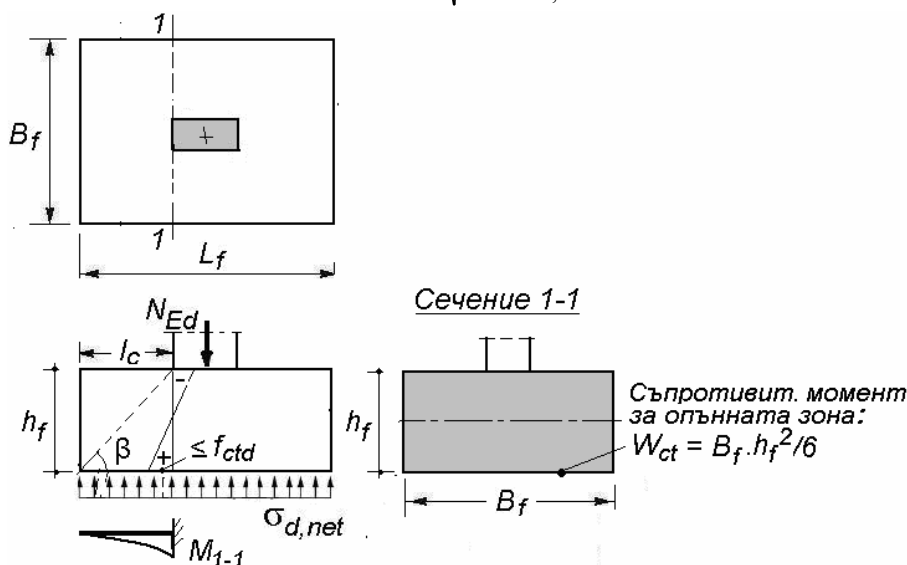
- Поради по-ниската дуктилност на неармирания бетон, изчислителните му характеристики се редуцират с $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 0,8$, т.е.

$$f_{ctd} = 0,8 f_{ctk,0.05} / 1,5. \quad (15.26)$$

- Редукция с 0,85 на активната височина на фундамента – отклонения от приетата хипотеза на *Bernoulli* във високите бетонни сечения на късите бетонни конзоли (D-елементи).

(6) Условие (15.25) се модифицира :

$$\frac{h_f}{l_c} = \tan \beta \geq \frac{1}{0,85} \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{d,net}}{0,8 f_{ctk,0.05} / 1,5}}. \quad (15.27)$$



Фиг.15.12. Модел за определяне на височината на призматичен бетонен фундамент

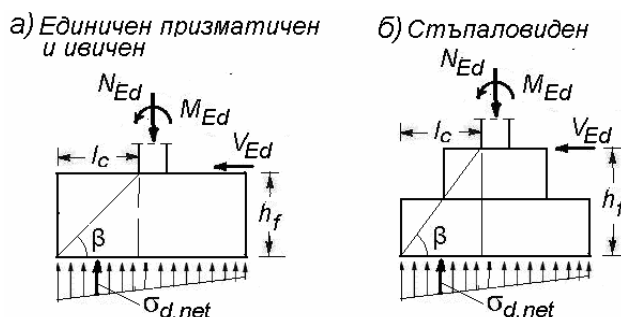
(7) При нецентрично натоварване на единичните фундаменти, за меродавно се приема средното почвено напрежение в конзолата (фиг.15.13.а).

(8) Решенията до тук са валидни както за единични призматични фундаменти, така и за ивични основи под стени. В табл.15.1 са представени стойности на относителните им височини в зависимост от класа на бетона и почвеното натоварване. Стъпаловидните фундаменти се нуждаят от по-голяма височина.

Таблица 15.1. Стойности $\tan\beta = h_f / l_c$ за бетонни единични призматични фундаменти и ивични основи под стени

Бетон	Почвено натоварване $\sigma_{d,net}$ [MPa]			
	0,10	0,20	0,30	0,40
C12/15	0,8	1,2	1,4	1,7
C16/20	0,8	1,1	1,3	1,5
C20/25	0,8	1,0	1,25	1,4

Забележка: За единични двустъпални фундаменти (фиг.15.13.б) $\tan\beta$ се завишава с коефициент 1,10, а за многостъпални – с 1,20.



Фиг.15.13. Единични фундаменти с нецентрично натоварване