

ПРЕДГОВОР

Предлаганите методични указания претърпяха 3 издания, последното от 2005 г. Те бяха ползвани многократно при разработването на курсови и дипломни проекти. В изтеклия период излязоха новите версии на частите на Еврокод като хармонизирани български стандарти БДС EN, както и Националните им приложения. В последните години бяха публикувани книги по въпросите на стоманобетонните мостове, съобразени с тези норми. В публикациите се разглеждат теоретични положения, а също се дават и практически указания за проектирането, необходими за студентите и инженерите. От тази поредица ще бъдат споменати:

1. Топуров, К. Стоманобетонни пътни и железопътни мостове, том I и II, „АВС Техника”, 2012 г.
2. Иванчев, И. Въздействия върху стоманобетонни мостове според Еврокод, „АВС Техника”, 2009 г.
3. Иванчев, И. Проектиране на стоманобетонни мостове според Еврокод 2, „АВС Техника”, 2010 г.
4. Иванчев, И. Предварително напрегнати стоманобетонни мостове. Проектиране според Еврокод 2. „Пропелер”, „Дейликонт”. 2013 г.
5. Николов, П. Стоманобетонни пътни мостове – ръководство за проектиране. „Консулт 2000” ООД, 2013 г.

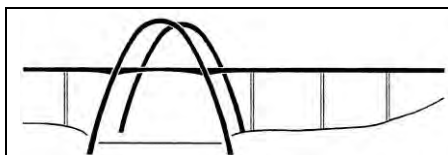
Информацията, съдържаща се в споменатите книги е доста по-подробна от тази в „Методичните указания”, а също отговаря на актуалните версии на частите на Еврокод и съответните им български Национални приложения. При това положение бе обсъждан въпроса, дали „Методичните указания” са необходими. Въпреки несъвършенствата им, вкл. и свързани с актуалността, бе решено, те да бъдат оставени в Интернет. Една публикация, макар и изиграла ролята си, трябва да бъде запазена като история. И все пак читателите следва да се съобразяват с настъпилите изменения в системата Еврокод и наличието на цитираните по-нови книги.

Раздел 10 е написан от гл. ас д-р инж. Евелина Иванова, а останалата част от проф. д-р инж. Илия Иванчев.

Януари 2014 г.

Илия Иванчев,

Евелина Иванова



МЕТОДИЧНИ УКАЗАНИЯ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ МОСТОВЕ СПОРЕД ПРОЕКТО- НОРМИТЕ, ХАРМОНИЗИРАНИ С ЕВРОКОД 1 и ЕВРОКОД 2

Съставили: проф. Илия Иванчев и ас. инж. Евелина Иванова,
Фигури и оформяне – инж. Иванка Русева
Трето преработено издание - 2005 г.

1. ВЪЗДЕЙСТВИЯ ВЪРХУ ПЪТНИ МОСТОВЕ

1.1. Общи положения

При проектирането на пътни мостове се отчитат въздействията, дадени в табл. 1.1, които се класифицират както следва:

а) преки въздействия (товар, натоварване) представени чрез концентрирани сили или разпределени натоварвания;

б) непреки въздействия, което се дължат на:

- вътрешно принудени деформации от температурни изменения, съсъхване, пълзене и т.н.

- външно принудени деформации - от неравномерни поддавания на опорите.

В зависимост от природата им и продължителността на действието им, въздействията биват:

- постоянни въздействия (G): от собственото тегло на конструкциите и мостовото платно, непреки въздействия от съсъхване или неравномерно слягане на опорите и т. н.;

- променливи въздействия (Q): от превозните средства, вятър, температурни промени и т.н.

- случайни въздействия (A): от удари на превозни средства - автомобили, кораби и т.н.

- сеизмични въздействия (A_E), т.е. възникващи при земетръс.

Въздействията се класифицират още като статични и динамични. За отчитане на динамичното влияние се ползват различни методи за отделните случаи:

- динамичен анализ, напр. за определяне на сеизмичните сили;

- умножаване на усилията, получени от статичен анализ, с динамични коефициенти, напр. за автомобилното натоварване H300 според БДС 1050-76.

- динамичното влияние е включено в характеристикните стойности на силите и разпределените натоварвания за някои товарни модели, напр. LM1 и LM2 (вж. т. 1.2).

Таблица 1.1. Видове въздействия върху пътни и пешеходни мостове

Постоянни въздействия <ol style="list-style-type: none">1. Собствено тегло на носещите елементи на конструкцията2. Тегло на неносещите части3. Постоянен земен натиск4. Хидростатичен натиск и воден подъем5. Предварително налягане6. Съсърване и пълзене на бетона7. Неравномерно слягане на фундаментите
Променливи въздействия <p><i>Подвижни променливи въздействия</i></p> <ol style="list-style-type: none">8. Вертикални въздействия върху пътното платно –LM1 и LM29. Земен натиск от подвижни вертикални въздействия10. Центробежна сила11. Спирателна сила12. Вертикални въздействия от пешеходци и велосипедисти13. Хоризонтални въздействия върху пешеходни мостове14. Хоризонтални въздействия върху парапети <p><i>Климатични въздействия</i></p> <ol style="list-style-type: none">15. Въздействия от вятър16. Температурни въздействия17. Въздействия от сняг <p><i>Други променливи въздействия</i></p> <ol style="list-style-type: none">18. Въздействия от триене в подвижни лагери19. Хидродинамично действие от речно течение или морско вълнение
Случайни въздействия <ol style="list-style-type: none">20. Удари от автомобили под мостове<ol style="list-style-type: none">20.1. Удари върху опори на мостове20.2. Удари върху връхни конструкции21. Случайни натоварвания от автомобили върху пътни мостове<ol style="list-style-type: none">21.1. Вертикални въздействия от автомобили върху тротоари на пътни мостове21.2. Удари върху бордюри21.3. Удари върху предпазни огради21.4. Удари върху носещи елементи над пътното платно21.5. Удари върху парапети22. Въздействия от случайно разполагане на автомобили върху пешеходни мостове23. Въздействие от ледоход24. Случайни въздействия върху надлези над ж.п. линии от :<ol style="list-style-type: none">24.1. Удари от дерайлирал ж.п. състав върху опори на мостове24.2. Съсърване на контактни проводници на електрифицирани ж.п. линии25. Удари от плавателни съдове върху опори на мостове26. Въздействия от повдигане при смяна на лагери
Земетръсни въздействия

При проектирането трябва да се разглеждат следните изчислителни ситуации:

- дълготрайни изчислителни ситуации, които се отнасят за условията на нормалната експлоатация на съоръжението;
- краткотрайни изчислителни ситуации, които се отнасят за възможни временни състояния на съоръжението, напр. при изграждането или при ремонти;
- случайни изчислителни ситуации, които се отнасят за възможни необичайни обстоятелства за съоръжението, напр. предизвикани от удари;
- сеизмични изчислителни ситуации, които съответстват на състоянията при земетръс.

1.2. Променливи вертикални въздействия

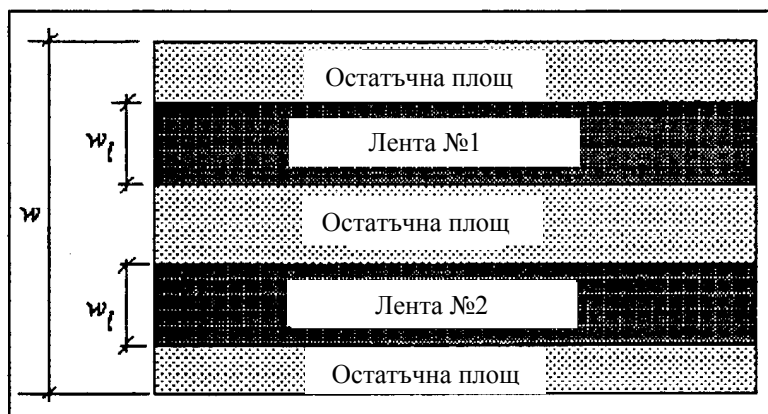
1.2.1. Товарен модел LM1

Пътното платно се разделя на условни (изчислителни) ленти. Техният брой n_l върху пътното платно и широчините им w_l се определят според табл. 1.2 и фиг. 1.1.

Таблица 1.2. Брой и широчини на условните пътни ленти

Широчина на пътното платно w	Брой на условните пътни ленти n_l	Широчина на една условна лента	Широчина на остатъчната площ
$w < 5,4m$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3m$
$5,4m \leq w < 6m$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$w \geq 6m$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \cdot n_l$

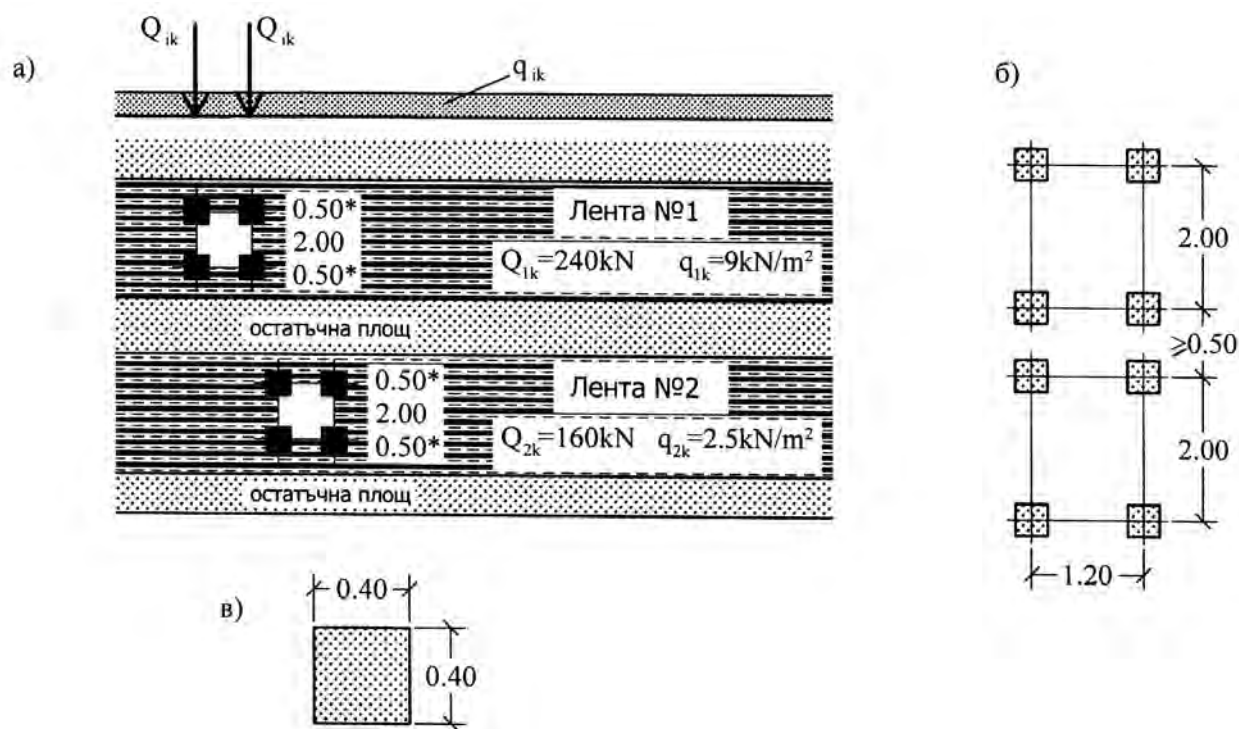
Забележка: $n_l = \text{Int}(w/3)$ означава най-близкото цяло число, по-малко или равно на $w/3$.



Фиг.1.1. Пример за разделяне на пътното платно на условни ленти

Основният товарен модел LM1 се състои от две части:

(а) Двуосни групи (тандем-системи TS), всяка ос на които има тегло равно на Q_{ki} . Във всяка условна лента се разполага само една пълна двуосна група в най-неблагоприятно положение в надлъжно направление. Осите имат две еднакви колела, с тегла по $0,5 Q_{ki}$, чиито товари се разпределят върху настилната на квадратни площи (печати) със страни по 0,40 cm, фиг. 1.2.



Фиг. 1.2. Товарен модел LM 1

а) размери и големина на натоварванията; * ≤ 50 см за ленти по-тесни от 3,00 м;
 б) разполагане на двусните групи при определяне на усилията в пътни плочи и други елементи с малки отвори; в) площ на разпределение на товара от едно колело върху настилката.

Таблица 1.3. Характеристични стойности на силите и равномерно разпределените натоварвания на товарен модел LM1

Разположение	Двусни групи (тандем системи) (TS)	Равномерно разпределени натоварвания (UDL)
	Q_{ik} в kN	q_{ik} в kN/m^2
Лента №1	240	9,0
Лента №2	160	2,5
остатъчна площ	0	2,5

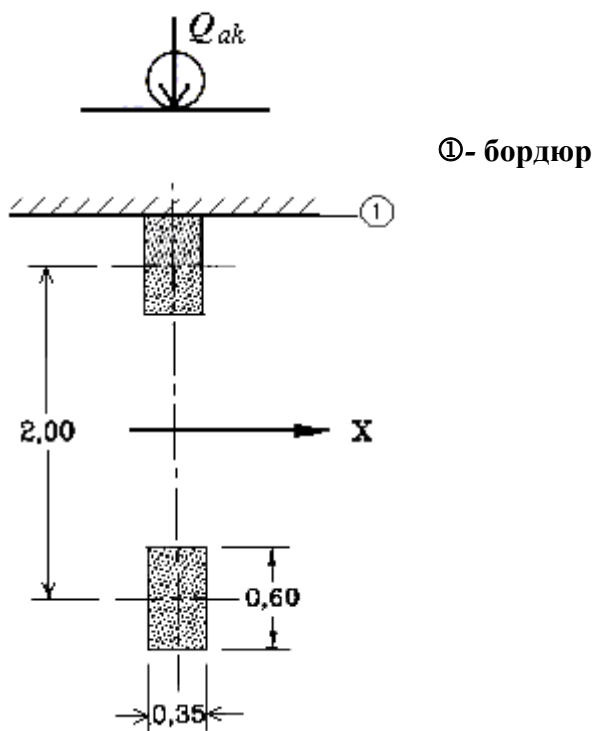
При определянето на усилията в главните греди двусната група се разполага централно в условната лента. При статическо решение на плочи и други къси елементи, двусната група може да се разположи ексцентрично, но печатите трябва да не излизат от съответната лента. При това разстоянието между центровете на печатите е не по-малко от 50 см, фиг. 1.2 б).

(б) Равномерно разпределените натоварвания (UDL) върху условните ленти и остатъчната площ са с интензивност q_{ik} , дадена табл. 1.3. Тези натоварвания се разполагат на дължини и широчини, приети с оглед получаване на екстремни стойности на усилията (определени напр. чрез дължините на участъците от линиите на влияние с еднакъв знак).

В стойностите на Q_{ik} и q_{ik} се включва и динамичното влияние от возилата.

1.2.2. Товарен модел LM2 (единична ос)

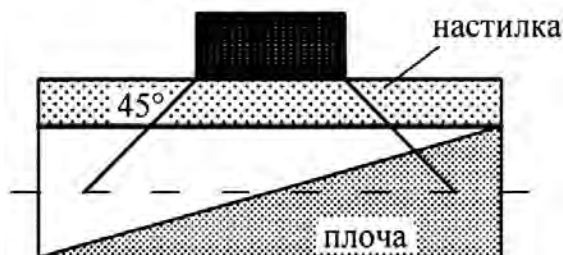
Товарният модел LM2 представлява единична ос с тегло, чиято характеристична стойност е $Q_{ak} = 320$ kN. Силата от всяко колело, равна на 160 kN, се разпределя върху настилка на площ (правоъгълен печат) със страни 35 на 60 cm, фиг. 1.3. При натоварване с LM2 се определят усилията от цяла ос или от едно колело, в зависимост от по-неблагоприятния резултат. Единичната ос се разполага върху пътното платно, т.е. в крайно положение единият от печатите се допира до бордюра.



Фиг.1.3. Товарен модел LM2;

1.2.3. Разпределение на товарите от колелата

При изследване на къси елементи, напр. пътни плочи, конзоли и подобни, товарите от колелата се разпределят равномерно на площи, дефинирани на фиг. 1.2 и 1.3 съответно за товарните модели LM1 и LM2. При изчисление на стоманобетонни плочи се приема, че натоварването от колелата се разпределя под ъгъл от 45° от горната повърхност на настилка до средната повърхнина на плочата, вж. фиг. 1.4.



Фиг. 1.4. Разпределение на натоварването от колелата при стоманобетонна плоча

1.3. Променливи хоризонтални въздействия

Характеристичната стойност на спирателната сила Q_{lk} за цялата ширина на върхната конструкция се определя като част от вертикалните натоварвания на LM1 за условна лента 1 по формулата:

$$(1.1) \quad Q_{lk} = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{k1}w_lL,$$

където L е дължината на върхната конструкция или на изследваната ѝ част.

Стойностите на спирателната сила се ограничават в интервала:

$$(1.2) \quad 360\alpha_{q1} \leq Q_{lk} \leq 900kN.$$

1.3. Комбиниране на въздействията

1.3.1. Основни положения

Въздействията се комбинират в зависимост от разглежданото гранично състояние (крайно или експлоатационно) и вида на проверката (за носеща способност, пукнатиноустойчивост, провисвания и т.н. В таблица 1.4 са дадени видовете комбинации, като за всяка от тях (определена в даден ред от таблицата) участват сили и моменти с техните големина, приложни точки и посоки.

В таблица 1.4 са приети следните означения:

$G_{k,j}$	характеристична стойност на усилие от постоянно въздействие j ;
P_k	характеристична стойност на усилие от предварително налягане;
$Q_{k,i}$	характеристична стойност на усилие от променливо въздействие i ;
$Q_{k,1}$	характеристична стойност на усилие от доминиращото променливо въздействие;
A_d	изчислителна стойност на усилие от случайно въздействие;
A_{Ed}	изчислителна стойност на усилие от земетръсно въздействие;
γ_G, γ_Q	частни коефициенти за постоянни, съотв. променливи въздействия, със стойности според табл. 1.6;
ψ_0, ψ_1, ψ_2	коефициенти на комбинации, чиито стойности са дадени в табл. 1.7;
γ_I	коефициент на значимост на съоръжението, отчитан само при проектирането за земетръсни въздействия.

Доминиращото променливо въздействие дава най-голям принос за стойността на изследваното усилие. Напр. за огъващ момент в греди това е вертикалното подвижно натоварване. За по-сложни случаи (като напр. опори подложени на нецентричен натиск) може да се наложи изследването на няколко варианта на комбинации с вертикално подвижно въздействие като доминиращо и съотв. с различните хоризонтални въздействия приемани като доминиращи.

Таблица 1.4. Комбинации от усилия за крайни и експлоатационни гранични състояния

	Усилия от въздействия					
	Постоянни	Предв. напрегане	Доминиращо променливо	Други променливи	Случайно	Сеизмично
Колона №	1	2	3	4	5	6
Комбинации за видове изчислителни ситуации	За крайни гранични състояния					
Дълготрайни и краткотрайни	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j}$	P_k	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	-	-
Случайни	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j}$	P_k	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	-	A_d	-
Сеизмична	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	P_k	-	$\sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	-	$\gamma_I A_{Ed}$
Видове комбинации	За експлоатационни гранични състояния В раздели 7 и 8 са определени видовете комбинации (рядко, нечесто, често повтарящи се или квази-постоянни), ползвани за съответната проверка					
Рядко повтарящи се	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	P_k	$Q_{k,1}$	$\sum_{j > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	-	-
Не често повтарящи се	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	P_k	$\psi'_{1,1} Q_{k,1}$	$\sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	-	-
Често повтарящи се	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	P_k	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	-	-
Квази-постоянни	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	P_k	-	$\sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	-	-

За комбинациите, необходими при проверките по експлоатационни гранични състояния, се дефинират следните видове представителни стойности на променливите въздействия:

Рядко повтарящата се стойност е определена при предпоставката, че в продължение на 10 години един път ще бъде достигната или превишена. Тя се получава от характеристикната стойност на променливо въздействие F_k умножена с коефициента за комбинация ψ_0 .

Не често повтарящата се стойност е определена при предпоставката, че в продължение на една година един път ще бъде достигната или превишена. Тя се получава от характеристикната стойност на променливо въздействие F_k умножена с коефициента за комбинация ψ'_1 .

Често повтарящата се стойност е определена при предпоставката, че в продължение на една година ще бъде превишена 300 пъти. Тя се получава от характеристикната стойност на променливо въздействие F_k умножена с коефициента ψ_1 .

Квази-постоянната стойност представлява средна стойност за приетия проектен 100 годишен период на експлоатация на съоръжението, или в 50% от експлоатационния срок

на съоръжението тя ще бъде достигната или превишена. Тя се получава от характеристикната стойност на променливо въздействие F_k умножена с коефициента ψ_2 .

1.3.2. Товарни групи

Подвижните натоварвания за пътни мостове могат да участват в изчисленията по единично или като товарни групи според табл. 1.5. При комбинирането на подвижните натоварвания с други въздействия, всяка група gr1, gr2, gr3 трябва да се разглежда като едно въздействие.

Таблица 1.5. Характеристични стойности на многокомпонентни въздействия за пътни мостове

Товарни групи	Товари от пътното платно				Товари от тротоарите
	LM1	LM2	Спирателна Сила Q_{lk}	Центробежна сила Q_{tk}	Равномерно разпределен товар, q_{fk}
gr1a LM1 + $q_{fk}/2$	Характер. Стойност				$q_{fk}/2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
gr1b LM2		Характер. стойност			
gr2 $\psi_1 \text{ LM1} + Q_{lk} + Q_{tk}$	Често повтаряща се стойност $\psi_1 \text{ LM1}$		Характер. стойност	Характер. стойност	
gr3 q_{fk}					$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$

Забележки към табл. 1.5

- 1) За не често повтарящите се комбинации с доминиращи въздействия от товарни групи gr1a, gr1b или gr3 се съблюдават правилата от табл.1.4, като $Q_{k,1}$ представя характеристикните стойности на въздействията от доминиращата товарна група. Ако доминира gr2 стойността в колона 3 на табл. 1.4 трябва да се приеме равна на $\psi_1 \text{ LM1} + \psi_1 Q_{lk} + \psi_1 Q_{tk}$. Означението "+" показва, че силите и моментите участват в комбинацията с техните големина, приложни точки и посоки.
- 2) В често повтарящите се комбинации, като доминиращо въздействие трябва да се приеме gr1a или gr1b, т.е. други въздействия не се приемат като доминиращи при този вид комбинации.
- 3) Товарът върху тротоарите се приема $q_{fk}/2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$, ако върху пътното платно действа LM1. Натоварва се само един тротоар, ако е по-неблагоприятно.

1.3.3. Частни коефициенти на сигурност

В табл. 1.6 са дадени частните коефициенти за въздействията необходими за проверките по крайни гранични състояния за пътни и за пешеходни мостове.

Таблица 1.6. Частни коефициенти за въздействията върху пътни и пешеходни мостове при проверките за крайни гранични състояния

Въздействие	Означение	Изчислителна ситуация	
		S/V	A
Собствени тегла на носещи и неносещи елементи, дълготрайни натоварвания от почвата, почвени и повърхностни води неблагоприятно	$\gamma_{G\sup}$	1,35 ¹⁾	1,00
	$\gamma_{G\inf}$	1,00 ¹⁾	1,00
Хоризонтален земен натиск от теглото на почвата и от подвижен товар	$\gamma_{G\sup}$	1,50 ⁵⁾ 1,00;	-
Предварително налягане	γ_p	1,00 ³⁾	1,00
Слягане на фундаментите	γ_{Gset}	1,00 ⁴⁾	-
Подвижни въздействия неблагоприятно	γ_Q	1,50	1,00
благоприятно		0	0
Други променливи въздействия неблагоприятно	γ_Q	1,50	1,00
благоприятно		0	0
Случайни въздействия	γ_A		1,00

S – дълготрайна изчислителна ситуация

V – краткотрайна изчислителна ситуация

A – случайна изчислителна ситуация

1) Характеристичните стойности на всички постоянни въздействия се умножават с 1,35, ако общото им действие е неблагоприятно, или с 1,00, ако общото им действие е благоприятно.

3) За предварително налягане с налягаща армировка частният коефициент на сигурност се приема равен на 1,00. За предварително налягане чрез принудени деформации се взимат частните коефициенти на сигурност за собствено тегло.

4) Прилага се само, ако слягането на фундаментите се определя точно.

5) Ако земният натиск в крайно гранично състояние се определя с характеристичните стойности на ъгъла на вътрешно триене $\gamma_{G\sup}=1,5$, а с изчислителните - $\gamma_{G\sup}=1,0$. Ако земният натиск от подвижен товар действа благоприятно, той не се отчита в комбинациите.

1.3.4. Коефициенти за комбинации и правила за комбиниране

Таблица 1.7. Коефициенти на комбинации ψ за пътни мостове

Вид въздействие	Означение		ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_1^1
Подвижни въздействия	gr 1a LM1	TS ¹⁾	0,75	0,75	0,2	0,80
		UDL ²⁾	0,40	0,40	0,2	0,80
		$q_{fk}/2$ ³⁾	0,40	0,40	0	0,80
	gr 1b	LM2	0	0,75	0	0,80
	gr 2 (хоризонтални сили)		0	0	0	0
	gr 3 (натоварване от пешеходци)		0	0	0	0,80
Хоризонтални въздействия			0	0	0	0
Въздействия от вятър	F_{wk}		0,30	0,50	0	0,60
Температурни въздействия,	T_k		0, (0,8) ₄₎	0,6	0,5	0,80
Речно течение	F_{wa}		0,8	0,6	0,5	0,8
Триене в подвижни лагери	Приемат се стойностите за хоризонталното въздействие с най-голям принос в разглежданата комбинация					

¹⁾ TS – двусосна група от товарен модел LM1

²⁾ UDL – равномерно разпределен товар от LM1.

³⁾ $q_{fk}/2=2,5 \text{ kN/m}^2$ - намален пешеходен товар.

⁴⁾ $\psi_0=0$ – за крайни гранични състояния; $\psi_0=0,8$, - за експлоатационни гранични състояния.

В различните комбинации, съставяни в съответствие с табл.1.4 и табл. 1.9, не трябва да се включват едновременно въздействията означени на табл. 1.8 с **не**.

Таблица 1.8 Променливи въздействия върху пътни мостове, които не участват едновременно в дадена комбинация

Въздействие или товарна група	gr1a	gr1b	gr2	gr3	W	T	F_{wa}
gr1a		не	не	не	W или T ^{1), 3)}		
gr1b	не		не	не	не	не	не
gr2	не	не		не	не		
gr3	не	не	не		W или T ¹⁾		
Вятър W	^{2), 3)}	не	не	²⁾		не	
Температурни въздействия T	²⁾	не	²⁾	²⁾	не		
Речно течение F_{wa}	²⁾	не	²⁾	²⁾	W или T ¹⁾		

Забележки към таблица 1.8:

¹⁾ Вятърът и температурните въздействия не участват едновременно в дадена комбинация.

²⁾ В дадена комбинация участва само една от групите gr1a, gr2, gr3

³⁾ При комбинацията на вятър с подвижен товар се приема, че вятърът действа върху площ A_{ref} , увеличена с ивица с височина 2,00 м над горната повърхност на настилка. Тази

площ се добавя към височината на конструкцията, като при това не се отчита увеличението от площи на парапети, предпазни огради и противошумни огради. Натискът от вятър върху автомобилите се взема в най-неблагоприятно положение, независимо от приетите дължини на натоварване за вертикалните товари.

В табл. 1.9 са дадени възможните комбинации, необходими за проверките по крайни и експлоатационни гранични състояния на връхни конструкции на пътни мостове.

Таблица 1.9. Възможни комбинации за проверките по крайни и експлоатационни гранични състояния на връхни конструкции на пътни мостове

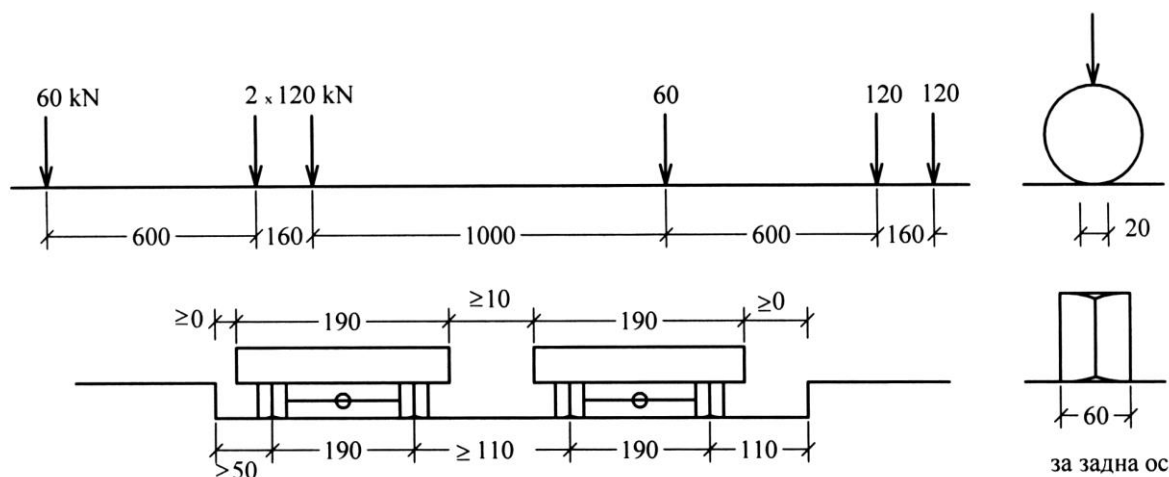
Доминираща товарна група или въздействие		Коефициенти $\psi_i \cdot \gamma_Q$ умножаващи характеристичните стойности Q_k на променливите въздействия			
		TS	UDL	q_{fk}	$LM2$
Крайни гранични състояния					
gr1a основен товарен модел $LM1(TS+UDL)+q_{fk}/2$		1,5	1,5	1,5.0,5	0
gr1b единична ос LM2		0	1,5	0	0
gr3 пешеходци на тротоарите q_{fk}		0	0	1,5	
Експлоатационни гранични състояния					
Рядко повтарящи се комбинации	gr1a основен товарен модел $LM1(TS+UDL)+q_{fk}/2$	1	1	0,5	0
	gr1b единична ос LM2	0	0	0	1
	gr3 пешеходци на тротоарите q_{fk}	0	0	1	0
Не често повтарящи се комбинации	gr1a основен товарен модел	0,8	0,8	0,8:2	0
	gr1b единична ос	0	0	0	0,8
	gr3 пешеходци на тротоарите	0	0	0,8	0
Често повтарящи се комбинации	gr1a основен товарен модел $LM1(TS+UDL)+q_{fk}/2$	0,75	0,4	0,4:2	0
	gr1b единична ос LM2	0	0,75	0	0
Квази постоянна комбинация	Няма доминиращо въздействие или група	0,2	0,2	0	0

TS – двуосна група от $LM1$; UDL – равномерно разпределен товар от $LM1$;
 q_{fk} - равномерно разпределен товар от пешеходци; $LM2$ – единична ос.

1.4. Подвижни натоварвания според досегашния стандарт БДС 1050-76

1.4.1. Автомобилно натоварване Н300

Автомобилното натоварване се състои от автомобилни колони, всяка от които има неограничен брой автомобили. Един автомобил от колоната има общо тегло 300 kN , разпределено на 3 оси: две задни по 120 kN и една предна от 60 kN , вж. фиг. 1.5.



Фиг. 1.5. Автомобилно натоварване Н300

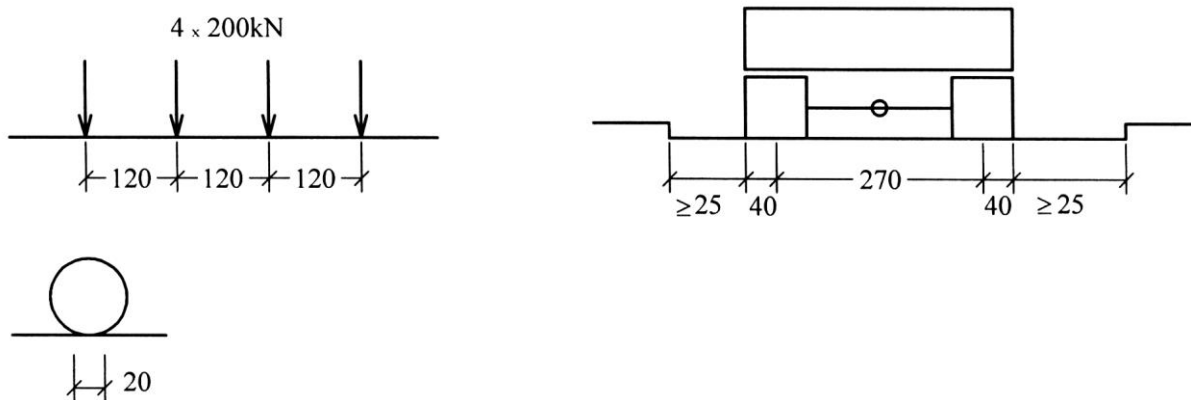
Динамичното влияние се отчита с *динамичен коефициент*, с който се умножават получените разрезни усилия. Динамичният коефициент за гредови и рамкови елементи има стойности:

- за статически отвори до 5 m – 1,3;
- за статически отвори над 45 m – 1,0;
- за отвори между 5 m и 45 m се прави линейна интерполация между 1,3 и 1,0.

1.4.2. Тежко подвижно натоварване НК800

Мостовете, изчислявани с Н300, отделно се проверяват за тежко подвижно натоварване НК800 според фиг. 1.6, като се съблюдават следните правила:

- Върху моста, независимо от дължината и широчината му, се прилага само едно возило НК800, но без динамичен коефициент.
- Едновременно с НК800 върху моста не се прилага Н300 и товар от пешеходци.
- За стоманобетонни мостове, при комбинацията с НК800, допустимите напрежения на бетона и стоманата се увеличават с 25%. Изключение правят тангенциалните напрежения, за които не се допуска увеличение.



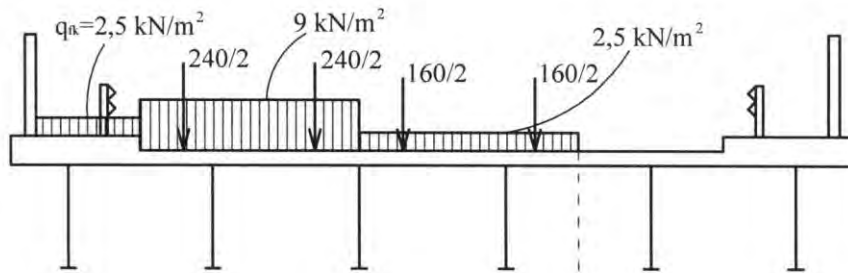
Фиг. 1.6. Тежко подвижно натоварване НК800

Приема се товарите от колелата действат на правоъгълни площи с размери:

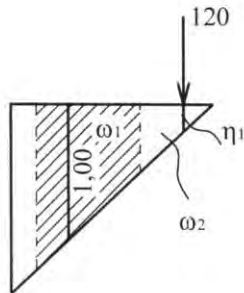
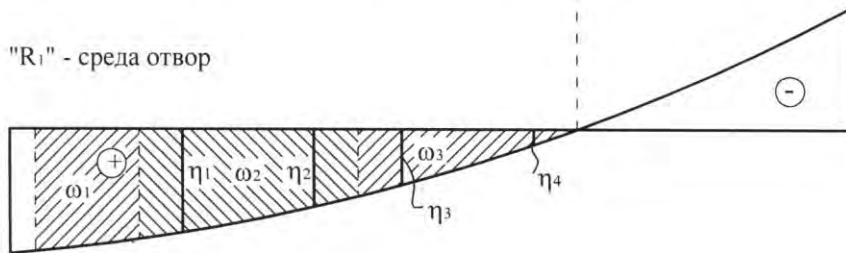
- надлъжно на движението за Н300 и НК800 - 20 cm;
- напречно на движението за задните оси на Н300 – 60 cm;
- напречно на движението за предната ос на Н300 – 30 cm;
- напречно на движението за всички оси на НК800 – 80 cm.

Товарите от колелата се разпределят под ъгъл от 45° **само от настилката, но не и от плочата**, за разлика от фиг. 1.4, където разпределението се приема до средната повърхнина на плочата.

1.5. Схеми за определяне на коефициентите на напречно разпределение от LM1 (TS+UDL) и пешеходци върху тротоарите q_{fk}



"R₁" - среда отвор



"R₁" - при подпората

Концентрирана сила F от TS

$$F = 120(\eta_1 + \eta_2) + 80(\eta_3 + \eta_4)$$

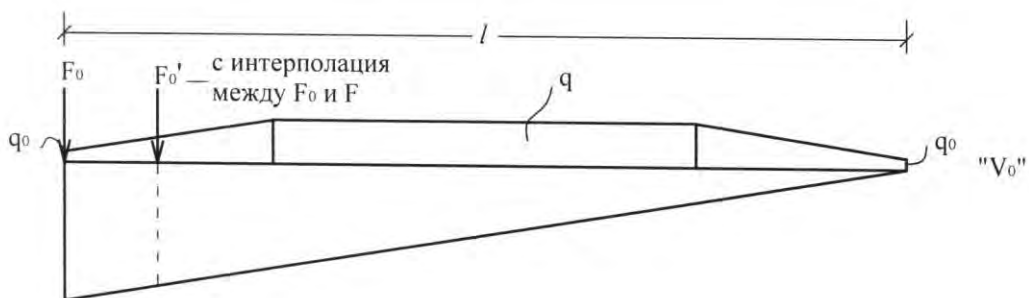
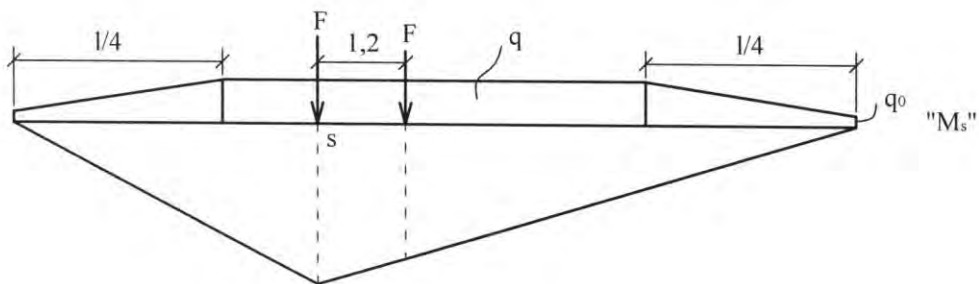
Разпределен товар от

$$q = 9\omega_2 + 2,5\omega_3$$

Разпределен товар от q_{fk}

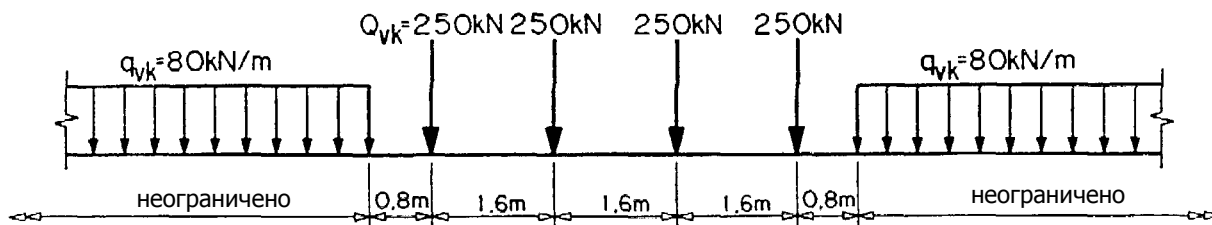
$$q_f = 2,5\omega_1$$

$$F_0 = 120\eta_1; \quad q_0 = 9\omega_1; \quad q_f^0 = 2,5\omega_1$$



2. ВЪЗДЕЙСТВИЯ ВЪРХУ ЖЕЛЕЗОПЪТНИ МОСТОВЕ

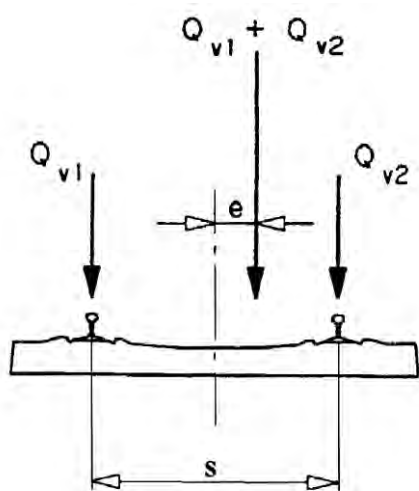
2.1.Товарен модел LM71 (вж. фиг. 2.1)



Фиг. 2.1. Товарен модел LM71

Характеристичните стойности от фиг.2.1 се умножават с коефициент α при коловози, по които се движат подвижни състави по-леки или по-тежки от нормалните. Когато са умножени с коефициента α , товарите се наричат "класифицирани вертикални сили". Приемат се следните стойности за коефициента α : 0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33. Ако не е зададена стойност за коефициента α , той се приема равен на 1,00.

Ефектът от странично изместване на вертикалните товари се определя чрез приемане на съотношение между товарите върху двете колела на една ос 1,25:1,00. Резултантният ексцентрицитет е показан на фиг. 2.2.



Q_{v1}, Q_{v2} товари от колела

$Q_{v1} + Q_{v2} =$ товар на ос

$$\frac{Q_{v2}}{Q_{v1}} \leq 1,25$$

$$e \leq \frac{s}{18} \approx 8,3 \text{ cm}$$

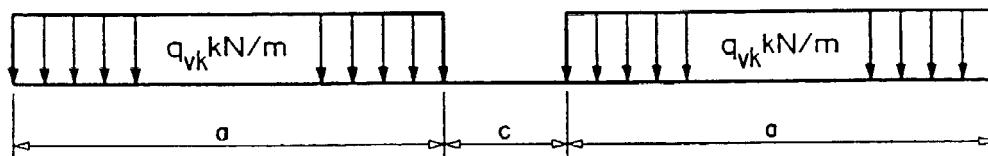
$r \approx 150 \text{ cm}$ - разстояние между осите на релсите

Фиг.2.2. Ексцентрицитет на вертикални товари

За линии на влияние с части с различни знаци във влака LM71 може да има "празни вагони", т.е. вертикално равномерно разпределено линейно натоварване от 12,5 kN/m. Осовите товари, пълните и празните вагони се разполагат по начин така, че стойностите на усилията да бъдат екстремни (максимални и/или минимални). За получаване на най-неблагоприятното положение на товарите се правят няколко опитвания, освен в случаите, при които меродавното състояние е безспорно.

2.2. Товарни модели SW

Товарните модели SW отчитат тежкотоварни железопътни състави (напр. вагони за извънгабаритни тежки товари), вж. фиг. 2.3 и табл. 2.1.



Фиг. 2.3 - Товарни модели SW

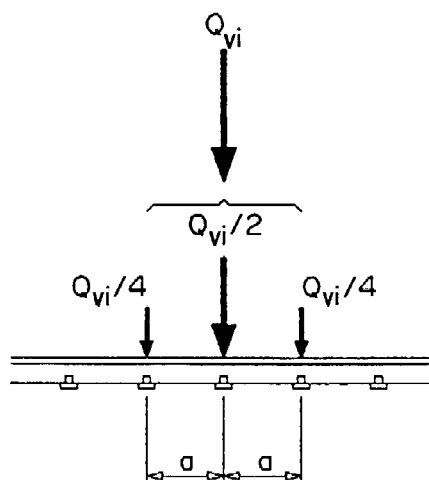
Таблица 2.1 - Характеристични стойности за вертикалните равномерно разпределени натоварвания на Товарни модели SW

Класификация на натоварването	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7.0

2.3 Разпределяне на осовите товари на LM71 и SW от релсите, траверсите и баластовото легло

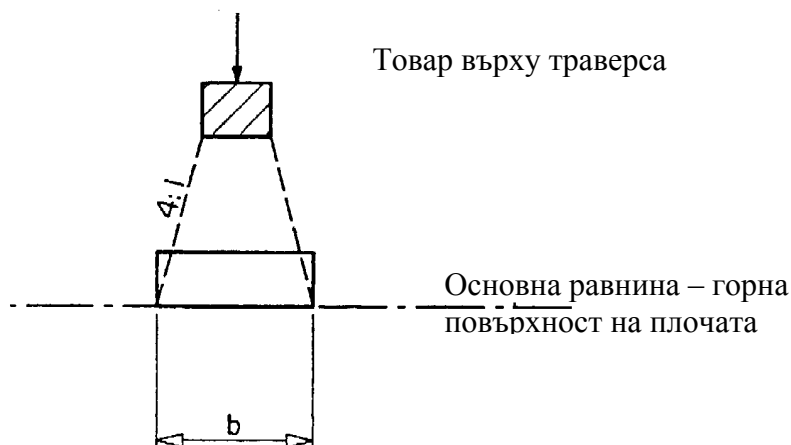
Товарът от едно колело се разпределя от релсите върху три траверси според фиг. 2.4, в която:

- Q_{vi} е товар от колело;
- a е разстоянието между средите на траверсите.



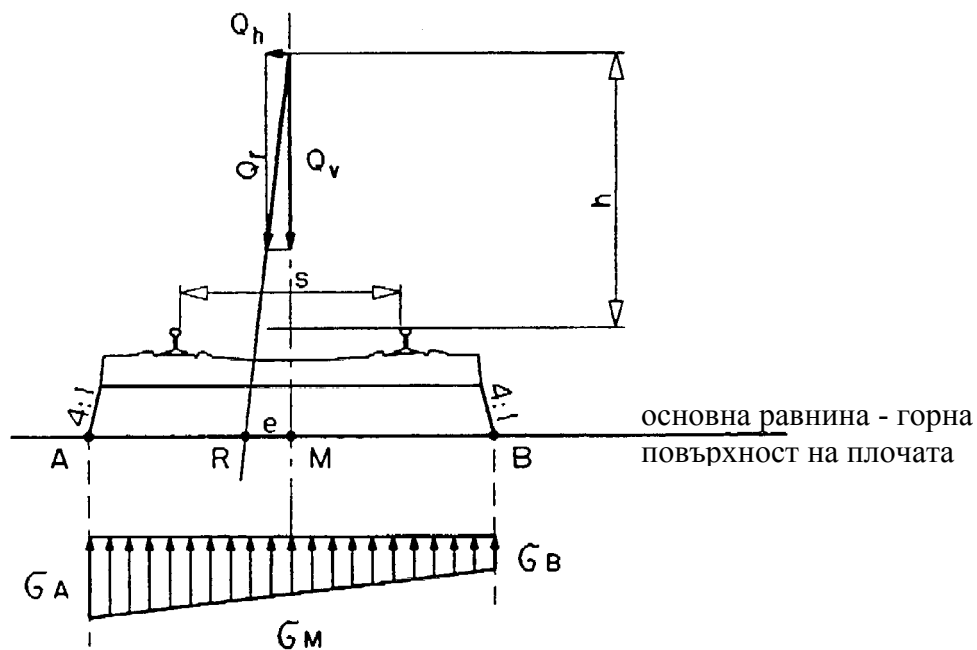
Фиг. 2.4 - Надлъжно разпределяне на товар от колело чрез релсата

При проектиране на стоманобетонни плочи товарите под траверсите се разпределят в надлъжното направление съгласно фиг. 2.5, при което основна равнина е горната повърхност на плочата.



Фиг. 2.5. Надлъжно разпределяне на вертикални товари дължащо се на траверсите и баласта

За мостове с баластово легло без надвишение в крива товарите се разпределят в напречно направление съгласно фиг. 2.6.



Фиг. 2.6 - Напречно разпределяне на вертикалните товари дължащо се на траверсите и баласта при коловоз без надвишение в крива

2.4. Динамичен коефициент ϕ

С динамичния коефициент ϕ , се увеличават усилията и преместванията от Товарен модел LM71. Неговите стойности се приемат както следва:

(а) За грижливо поддържан коловоз:

(2.1)

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82$$

където : $1.00 \leq \phi_2 \leq 1.67$

(б) За коловоз със стандартно поддържане:

(2.2)

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73$$

където : $1.00 \leq \phi_2 \leq 2.0$

Таблица 2.2 Определяща дължина L_ϕ от формули (2.1) и (2.2)

	Пътна плоча под баластово легло	Определяща дължина L_ϕ
4	4.1 Пътни плочи като части от греди с плочогредово или кутиеобразно напречно сечение:	
	- работещи напречно на главните греди	Три пъти статическия отвор на плочата.
	- работещи в надлъжно направление	Три пъти статическия отвор на плочата или определящата дължина на главните греди, ако е по-малка.
	- конзола в напречно направление, поемаща натоварване от релсовия път	 <p>- при $e \leq 0,5 \text{ m}$: три пъти разстоянието между осите на гредите или стebelата на кутиеобразното сечение; - при $e > 0,5 \text{ m}$: виж (*).</p>
	4.2 Непрекъснатата пътна плоча върху напречни греди (работеща по направлението на главните греди)	Два пъти разстоянието между напречните греди.
	4.3 Пътна плоча на коритообразен мост, подпряна на главните греди	Два пъти отвора на пътната плоча

	Конструктивен елемент	Определяща дължина L_ϕ
Главни носещи елементи		
5	5.1 Просто подпирени греди и плочи (включително забетонирани стоманени греди)	Отворът в направление на главните греди
	5.2 Непрекъснати греди и плочи върху n отвора с: $L_m = (L_1 + L_2 + \dots + L_n) / n$	$L_\phi = k.L_m$, но не по-малко от $\max L_i$ ($i=1, \dots, n$) $n = 2 \quad 3 \quad 4 \quad \geq 5$ $k = 1,2 \quad 1,3 \quad 1,4 \quad 1,5$
	5.3 Рамки	
	- с един отвор	Разглеждат се като непрекъснатата греда с три отвора (използва се т. 5.2 при дължини на отворите, равни на дължините на вертикалните и хоризонталните елементи на рамката)
	- с повече отвори	разглеждат се като непрекъснатата греда с четири и повече отвори (използва се т. 5.2 при дължини на отворите, равни на дължините на крайните вертикални елементи и на хоризонталните елементи на рамката)
	5.4 Пътни плочи и други елементи на затворени рамки за един или повече коловози (подлез: светла височина ≤ 3 m, светъл отвор ≤ 6 m)	$\phi_2 = 1,1$; $\phi_3 = 1,15$
Опори на конструкции		
6	Колони, рамковидни опори, лагери, стави, закотвящи устройства, както и при изчисляване на контактните напрежения под лагерите	Определящата дължина на подпирения елемент

(*) Препоръчва се да се избягват конзоли с $e > 0,5$ m. За тези случаи трябва да има специални изследвания за приемане на динамичния коефициент.

За стоманобетонни мостове под насип над 1 m, както и за сводове с плътна надсводова конструкция, ϕ_2 , и ϕ_3 могат да бъдат намалени, както следва:

(2.3)

$$red \phi_{2,3} = \phi_{2,3} - \frac{h-1,0}{10} \geq 1,0$$

където h е дебелината на покритието в m, включващо сумарната дебелина на насипа и баласта, мерена от горния ръб на конструкцията до горния ръб на траверсата.

Колони със стройност (изключвателна дължина към инерционен радиус), по-малка от 30, устои, фундаменти, подпорни стени, както и земният натиск, се изчисляват без динамичен коефициент.

2.5. Вертикални товари върху тротоарите на ж.п. мостове

Въздействието от пешеходци се представя чрез равномерно разпределено натоварване с характеристична стойност $q_{fk}=5 \text{ kN/m}^2$. То се разполага по дължина и ширина на тротоара в най-неблагоприятно положение.

2.6. Хоризонтални товари от ж.п. движение

Лъкатушната сила се приема като концентрирана, перпендикулярна на релсите на нивото на горния им ръб с характеристична стойност $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$. Приложната ѝ точка в отвора на моста се избира с оглед получаване на екстремна стойност в разглеждания елемент.

Теглителните и спирателните сили действат надлъжно на оста на коловоза на нивото на горния ръб на релсите. Те се разглеждат като равномерно разпределени върху съответната дължина от линията на влияние L_f за разглеждания конструктивен елемент.

Техните характеристични стойности се приемат, както следва:

Теглителна сила:	$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L(m)$ $\leq 1000 \text{ (kN)}$	за Товарен модел LM71 и за Товарни модели SW
Спирателна сила:	$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L(m)$ $\leq 6000 \text{ (kN)}$	за Товарен модел LM71 и за Товарен модел SW/0
Спирателна сила:	$Q_{lbk} = 35 \text{ (kN/m)} \times L(m)$	за Товарен модел SW/2

2.3. Комбиниране на въздействията

2.3.1. Комбинации за крайни и експлоатационни гранични състояния

За комбинирането на усилията важат основните определения и формули дадени в раздела за пътни мостове, вж. т. 1.3.1 и съотв. табл. 1.4.

2.3.2. Частни коефициенти на сигурност

Таблица 2.3. Частни коефициенти за въздействия при проверките за крайни гранични състояния на конструкции на железопътни мостове

Въздействие	Означение	Изчислителна ситуация	
		Р/Т	А
Постоянни въздействия от: собствено тегло на конструктивни и неконструктивни елементи, земен натиск, хидростатично налягане (вкл. от почвени води)			
неблагоприятни	γ_{Gsup}	1,35 ^{2),3)}	1,00
благоприятни	γ_{Ginf}	1,00 ^{2),3)}	1,00
Предварително налягане	γ_P	1,00 ⁵⁾	
Слягане на фундаментите	γ_{Gset}	1,00	
Въздействия от ж.п. движение	γ_Q	1,45 (1,20) ⁸⁾	1,00
Други променливи въздействия	γ_Q	1,50	1,00
Случайни въздействия	γ_A		1,00

Ситуации : Р(дълготрайна), Т(краткотрайна), А(случайна)

²⁾ При тази проверка характеристичните стойности на всички постоянни въздействия от един източник се умножават с 1,35, ако общият краен ефект е неблагоприятен и с 1,0, ако е благоприятен.

³⁾ Коефициентите се прилагат към съответните характеристични стойности.

⁵⁾ Вж. също частта за предварително напрегнат бетон.

⁸⁾ За Товарен модел SW/2 се приема $\gamma_Q = 1,20$.

2.3.3. Коефициенти за комбинации

Таблица.2.4 - Коефициенти на комбинации ψ при железопътни мостове

Въздействия		ψ_0	ψ_1'	ψ_1	ψ_2
Въздействия от движението	LM 71	0,80	1,00	¹⁾	0
	SW/0	0,80	1,00	0,80	0
	SW/2	0	1,00	0,80	0
	Празни вагони	1,00	-	-	-
	Спирателна и теглителна сила Центробежни сили	Същите стойности на ψ , както за избраните съпътстващите вертикални товари			
	Лъкатушни сили	1,00	1,00	0,80	0
	Натоварвания върху служебни тротоари	0,80	0,80	0,50	0
	Натоварвания върху насипи зад устои	0,80	1,00	¹⁾	0
Температурни въздействия	T_k	0,60	0,80	0,60	0,50

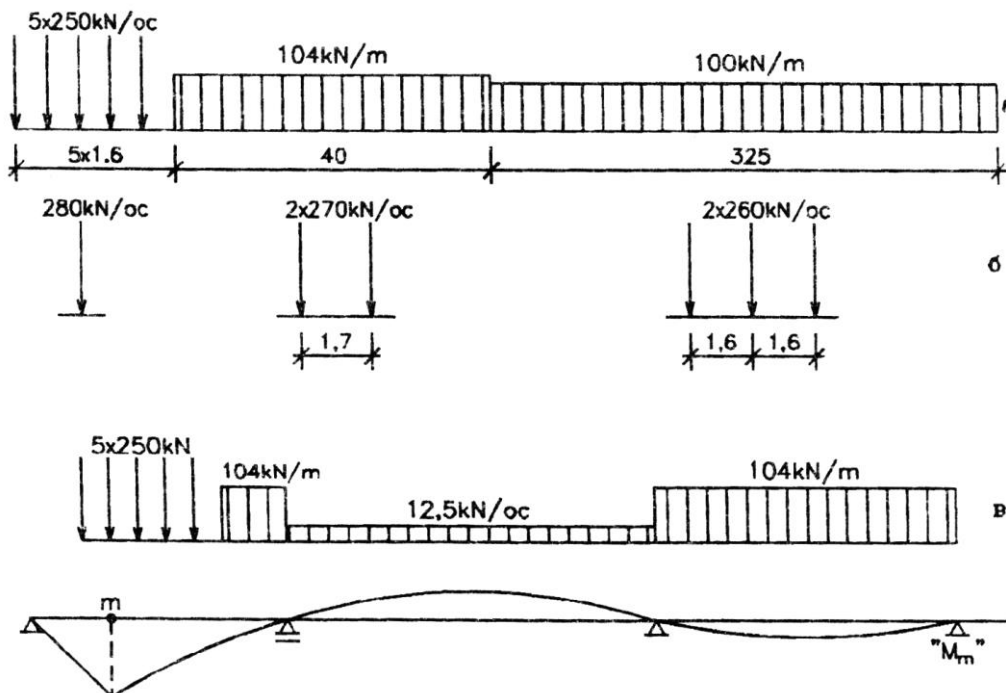
¹⁾ 0,80, ако е натоварен един коловоз
0,60, ако са натоварени два коловоза
0,40, ако едновременно са натоварени три или повече коловоза.

2.3.4. Комбинации за проверките по крайни и експлоатационни гранични състояния на връхни конструкции на железопътни мостове

Доминиращо въздействие		Коефициенти $\psi_i \cdot \gamma_Q$ умножаващи характеристичните стойности на променливите въздействия Q_k			
		LM71	SW/0	SW/2	Пешех. q_{fk}
Крайни гранични състояния					
LM71		1,45	0	0	0,8.1,5
SW/0		0	1,45	0	0,8.1,5
SW/2		0	0	1,20	0,8.1,5
Експлоатационни гранични състояния					
Рядко повтарящи се комбинации	LM71	1	0	0	0,8
	SW/0	0	1	0	0,8
	SW/2	0	0	1	0,8
Не често повтарящи се комбинации	LM71	1	0	0	0,5
	SW/0	0	1	0	0,5
	SW/2	0	0	1	0,5
Често повтарящи се комбинации	LM71	0,8	0	0	0
	SW/0	0	0,8	0	0
	SW/2	0	0	0,8	0
Квази постоянна комбинация		0	0	0	0

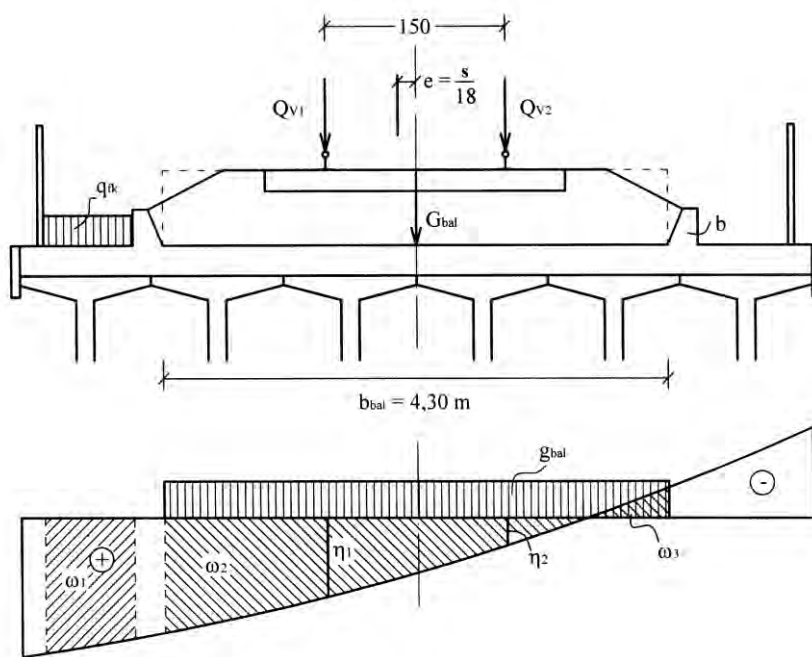
2.4. Подвижни натоварвания според досега действащите “Предписания за натоварвания, строителен габарит и основни конструктивни изисквания за ж.п. мостове”

На фиг. 2.7 е показан влак тип А, ползван досега у нас за проектиране на ж.п. мостове. Елементите се проверяват задължително с товарните групи от една, две или три оси. При линии на влияние с части с различни знаци се прилага групата “празни вагони” – $12,5 \text{ kN/m}$.



Фиг. 2.7. Влак тип А, групи от една, две и три оси, празни вагони

2.5. Схеми за определяне на коефициентите на напречно разпределение за ж.п. мостове



$$e = \frac{150}{18} = 8,3 \text{ cm}$$

$$Q_{v1} = \frac{75 + 8,3}{150} Q = 0,555Q$$

$$Q_{v2} = 0,445Q$$

$$g_{bal} = G_{bal} / b_{bal}$$

Коефициенти за напречно разпределение
за товари от влак LM71 или SW

$$k = Q_{v1} \eta_1 + Q_{v2} \eta_2 = 0,555 \eta_1 + 0,445 \eta_2$$

за товар върху тротоара $q_{fk} \omega_1$

за баласт

G_{bal} – тегло на баласта, изолацията и бордовете (b)

$$g_{bal} = G_{bal} / b_{bal} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]; \quad \bar{g}_{bal} = g_{bal} (\omega_2 - \omega_3) \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

За опростяване, коефициентите на напречно разпределение са приети константи по дължината на гредата, вкл. и за зоните при опорите.

3. ОСНОВНИ ДАННИ ЗА МАТЕРИАЛИТЕ

3.1. Бетон

3.1.1. Основни характеристики

За бетона важи БДС EN 206-1 “Бетон” (Български държавен стандарт хармонизиран с европейска норма носеща същия номер). Според този стандарт като *характеристична якост на натиск* се приема якостта с 95% обезпеченост, определена чрез пробни тела - цилиндри с диаметър 150 mm и височина 300 mm. Тази обезпеченост показва, че 95% от пробите трябва да показват якост, не по-ниска от характеристичната. Допуска се изпитването да се извърши с кубчета със страна 150 mm. Пример за означението на класа на бетона - C35/45, което трябва да се тълкува бетон с характеристична (цилиндрична) якост на натиск 35 МПа и кубова якост на натиск 45 МПа.

В елементите на мостовете трябва да се употребяват бетони с класове не по-ниски от дадените по-долу. Второто число се отнася за минималното бетонно покритие.

- за стоманобетонни връхни конструкции	C25/30;	35 mm;
- бетонно покритие на пътни плочи		30 mm
- за предварително напрегнати връхни конструкции	C30/37	
- за стоманобетонни опори (общо)	C25/30	35 mm
- за стоманобетонни опори на надлези над пътища, обработвани през зимата с хлориди	C35/45	55 mm
- за бетонни опори	C25/30	
- бетонни фундаменти всестранно засипани с почва	C12/15	
- стоманобетонни фундаменти всестранно засипани с почва	C16/20	35 mm

За бетонното покритие на армировката напрегната преди бетонирането важат същите ограничения..

За бетона се ползват следните характеристики, дадени в табл. 3.1:

f_{ck} характеристична (цилиндрична) якост на бетона с 95% обезпеченост;

$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$ средна натискова (цилиндрична) якост на бетона

$f_{ck, cube}$ кубова якост на бетона с 95% обезпеченост

f_{ctm} средна опънна якост на бетона

$f_{ctk, 0,05}$ характеристична якост на бетона с 5% брак (т.е. най-много 5% от пробите имат опънна якост по малка от $f_{ctk, 0,05}$)

$f_{ctk, 0,95}$ характеристична якост на бетона с 95% брак (т.е. най-много 95% от пробите имат опънна якост по-голяма от $f_{ctk, 0,95}$)

$E_{cm} = 9500(f_{ck} + 8)^{1/3}$ модул на еластичността на бетона

Таблица 3.1. Якостни и деформационни характеристики на бетона

Клас бетон	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
E_{cm} (MPa)	25 800	27 400	28 800	30 500	31 900	33 300	34 500	35 700	36 800
ε_{cl} ($^{\circ}/_{oo}$)	-1,8	-1,9	-2,1	-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,55	-2,6

3.1.2. Работни диаграми (зависимости между напреженията и деформациите)

При нелинеен метод на статическо решение се ползва зависимостта между напрежения и деформации (работната диаграма за бетона) от фиг. 3.1. За краткотрайно едноосово натоварване тя се представя чрез следната формула:

$$(3.1) \quad \frac{\sigma_c}{f_c} = -\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

където

$$(3.2) \quad \eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$$

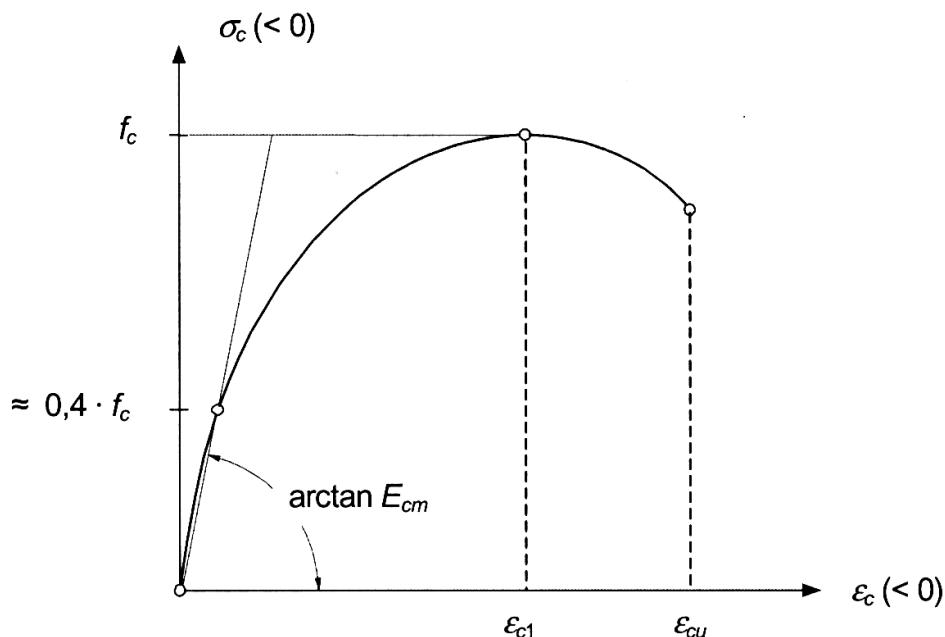
$$(3.3) \quad k = -1,1E_{c,nom}\varepsilon_{cl} / f_{cm}$$

ε_{cl} относително скъсяване на бетона при достигане на максималното му натисково напрежение от табл. 3.1

$E_{c,nom}$ средна стойност на модула на еластичност на бетона от табл. 3.1.

f_c максимална стойност на натисковото напрежение в бетона; при нелинеен метод на изследване се приема равно на $f_{cR} = 0,85\alpha f_{ck}$; за стойностите на α вж. по-долу.

Формула (3.1) е валидна за $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{clu}|$, където $\varepsilon_{clu} = -3,5 \text{ } ^{\circ}/_{oo}$ е относителното скъсяване на бетона при разрушаване.



Фиг. 3.1. Зависимост между напреженията и деформациите в бетона за определяне на усилията по нелинеен метод

Работната диаграма от фиг. 3.1 най-точно отразява свойствата на бетона. Тя обаче е сравнително неудобна за практически цели. Затова за проверката на носещата способност на нормални сечения се ползва по простата зависимост между напреженията и деформациите от фиг. 3.2. Тя се представя чрез уравнения (3.4) и (3.5).

$$(3.4) \quad \sigma_c = -f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{за } 0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{c2}|$$

$$(3.5) \quad \sigma_c = -f_{cd} \quad \text{за } |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu}|$$

където

$\varepsilon_{c2} = -2,0^\circ /_{oo}$ деформация при достигането на натисковата якост

$\varepsilon_{cu} = -3,5^\circ /_{oo}$ гранична деформация

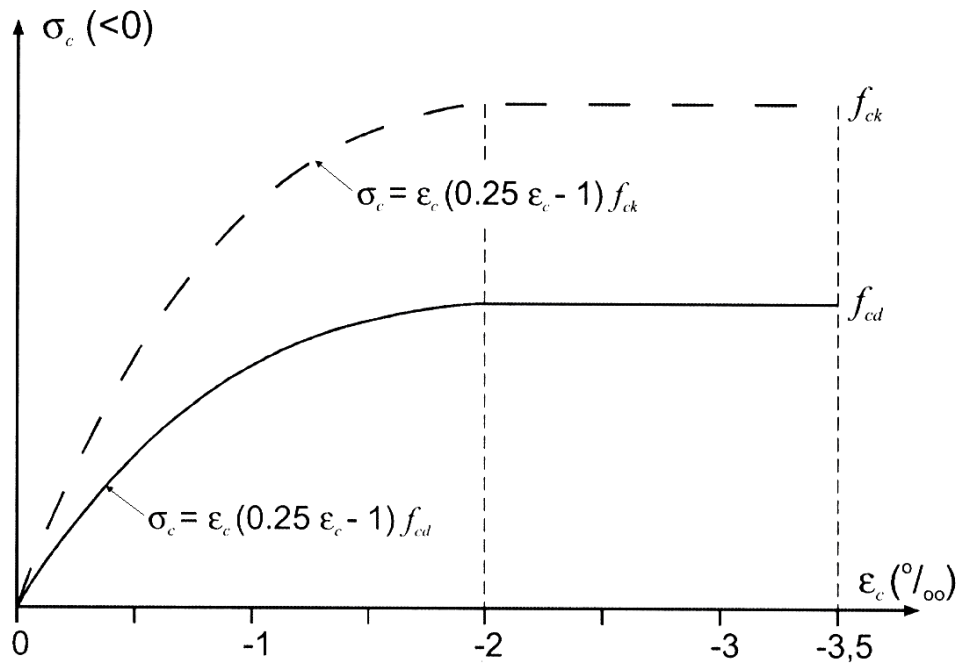
Изчислителната стойност на напрежението в бетона f_{cd} се определя по формулата:

$$(3.6) \quad f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c ,$$

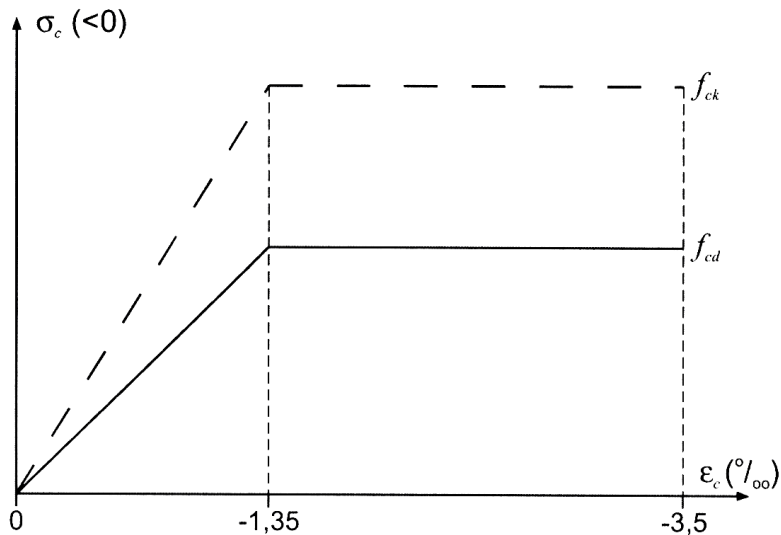
където:

γ_c частен коефициент на сигурност за бетона

α коефициент отчитащ намаляването на якостта вследствие дълготрайното натоварване, а също и преизчисляването на цилиндричната якост към якостта на едноосов натиск; коефициентът α се приема равен на 0,85



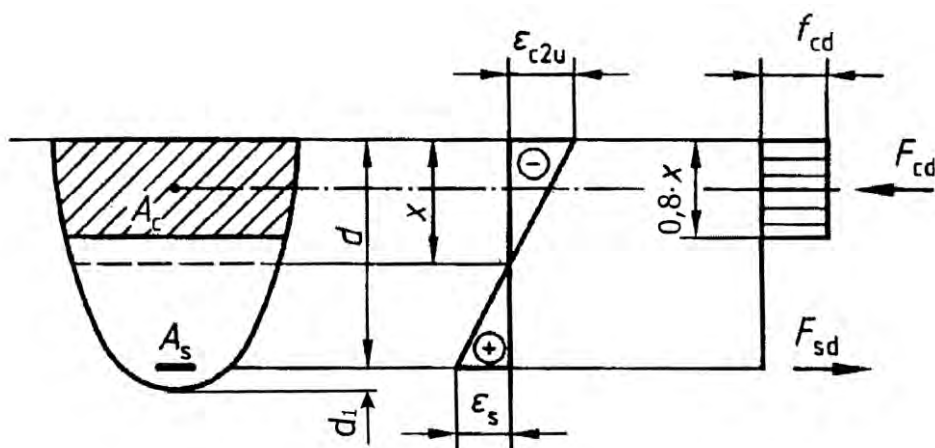
Фиг. 3.2. Параболично-праволинейна работна диаграма за бетона



Фиг. 3.3. Билинейна зависимост напрежения деформации

Допускат се и други идеализирани работни диаграми, които са равностойни на параболично-праволинейната диаграма, напр. билинейната диаграма от фиг. 3.3.

Ако нулевата линия се намира в сечението, се допуска опростяване чрез ползване на правоъгълен блок на напреженията според фиг. 3.4. За сечения, чиято ширина намалява към натиснатия ръб напрежението в бетона се приема $0,9 f_{cd}$.



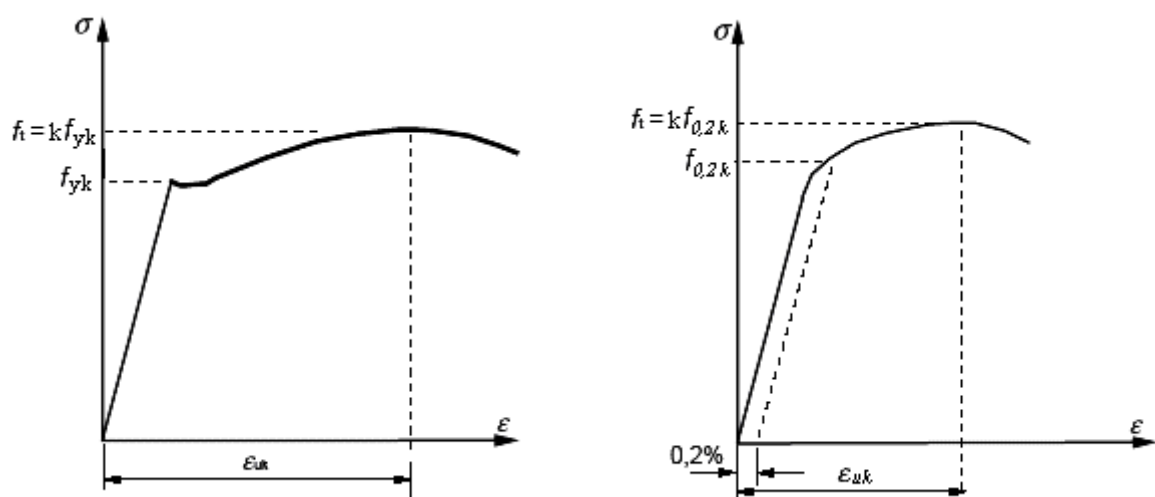
Фиг.3.4. Правоъгълен блок на напреженията

Таблица 3.2. Стойности на частния коефициент γ_c за сигурност на бетона

Вид елементи	При проверката за носеща способност за следните изчислителни ситуации		При проверката за умора
	дълготрайни и краткотрайни	случайни	
Стоманобетонни и предварително напрегнати	1,5*	1,3	1,5
Бетонни (неармирани)	1,8	1,55	
При проверката на стройни греди срещу измятане	2,0		

* За готови елементи при гарантиране на високо качество на производството и строг контрол γ_c може да се приеме равен на 1,35.

3.2. Стомана за обикновен и предварително напрегнат бетон



а) Горещовалцувана стомана

б) Студенодеформирана стомана

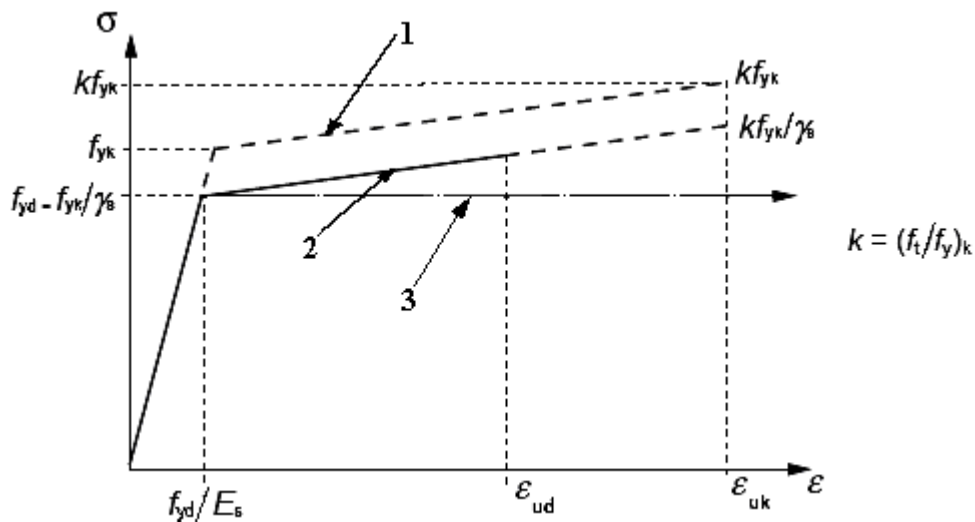
Фиг. 3.5. Типични работни диаграми на армировъчни стомани

Таблица 3.3. Армировъчна стомана по БДС 4758-84

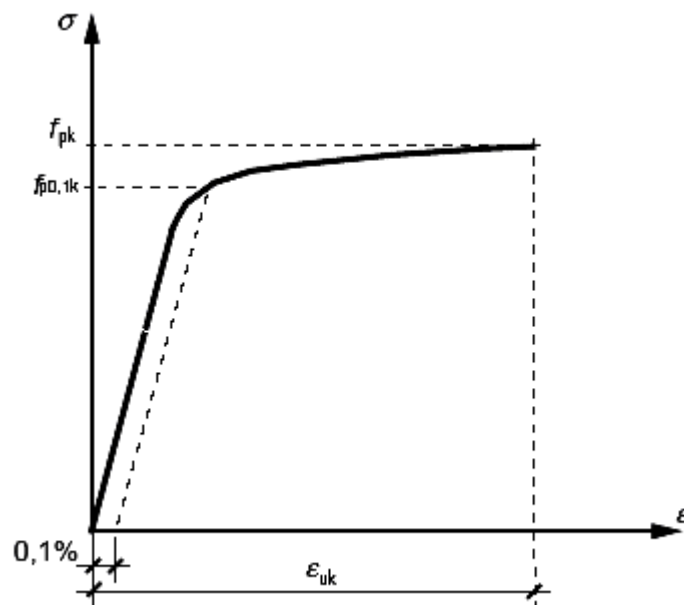
Вид на доставка	Пръти и кангали		
Клас	А - I	А - III	
Марка	Ст3	25Г2С	35ГС
Характеристична граница на провлачане f_{yk} или $f_{0,2k}$, МПа	235	390	
Характеристична якост на опън f_{tk} , МПа	370	590	
Минимално относително удължение A_5 , %	25	14	
Огъваемост – ъгъл на огъване, градуси, и диаметър на дорника c , mm	180° $c = 0,5d$	90° 3d	
Вид на повърхността	гладка	Оребрена със затихващи (сърповидни) напречни ребра	

Проверката по носеща способност се извършва с изчислителни билинейни диаграми от фиг. 3.6. За стомани АI и АIII по БДС 4758-84, които са горещовалцувани и имат физическа граница на провлачане (фиг. 3.5 а), се приема изчислителна работна диаграма с хоризонтален горен клон (линия 3 от фиг. 3.6). За стомани без физическа граница на провлачане (фиг. 3.5 б) се приема изчислителна работна диаграма с наклонен горен клон (линия 2 от фиг. 3.6 б). Максимална стойност на напрежението (съотв. на $\varepsilon_{ud} = 25^\circ / \rho_0$) се приема равна на $1,05 f_{yd}$.

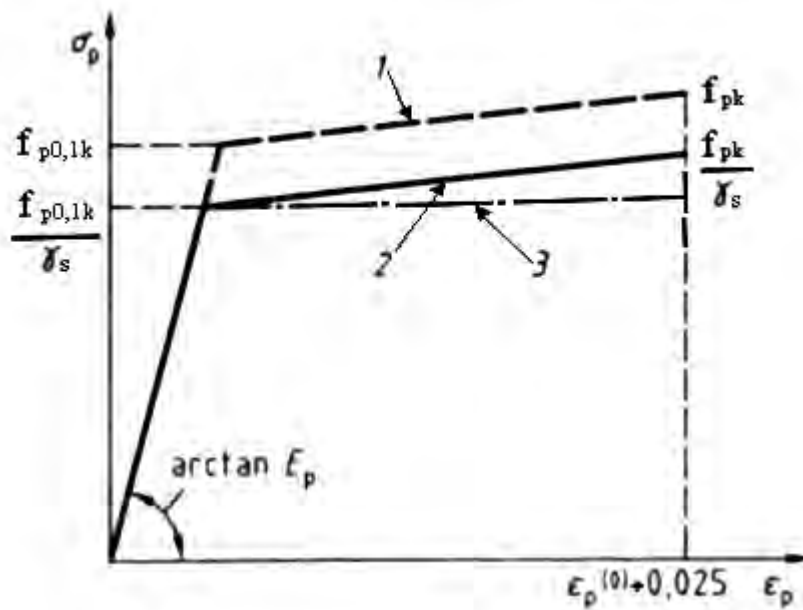
Коефициентът на сигурност γ_s на стомани за обикновен и предварително напрегнат бетон се приема $\gamma_s=1,15$ – за дълготрайни, краткотрайни и сеизмични изчислителни ситуации и $\gamma_s=1,0$ – за случайни изчислителни ситуации..



Фиг. 3.6. Работни диаграми на армировъчни стомани :1 – характеристична 2, 3 – изчислителни. За стомани по БДС 4758-84, които са горещвалявани (фиг. 3.5 а) се приема изчислителна работна диаграма с хоризонтален горен клон (линия 3) и с характеристики: за Ст АІ $f_{yd} = 200\text{MPa}$ $f_{td} = 210\text{MPa}$ и за Ст АІІІ $f_{yd} = 339\text{MPa}$ $f_{td} = 350\text{MPa}$; $\epsilon_{ud} = 25^\circ /_{oo}$



Фиг. 3.7. Типична работна диаграма на стомана за предварително напрегане



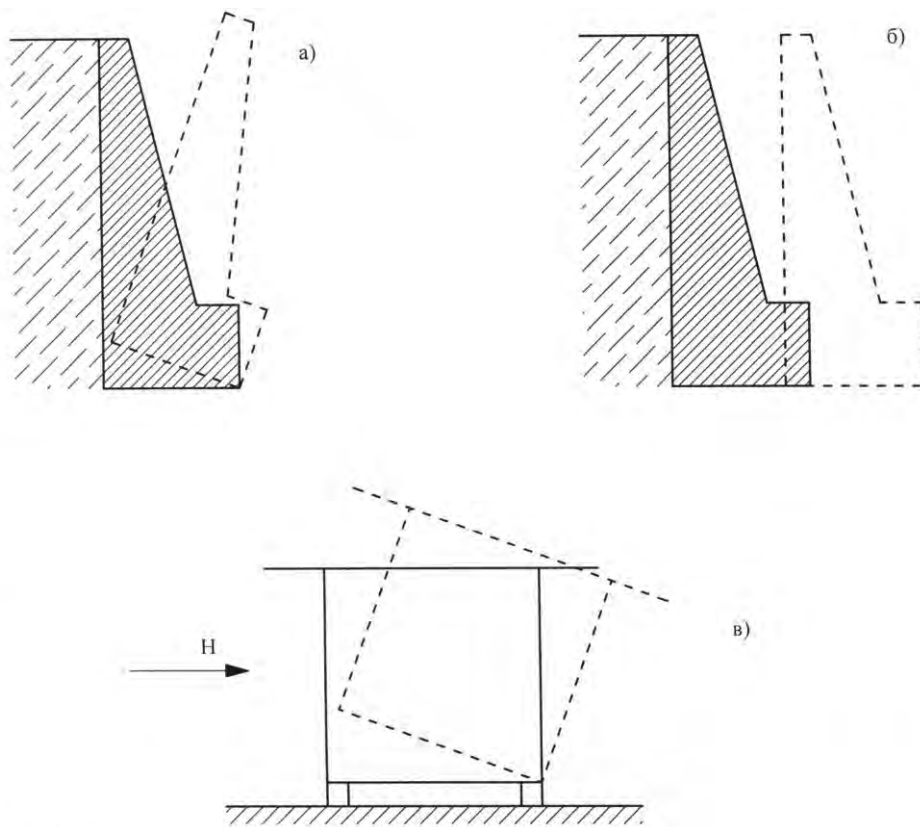
Фиг. 3.8. Идеализирани работни диаграми на стомана за предварително налягане: 1 – характеристична; 2 – изчислителна с наклонен горен клон; 3- изчислителна (опростена) с хоризонтален горен клон; при ползването ѝ се получават резултати на страната на сигурността.

4. КРАЙНИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ (основни положения)

Достигането до крайно гранично състояние е свързано с разрушаване на цялата конструкция, или на отделни нейни части. Експлоатацията на съоръжението при това е невъзможна. Към крайните гранични състояния се отнасят:

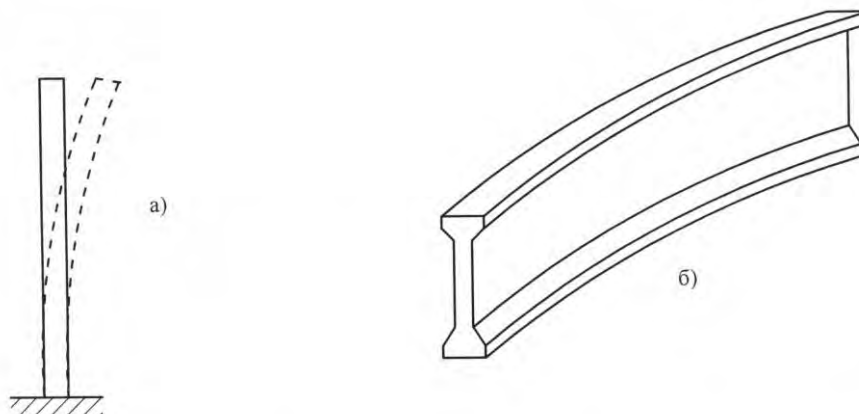
а) Разрушаване предизвикано от големи стойности на разрезните усилия: от огъващи моменти (вж. фиг. 5.1), от напречни сили (вж. фиг. 6.4), от усукващи моменти, от нормални сили, или от комбинираното действие на две или повече разрезни усилия. В раздел 5 са разгледани проверките по крайни гранични състояния за сечения подложени на действието на огъващи моменти (евентуално комбинирани с нормални сили). Раздел 6 е посветен на поемането на напречните сили.

б) Загуба на устойчивост на равновесието. При този вид проверки изследваната конструкция или нейн елемент се разглежда като абсолютно кораво тяло. Примери за този вид крайно гранично състояние са: преобръщане (вж. фиг. 4.1 а) и подхлъзване (фиг. 4.1 б) на подпорна стена или устой, преобръщане на лека връхна конструкция от хоризонтални сили (фиг. 4.1 в).



Фиг. 4.1. Примери за нарушаване на устойчивостта на равновесието:
а) преобръщане на подпорна стена; б) подхлъзване на подпорна стена
в) преобръщане на връхна конструкция

в) Загуба на устойчивост на формата - тук се отнасят всички задачи от устойчивостта на деформируемите системи, напр. вж. фиг. 4.2.

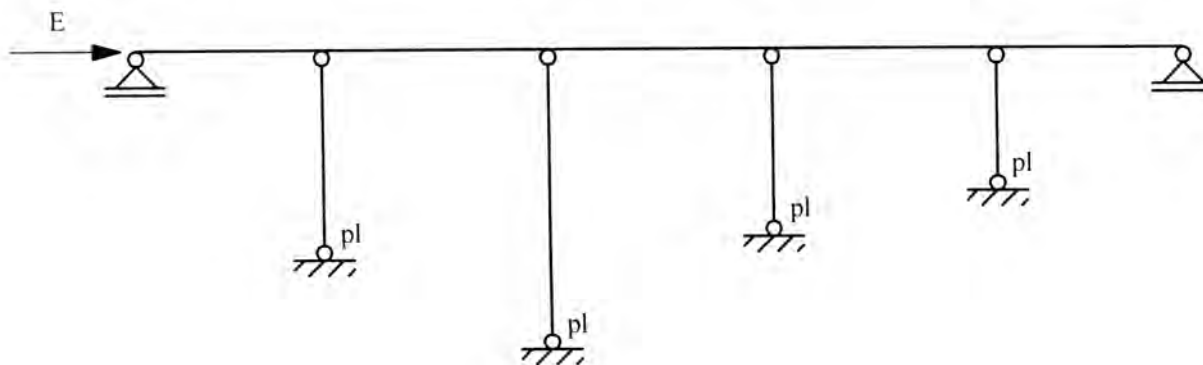


Фиг. 4.2 Примери за загуба на устойчивост на формата

а) изкълчване на колона; б) измятане на тясна готова греди в монтажено състояние

г) Умора на материалите. При многократно натоварване и разтоварване се изменят напреженията в материалите, както по стойности (за бетона и за армировката), така и по знаци (само за армировката). При това може конструкцията или елементът да бъде разрушен от разрезни усилия, със стойности по-ниски от тези предизвикващи разрушаването при еднократно натоварване. Не бива да се бърка разрушаването от динамичното влияние, което се отчита по други начини (напр. с динамични коефициенти). Гранично състояние на умора е от особено значение за ж.п. мостовете и в по-малка степен за пътните. Не се проверяват за умора конструкциите под насип и масивните опори. Според проекто-нормите за мостове са дадени предписания за тази проверка, но тя не е включена в курсовия проект.

д) Превръщане на конструкцията в механизъм. При изчисляването на статически неопределима конструкция може да се ползва метод от теорията на пластичността, т.е. да се допуска пластифицирането на отделни сечения или зони. При това се образуват пластични стави. За пример на фиг. 4.3 е разгледана една мостова конструкция, чиито стълбове в горния си край са кораво свързани с връхната конструкция и запънати във фундаменти. От земетръсно въздействие в долните краища на стълбовете могат да се образуват пластични стави. Крайно гранично състояние ще настъпи, ако във всички стълбове има пластични стави в долния им край, защото тогава системата става геометрично изменяема (механизъм), фиг. 4.3.



Фиг. 4.3. Образуване на пластични стави в стълбовете

е) Местни разрушения, напр. в областите около лагери, закотвяния на напрегаща армировка и др. подобни.

5. НОСЕЩА СПОСОБНОСТ НА НОРМАЛНИ СЕЧЕНИЯ ПОДЛОЖЕНИ НА ДЕЙСТВИЕТО НА ОГЪВАЩИ МОМЕНТИ, ВКЛ. И КОМБИНИРАНИ С НОРМАЛНИ СИЛИ

5.1. Основни предпоставки

При проверката на носещата способност на нормални сечения на стоманобетонни и предварително напрегнати елементи подложени на действието на огъващи моменти, вкл. комбинирани с нормални сили се приемат следните предпоставки:

а) При огъването сеченията остават равнинни (хипотеза на Бернули), т.е. диаграмата на деформациите ε е линейна по височина на сечението.

б) Сцеплението между армировката и бетона е съвършено, т.е. деформациите на армировъчните пръти са равни на тези на съседния бетон.

в) Пренебрегва се работата на опънатия бетон.

г) Формата на диаграмата на натисковите напрежения в бетона е подобна на работната му диаграма от фиг. 3.2, фиг.3.3 или 3.4. Т.е. когато деформациите се изменят по линейен закон (предпоставка а), напреженията следват функцията на работната диаграма.

д) Работните диаграми на армировъчната стомана са според фиг. 3.6 и на високоякостната стомана - според фиг. 3.8.

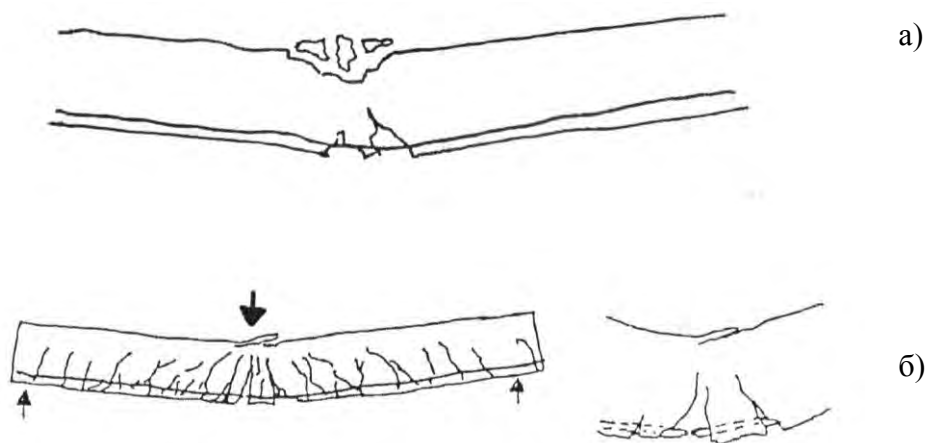
е) Деформациите на натиснатия бетон се ограничават до $\varepsilon_{cu} = 3,5^\circ /_{oo}$, на обикновената армировка - до $\varepsilon_{ud} = 25^\circ /_{oo}$ и на налягащата - съответно до $\varepsilon_p^{(o)} + 25^\circ /_{oo}$, ($\varepsilon_p^{(o)}$ е удължението на налягащата армировка, дължащо се само на предварителното налягане). Тези ограничения са известни още и като *критерии за разрушаване*. Така при проведени изпитвания до разрушаване на стоманобетонни елементи подложени на огъване се забелязват следните видове разрушения:

- Разрушение от армировката при достигане на $\varepsilon_{ud} = 25^\circ /_{oo}$ означава на практика развитие в армировката на пластични деформации, което се съпровожда с разтварянето на широки пукнатини (вж. фиг. 5.1 а). Бетонът не е достигнал натисковата си якост. Но при скъсване на опънатата армировка вътрешната двоица вече не съществува и оттам последва и разрушаване на бетона в натисковата зона.

- Разрушение от бетона при достигането до $\varepsilon_{cu} = 3,5^\circ /_{oo}$ означава на практика откъртване на бетон от натисковата зона, преди армировката да е достигнала опънатата си якост, фиг. 5.1 б). При това рязко намалява рамото на вътрешните сили z и в следствие се къса армировката.

ж) При изцяло натиснати сечения деформациите на бетона се ограничават до $\varepsilon_{c2} = 2^\circ /_{oo}$. Това ограничение се обяснява с работната диаграма на бетона показана на фиг. 3.1. При центричен натиск максималното напрежение в бетона се достига при $\varepsilon_{c2} = 2^\circ /_{oo}$. При огъване се допуска по-голяма стойност на деформацията в ръба $\varepsilon_{cu} = 3,5^\circ /_{oo}$. Това означава, че при огъване най-голямото напрежение може да не бъде в ръба, а навътре в сечението. Такава диаграма на натисковите напрежения би се получила, ако се ползва работната диаграма от фиг. 3.1. Приетата за доказването на носещата способност параболично-праволинейна диаграма от фиг. 3.2 не отчита това явление, но е по проста за ползване.

и) В напълно натиснати плочи на плочогреди и кутиеобразни сечения, деформациите на бетона в средата на плочата се ограничават до $\varepsilon_{c2} = 2^\circ /_{oo}$. Тази предпоставка е следствие от предишната, защото се приема, че тънка плоча на плочогреда ще работи приблизително на центричен натиск.



Фиг. 5.1. Типове разрушения от огъващ момент
а) от бетона; б) от армировката

При определяне на количеството на опънната армировка трябва да се съблюдават изискванията за поемането на напречните сили, вж. раздел 6.

За съставни елементи (съчетание от готови елементи и замонолитващ бетон, вж. фиг. 6.6) проверката за носещата способност се извършва като за елементи бетонирани на един етап. Ако двата бетона са с различни класове по якост на натиск, то изчислението се провежда по един от начините:

а) приемане на съответните работни диаграми за бетона на готовия елемент и на замонолитващия бетон;

б) ако замонолитващият бетон е с по-нисък клас от този на готовия елемент, в полза на сигурността може да се работи с работната диаграма на замонолитващия бетон.

5.2. Осигуряване срещу крехко разрушаване

За стоманобетонни елементи подложени предимно на огъване, относителната височина на натисквата зона се ограничава до $x/d \leq 0,45$.

В елементи напрегнати след бетонирането, обикновената армировка трябва да бъде със сечение, не по-малко от $\min A_s$, определено по формулата:

$$(5.1) \quad \min A_s = M_{r,ep} / (f_{yk} z_s),$$

където:

$M_{r,ep}$ моментът, предизвикващ образуване на пукнатини, изчислен при напрежение в опънния ръб на сечението, равно на $f_{ctk;0.05}$ (взима се от табл. 3.1). При това не се отчитат огъващите моменти и нормалните сили от предварителното налягане, получени в определената система. Обаче се взема под внимание промяната на статическите неизвестни, дължаща се на предварителното налягане.

z_s рамото на вътрешните сили при крайно гранично състояние. За правоъгълно сечение може да се приеме $z_s = 0.9d$.

Определената по форм. (5.1) минимална армировка $\min A_s$ за полето на непрекъснатата греда с Т- или кухо сечение се продължава до опорите на съответното поле.

За елементи, напрегнати преди бетонирането, форм. (5.1) се прилага по един от следните два начина:

а) $\min A_s$ се покрива с онази част от напрегащата армировка, която е вътре в частта от сечението имаща бетонно покритие равно на 2 пъти по-голямо от определеното според правилата от т. 3.3. В този случай f_{yk} се замества с $f_{po,1k}$.

б) За покриването на $\min A_s$ участва цялото количество на напрегащата армировка с $f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$.

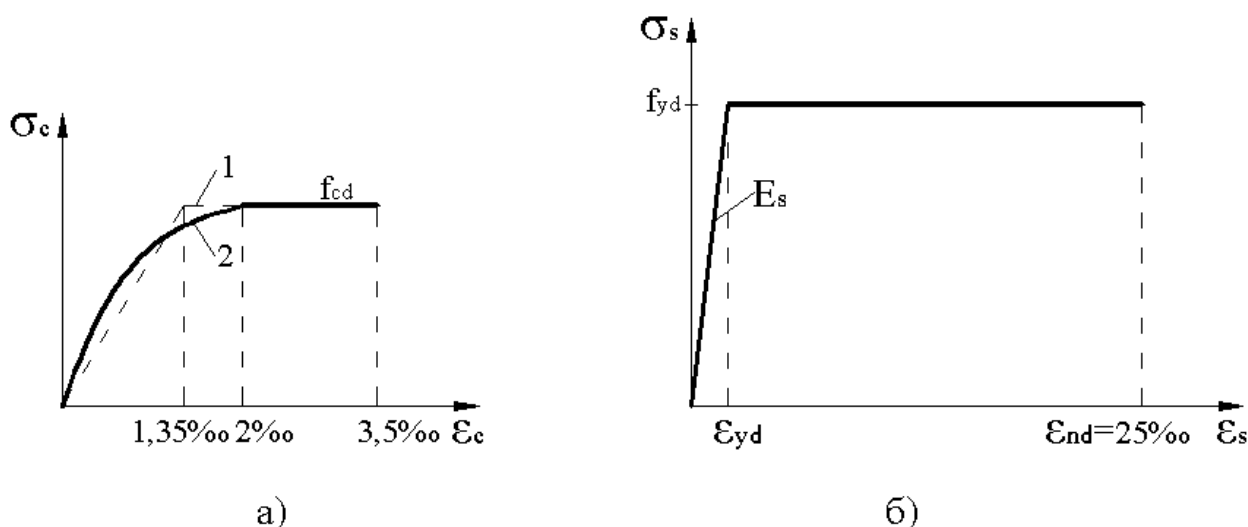
И в двата случая z_s се мери от центъра на тежестта на напрегащата армировка.

5.3. Определяне на армировката в правоъгълно сечение подложено на огъване

5.3.1. Методика на решението

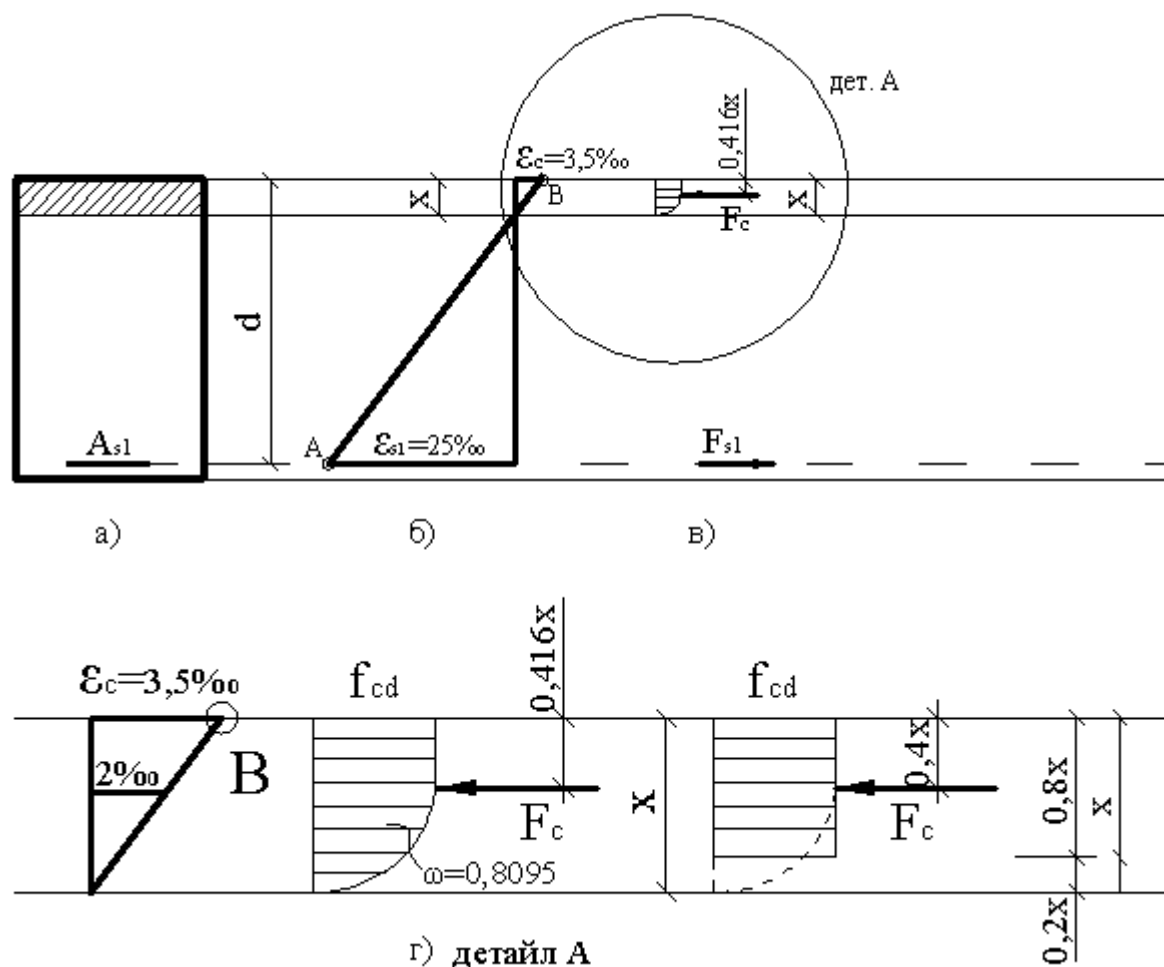
Решението се провежда при познати размери на сечението (широчина, и височина, както и големина на бетонното покритие. Приема се класа на бетона, който трябва да отговаря на изискванията от т. 3.1.1, както и класа на стоманата.

Методиката се основава на предпоставките от т. 5.1. Работната диаграма на бетона (предпоставка г) се приема като параболично-праволинейна (фиг. 3.2) или билинейна (фиг. 3.3). Работната диаграма за армировъчни стомани с физическа граница на провлачане е с хоризонтален горен клон, вж. фиг. 5.1 и съотв. фиг. 3.5.



Фиг. 5.2. Изчислителни работни диаграми а) на бетона: 1- с параболичен качващ клон; - 2 билинейна; б) работна диаграма на стоманата

Типът на разрушението (от бетона или от стоманата) засега е неизвестен. Като първо опитване се приема, че едновременно настъпва разрушение от бетона и от стоманата. Това отговаря на деформация (относително скъсяване на бетона) $\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$ (точка А от фиг. 5.3 б) и на армировката $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{ud} = 25\text{‰}$ (точка В), вж. т. 5.1, съотв. предпоставка е). Диаграмата на деформациите по височина на сечението се представя с права съединяваща точки А и В, което отговаря на хипотезата на Бернули предпоставка.



Фиг. 5.3. Правоъгълно сечение подложено на огъване – едновременно разрушаване от бетона и от стоманата; а) напречен разрез; б) диаграма на деформациите; в) натискови напрежения в бетона и опънна сила в армировката; г) детайл А: диаграма на деформациите; криволинейна диаграма на натисковите напрежения: правоъгълен блок на напреженията

Височината на натисковата зона x се определя по формулата:

$$(5.2) \quad x = \varepsilon_c d / (\varepsilon_c + \varepsilon_{s1})$$

След заместване във формула (5.2) на $\varepsilon_{cu} = 3.5^\circ /_{oo}$ (точка А от фиг. 5.3 б) и на армировката $\varepsilon_{s1} = 25^\circ /_{oo}$ се получава височина на натисковата зона x_{AB} , отговаряща на едновременното разрушаване откъм опънната и натисковата зона:

$$(5.3) \quad x_{AB} = \frac{3.5}{3.5 + 25} d = 0.123d$$

Формата на диаграмата на натисковите напрежения в бетона е подобна на работната му диаграма (вж. т. 5.1 предпоставка г). Резултатната на натисковите напрежения в бетона (натисковата сила в бетона F_c) се представя с формулата:

$$(5.4) \quad F_c = \omega b x f_{cd},$$

където b е широчината на сечението, x – височината на натисковата зона; изчислителната стойност на напрежението в бетона f_{cd} се определя от:

$$(3.6) \quad f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c ,$$

където:

γ_c частен коефициент на сигурност за бетона; в случая $\gamma_c = 1,5$, вж. табл. 3.2;

α коефициент, приема се равен на 0,85, вж. т.3.1.2

ω коефициент на пълнота на диаграмата.

При относително скъсяване на бетона в ръба $\varepsilon_{cu} = 3,5^\circ /_{oo}$ и след интегриране на площта се получава $\omega = 0,8095 \approx 0,8$, фиг. 5.3 г).

Рамото на вътрешните сили z (разстоянието между натисковата сила в бетона и опънната сила в армировката) е съответно равно на:

$$(5.5) \quad z = d - kx ,$$

където k е разстоянието от центъра на тежестта на криволинейната диаграма на натисковите напрежения в бетона до натиснатия ръб. За $\varepsilon_c = 3,5^\circ /_{oo}$ се получава $k = 0,416 \approx 0,4$. Стойностите $\omega = 0,8$ и $k = 0,4$ са основание за ползването на *правоъгълен блок на напреженията* показан на фиг. 3.4 и фиг. 5.3 г)

Моментът на носеща способност M_{Rd} се определя като момент на натисковата сила в бетона F_c спрямо центъра на опънната армировка, т.е. по формулата:

$$(5.6) \quad M_{Rd} = F_c . z$$

където F_c е определена по формула (5.4) за $x = x_{AB}$, а z – по формула (5.5).

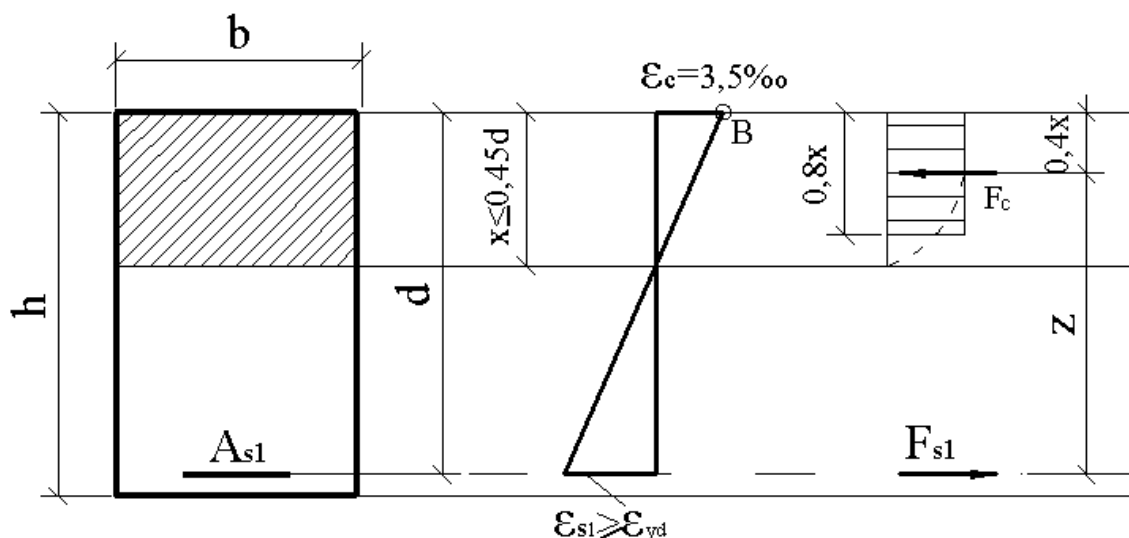
Моментът на носеща способност M_{Rd}^{AB} (съответен на $x = x_{AB}$) трябва да сравни с изчислителния момент M_{Ed} , получен от статическото решение. При това са възможни следните случаи:

А) Разрушение от бетона, без натискова армировка по изчисление. Ако $M_{Rd}^{AB} < M_{Ed}$ носещата способност е недостатъчна. Или за да се осигури достатъчна носеща способност (т.е. $M_{Rd} = M_{Ed}$) трябва да се приеме ново x , което е по-голямо от x_{AB} . Съставя се уравнението:

$$(5.7) \quad M_{Ed} = M_{Rd} = F_c . z = \omega b x f_{cd} . (d - kx) = 0,8 b x f_{cd} . (d - 0,4x)$$

Известни са изчислителният момент M_{Ed} , широчината на сечението b и f_{cd} (т.е. приет е предварително класът на бетона). При решение на уравнението се получават два корена на x , като се елиминира този който е отрицателен, или който отговаря на нулева линия извън сечението. Намирането на ново x , което е по-голямо от x_{AB} означава, че е получена нова права за диаграмата на деформациите, която минава през точка В, но не минава през точка А, вж. фиг. 5.4. Т.е. не е достигнато максималното удължение в

армировката $\varepsilon_{ud}=25^{\circ}/_{oo}$, докато деформацията в бетона ε_c е равна на $3,5^{\circ}/_{oo}$. Следователно разрушението е причинено от скъсване на опъната армировка.



Фиг. 5.4. Диаграми на деформациите и напреженията при разрушение от армировката.

Силата в опънната армировка F_{s1} се изчислява по една от формулите (5.8), или (5.9), които водят до еднакъв резултат.

$$(5.8) \quad F_{s1} = M_{Ed} / z = M_{Ed} / (d - 0,4x)$$

$$(5.9) \quad F_{s1} = F_c = 0,8bx f_{cd}$$

Стойността на x в (5.8) и (5.9) е равна на корена на уравнението (5.7).

За определяне на напречното сечение на опънната армировка A_{s1} първо трябва да се получи деформацията ε_{s1} по формулата:

$$(5.10) \quad \varepsilon_{s1} = [(d - x) / x] \varepsilon_c = [(d - x) / x] 3,5^{\circ} /_{oo}$$

Ако $\varepsilon_{s1} < f_{yd}$ $\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$, то $\sigma_{s1} = f_{yd}$, то ε_{s1} отговаря на хоризонталния клон от работната диаграма на стоманата. Ако $\varepsilon_{s1} < f_{yd}$, то $\sigma_{s1} < f_{yd}$, или опънната армировка ще работи с ниско напрежение, което е неикономично. В такъв случай следва да се предвиди натискова армировка.

Необходимото напречно сечение на опънната армировка A_{s1} се определя по формулата:

$$(5.10) \quad A_{s1} = F_{s1} / \sigma_{s1} = F_{s1} / f_{yd}$$

Броят на армировъчните пръти, диаметърът им и разположението в сечението (греда или плоча) се избира при съблюдаване на конструктивните изисквания.

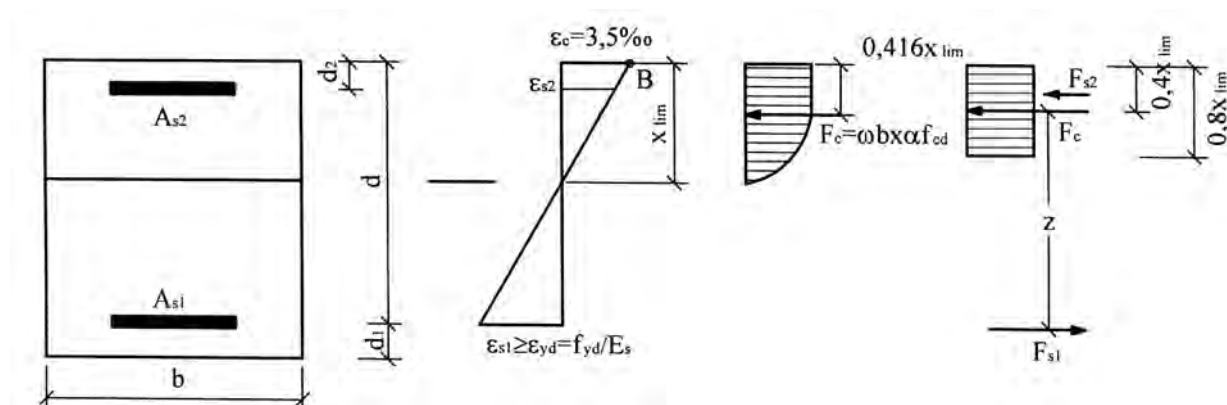
Б) По изчисление е необходима натискава армировка A_{s2} (вж. фиг. 5.5), ако се получи $\sigma_{s1} < f_{yd}$ при проверките по т. А), т.е когато

$$(5.11) \quad x > x_{lim} = \varepsilon_c d / (\varepsilon_c + \varepsilon_{yd}).$$

С оглед да не се допусне крехко разрушение (вж. т. 5.2), граничната височина на натисквата зона x_{lim} не трябва да навишава стойността:

$$(5.12) \quad x_{lim} = 0,45d.$$

За граничната височина на натисквата зона x_{lim} се приема по-малката стойност от изчислените по формули (5.11) и (5.12).



Фиг. 5.5. Правоъгълно сечение с необходима по изчисление натискава армировка

От условието $x_{lim} = 0,45 d$ обикновено се получава се по-малко x_{lim} , отколкото по формула (5.11). Условието за дуктилност, изразено с формула (5.12) гарантира недопускането на крехко разрушение. Колкото е по-малка височината на натисквата зона, толкова рамото на вътрешните сили z е по-голямо и оттам опънната армировка A_{s1} е с по-малко напречно сечение. В този случай е по-вероятно разрушаването да започне откъм опънната армировка, която преди разрушаването проявява пластични свойства. С ограничаване на височината на натисквата зона до $x_{lim} = 0,45 d$ се увеличава броя на случаите с необходима по изчисление натискава армировка. Т.е. с оглед избягването на крехкото разрушение се предпочита увеличаване на количеството на натисквата армировка, съпроводено с намаляване на количеството на опънната.

Моментът M_{s1} , който може да поеме сечението се определя като момент на натисквата сила в бетона F_c спрямо центъра на опънната армировка от:

$$(5.13) \quad M_{s1} = F_c z = F_c (d - 0,4x_{lim}) = 0,8bx_{lim}f_{cd}(d - 0,4x_{lim})$$

Понеже изчислителния момент в сечението M_{Ed} надвишава M_{s1} , то необходимата е по изчисление натискава армировка се определя от момента ΔM .

$$(5.14) \quad \Delta M = M_{Ed} - M_{s1}$$

Рамото на ΔM се мери между центровете на двете армировки A_{s1} и A_{s2} и е равно на $(d - d_2)$. При това силата F_{s2} в натисквата армировка се получава от:

$$(5.15) \quad F_{s2} = \Delta M / (d - d_2),$$

Деформацията ε_{s2} в центъра на натисквата армировка A_{s2} се получава от:

$$(5.15a) \quad \varepsilon_{s2} = \varepsilon_c (x - d_2) / x.$$

Напрежението σ_{s2} в натисквата армировка се определя по формули (5.16).

$$(5.16a) \quad \sigma_{s2} = f_{yd}, \text{ ако } \varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$(5.16b) \quad \sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s, \text{ ако } \varepsilon_{s2} < \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

Напречно сечение A_{s2} на натисквата армировка се определя по (5.17).

$$(5.17) \quad A_{s2} = F_{s2} / \sigma_{s2}$$

От условието за равновесие силата в опънната армировка F_{s1} трябва да е равна на сумата от натисковите сили в бетона и в натисквата армировка A_{s2} , т.е.

$$(5.18) \quad F_{s1} = F_c + F_{s2}, \text{ или } F_{s1} = M_{s1} / (d - 0,4x_{lim}) + F_{s2}$$

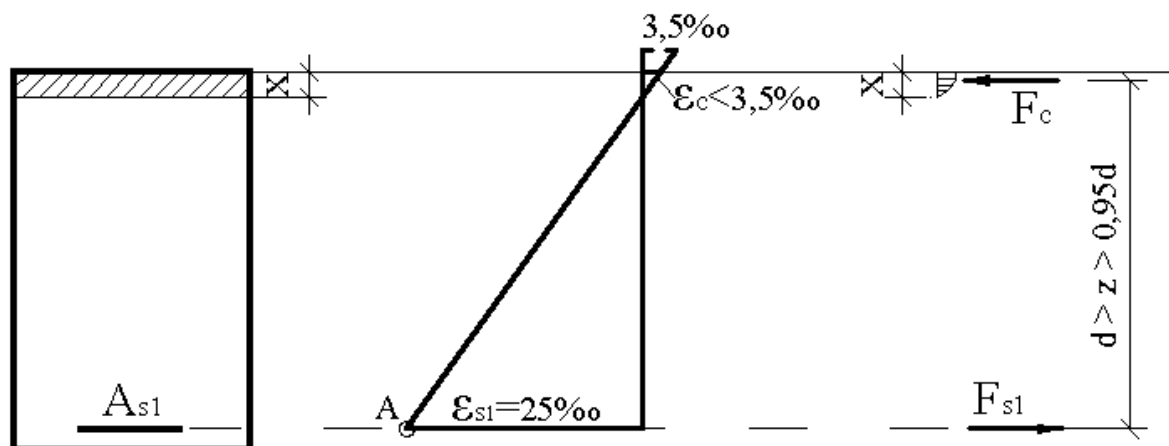
Необходимото напречно сечение на опънната армировка A_{s1} се определя по формула (5.10), т.е. $A_{s1} = F_{s1} / \sigma_{s1} = F_{s1} / f_{yd}$

В) Разрушение от опънната армировка. (фиг. 5.6). Определеният по формула (5.6) момент M_{Rd}^{AB} (съответен на височина на натисквата зона x_{AB}) е по-голям от момента M_{Ed} , получен от статическото решение. За да се удовлетвори условието $M_{Rd} = M_{Ed}$, то трябва да се търси нова височина на натисквата зона $x < x_{lim}$. При това $\varepsilon_c < 3,5^\circ / o_o$ и може да се ползва методика, аналогична на дадената в т. А). От фиг. 5.6 следва, че в случай В) коефициентът на пълнота ω е неизвестен и по точно ω има стойности в интервала 0,8-0,5, а κ съответно в интервала 0,4-0,333. За целта е удобно да се ползва трапецовидната работна диаграма на бетона. Подобно решение е показано с пример в част 8 за предварително напрегната греда.

В настоящия случай може да се приложи и приблизително решение. Има се предвид, че $x_{AB} = 0,123d$, при което за рамото на вътрешните сили z се получава:

$$(5.19) \quad z = d - 0,4 \cdot 0,123d = 0,95d.$$

Понеже $0,95d < z < d$, то ако се приеме $z = 0,95d$, решението ще бъде на страната на сигурността, а грешката ще е под 5%. В този случай обикновено моментът M_{Ed} е малък и преразходът на армировка е незначителен. Силата в опънната армировка се изчислява по формула (5.8), а напречното й сечение - по (5.10).



Фиг. 5.6. Правоъгълно сечение – разрушение от армировката

5.3.2. Примери за определяне на надлъжната армировка в правоъгълно сечение

Разгледано е правоъгълно сечение с размери $b = 50 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$ и бетонно покритие $3,5 \text{ cm}$. За обхващане на случаите от т. 5.3.1 са разгледани 3 примера, различаващи се по големината на момента M_{Ed} . Означенията отговарят на фиг. 5.2 – 5.6, а номерата на формулите – на тези от т. 5.3.1. Величините са в m , MN , N , MNm , $MPa = N/mm^2$.

$$d = 60 - 3,5 - 1,6/2 = 55,7 \text{ cm} = 0,557 \text{ m}$$

Материали: Бетон C25/30

$$(3.6) \quad f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,17 \text{ MPa}$$

Стомана Ст АIII с $f_{yd} = 339 \text{ MPa}$, вж. фиг. 3.5.

Случай А) $M_{Ed} = 0,30 \text{ MNm}$

$$(5.3) \quad x_{AB} = \frac{3,5}{3,5 + 25} d = 0,123d = 0,123 \cdot 0,557 = 0,0685 \text{ m}$$

$$(5.4) \quad F_c^{AB} = \omega b x f_{cd} = 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,0685 \cdot 14,17 = 0,338 \text{ MN}$$

$$(5.5) \quad z^{AB} = d - kx = 0,557 - 0,4 \cdot 0,0685 = 0,5296 \text{ m}$$

$$(5.6) \quad M_{Rd}^{AB} = F_c^{AB} \cdot z^{AB} = 0,338 \cdot 0,5296 = 0,2054 \text{ MNm} < M_{Ed} = 0,30 \text{ MNm}.$$

Следователно трябва да се намери ново x , за което $x > x_{AB}$. За целта се съставя уравнението:

$$(5.7) \quad M_{Ed} = M_{Rd} = F_c \cdot z = \omega b x f_{cd} \cdot (d - kx) = 0,8 b x f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \\ 0,30 = 0,8 \cdot 0,5 \cdot x \cdot (0,557 - 0,4x), \text{ преобразувано във вида:} \\ 2,267x^2 - 3,15x + 0,3 = 0$$

Единият корен на уравнението $x_1 = 1,36 \text{ m} > h = 0,6 \text{ m}$ няма физически смисъл. Остава $x = x_2 = 0,178 \text{ m}$, за който $x < 0,45d = 0,45 \cdot 0,557 = 0,25 \text{ m}$. Следователно не е необходима по изчисление натискава армировка.

$$(5.5) \quad z = d - kx = 0,557 - 0,4 \cdot 0,178 = 0,4858 \text{ m} \quad z/d = 0,872$$

$$(5.8) \quad F_{s1} = M_{Ed} / z = 0,30 / 0,4858 = 0,6175 \text{ MN} = 617\,500 \text{ N}$$

$$(5.10) \quad A_{s1} = F_{s1} / \sigma_{s1} = F_{s1} / f_{yd} = 617\,500 / 339 = 1820 \text{ mm}^2 = 18,20 \text{ cm}^2$$

Прието 6N20 с 18,85 cm².

Случай Б) $M_{Ed} = 0,70 \text{ MNm}$

$$(5.12) \quad x_{\text{lim}} = 0,45d = 0,45 \cdot 0,557 = 0,25 \text{ m}$$

$$(5.13) \quad M_{s1} = 0,8bx_{\text{lim}}f_{cd}(d - 0,4x_{\text{lim}}) = 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,25 \cdot 14,17(0,557 - 0,4 \cdot 0,25) = 0,649 \text{ MNm}$$

$M_{s1} = 0,649 \text{ MNm} < M_{Ed} = 0,70 \text{ MNm}$ - необходима е натискава армировка.

$$(5.14) \quad \Delta M = M_{Ed} - M_{s1} = 0,70 - 0,649 = 0,051 \text{ MNm}$$

$$d_2 = 0,043 \text{ m}$$

$$(5.15) \quad F_{s2} = \Delta M / (d - d_2) = 0,051 / (0,557 - 0,043) = 0,0996 \text{ MN} = 99\,600 \text{ N}$$

$$(5.15a) \quad \varepsilon_{s2} = \varepsilon_c (x - d_2) / x = 3,5(0,2506 - 0,043) / 0,2506 = 2,89^\circ / \rho_o = 0,0289$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,0289 > \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0,00169$$

$$(5.16a) \quad \sigma_{s2} = f_{yd} = 339 \text{ N/mm}^2$$

$$(5.17) \quad A_{s2} = F_{s2} / \sigma_{s2} = 99\,600 / 339 = 294 \text{ mm}^2 = 2,94 \text{ cm}^2 \quad \text{Прието 3N12 с 3,39 cm}^2$$

$$(5.18) \quad F_{s1} = M_{s1} / (d - 0,4x_{\text{lim}}) + F_{s2} = 0,649 / (0,557 - 0,4 \cdot 0,2506) + 0,0996 = 1,52 \text{ MN}$$

$$(5.10) \quad A_{s1} = F_{s1} / \sigma_{s1} = F_{s1} / f_{yd} = 1\,520\,000 / 339 = 4485 \text{ mm}^2 = 44,85 \text{ cm}^2$$

Прието 6N32 с 48,25 cm²

Понеже избраният диаметър е по голям от първоначално предвидения N16, изчислението следва да се повтори, отчитайки новата стойност на d .

Случай В) $M_{Ed} = 0,18 \text{ MNm}$

$$(5.19) \quad z = d - 0,4 \cdot 0,123d = 0,95d = 0,95 \cdot 0,557 = 0,529 \text{ m}$$

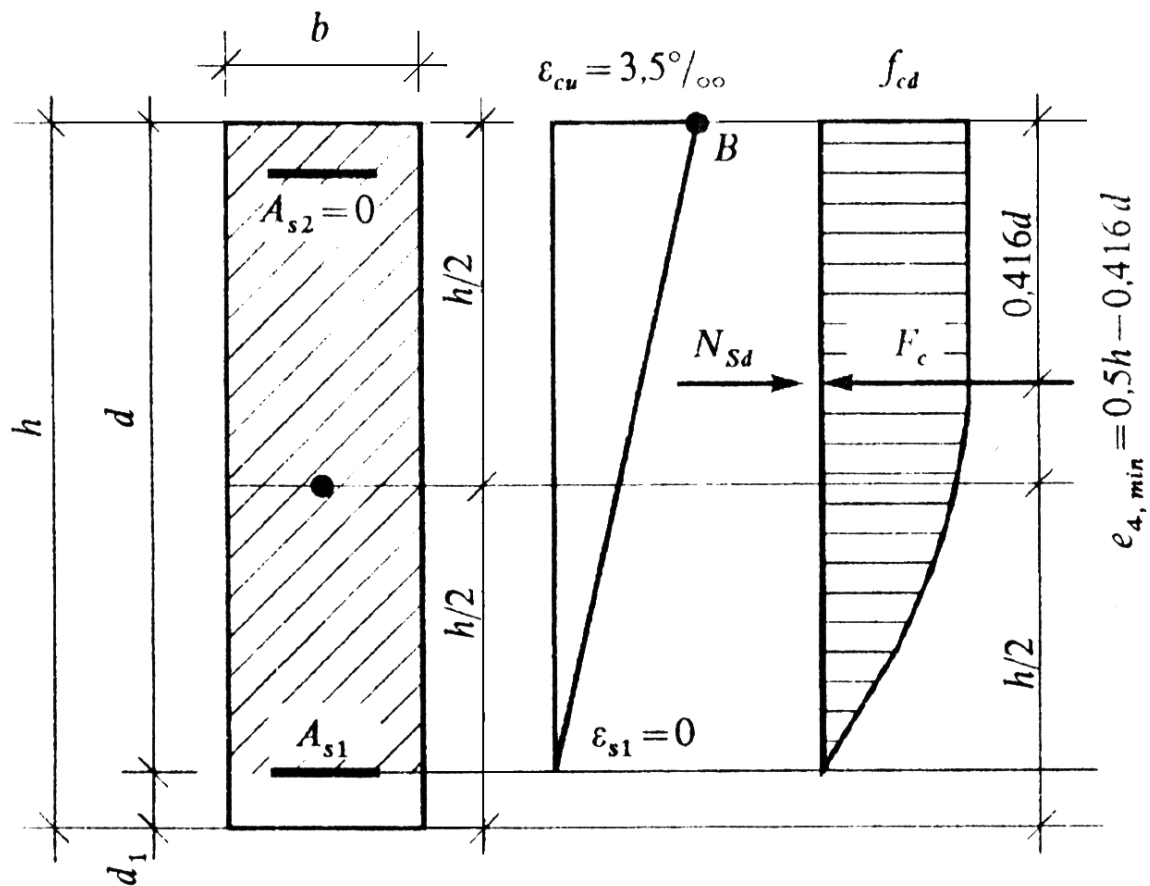
$$(5.8) \quad F_{s1} = M_{Ed} / z = 0,18 / 0,529 = 0,340 \text{ MN} = 340\,500 \text{ N}$$

$$(5.10) \quad A_{s1} = F_{s1} / \sigma_{s1} = F_{s1} / f_{yd} = 340\,000 / 339 = 1003 \text{ mm}^2 = 10,03 \text{ cm}^2$$

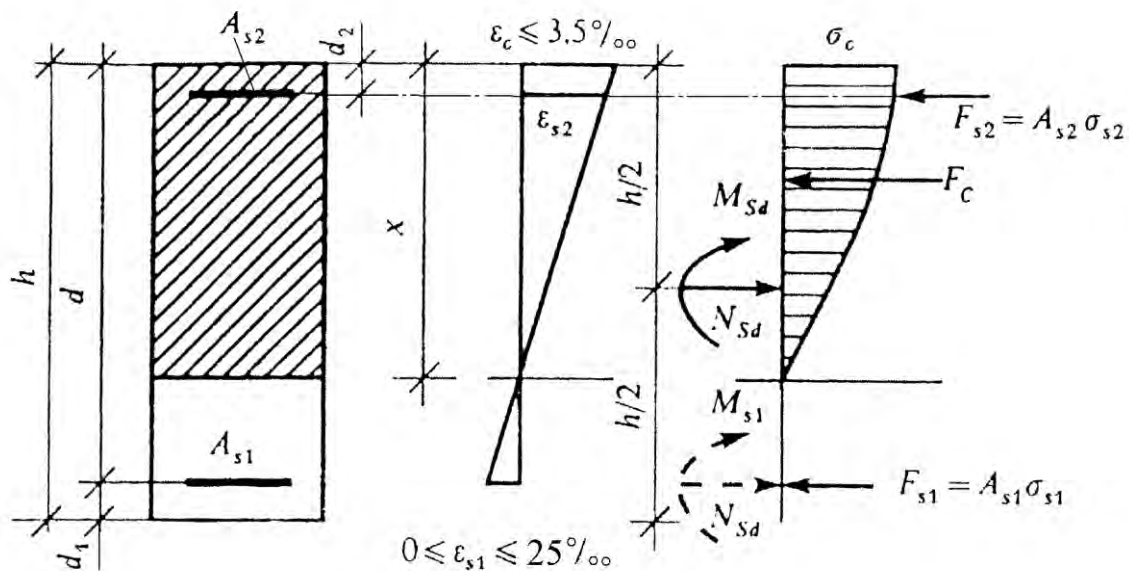
Прието 5N16 с 10,05 cm²

5.4. Определяне на армировката в правоъгълно сечение подложено на нецентричен натиск с голям ексцентрицитет

Ексцентрицитетът е голям, ако в сечението има опънна и натискава зона. Минималната стойност на големия ексцентрицитет се определя от условието, че напрежението в опънната армировка е нулево, фиг. 5.6. Ако се приеме, че няма натискава армировка и приложната точка на външната натискава сила съвпада с резултантната натискава сила в бетона се получава, че опънна зона ще има при $e \geq 0,5h - 0,416d$.



Фиг. 5.7. Граничен случай за голям ексцентрицитет



Фиг. 5.8. Редукция на M_{Sd} и N_{Sd} за центъра на опънатата армировка

Определянето на необходимата армировка може да стане подобно на случая за чисто огъване. За целта обаче, разрезните усилия се редуцират за центъра на опънатата армировка, фиг. 5.8. Определя се момента за центъра на опънатата армировка M_{s1} по формулата:

$$(5.20) \quad M_{s1} = M_{Ed} + N_{Ed}(d - 0.5h),$$

където M_{Ed} и N_{Ed} са изчислителните стойности на момента за центъра на тежестта и нормалната сила, определени от статическото решение.

С M_{s1} се определя височината на натисквата зона x , деформацията и напрежението на бетона в натиснатия ръб, съотв. ε_c и σ_c , по начина както при огъване, вж. т. 5.3. Ако x не надвишава стойността $x_{lim} = \varepsilon_c d / (\varepsilon_c + \varepsilon_{yd})$, то натискова армировка не е необходима. Силата в опънната армировка F_{s1} и напречното ѝ сечение A_{s1} се определят по формулите:

$$(5.21) \quad F_{s1} = M_{s1} / z - N_{sd},$$

$$(5.22) \quad A_{s1} = F_{s1} / \sigma_{s1}.$$

Рамото на вътрешни сили е равно на $z = d - 0,4x$, а напрежението в опънната армировка е в интервала $f_{yd} \leq \sigma_{s1} \leq f_{td}$

Ако $x > x_{lim}$, то има две възможности:

а) Да се работи с напрежение в опънната армировка $\sigma_{s1} < f_{yd}$ и тогава количеството на опънната армировка се получава от:

$$(5.23) \quad A_{s1} = F_{s1} / \sigma_{s1}$$

$$(5.24) \quad \sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = E_s \varepsilon_c (d - x) / x$$

б) Да се предвиди натискова армировка A_{s2} както следва. Определя се граничния момент M_{lim} , при който $A_{s2} = 0$ по формулата:

$$(5.25) \quad M_{lim} = 0,8bx_{lim}f_{cd}(d - 0,4x_{lim})$$

Моментът ΔM определящ натисквата армировка се изчислява от:

$$(5.26) \quad \Delta M = M_{lim} - M_{s1}$$

Силата в натисквата армировка F_{s2} , и площта ѝ A_{s2} са съответно равни на

$$(5.27) \quad F_{s2} = \Delta M / (d - d_2);$$

$$(5.28) \quad A_{s2} = F_{s2} / \sigma_{s2}$$

Напрежението σ_{s2} се определя както за сечение, подложено на огъване т.е. по формули (5.16).

Необходимо е да се отбележи, че по начин а) се получава повече опънна армировка, а по начин б) – натискова. Съществуват и други решения с вариране на x , съотв. на деформациите и напреженията в натисквата и в опънната армировка. Трудно е априорно да се определи, кое решение е рационалното от многото възможни. В чуждестранната литература се дават подходящи за целта оразмерителни таблици, чрез

които лесно могат да се пробват различни варианти. У нас също предстои да бъдат разработени такива помагала, отчитащи качествата на употребяваните у нас стомани.

5.5. Определяне на армировката в правоъгълно сечение подложено на нецентричен натиск с малък ексцентрицитет

Ексцентрицитетът е малък, ако сечението е изцяло натиснато. Граничният случай е когато в натиснатия ръб деформацията на бетона е $3,5^\circ/_{oo}$, а в срещуположния нула, вж. фиг. 5.8 б). Ако се приеме, че сечението е неармирано и приложената точка на външната натискова сила съвпада с резултантната натискова сила в бетона, се получава ексцентрицитетът \bar{e} по формула (5.29)

$$(5.29) \quad \bar{e} = 0,5h - 0,416h = 0,084h.$$

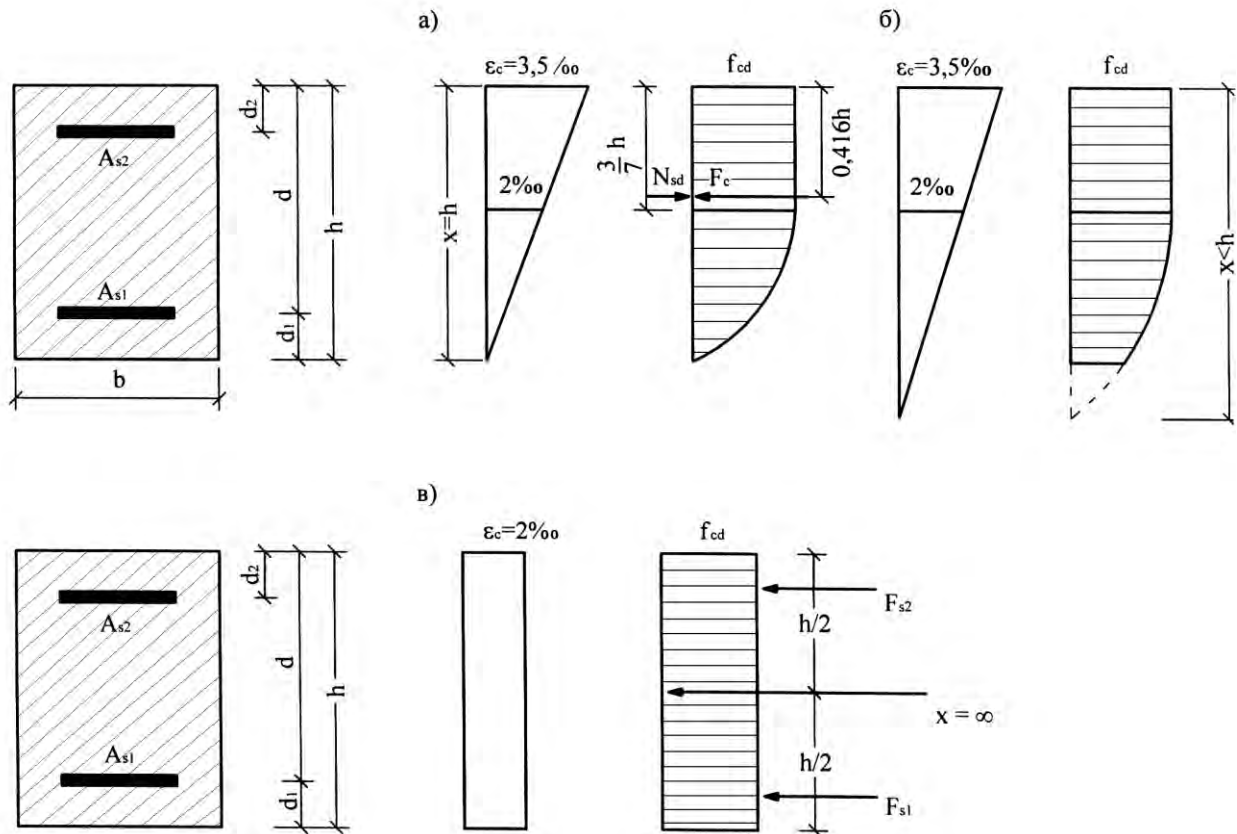
Ако ексцентрицитетът на изчислителната сила N_{Ed} е по-малък от \bar{e} , сечението е изцяло натиснато. Граничните деформации на бетона се приемат както следва: При наличие на опънна зона граничното относително скъсяване се приема $3,5^\circ/_{oo}$ (вж. примерите от т. 5.4), докато при центричен натиск - $2^\circ/_{oo}$ (според предпоставка ж) от т. 5.1). При междинни положения диаграмата на деформациите се определя, като се приеме, че относителното скъсяване на бетона е $2^\circ/_{oo}$ на ниво, разположено на разстояние $3/7$ от височината на сечението от страна на най-силно натиснатия му ръб, вж. фиг. 5.4 в). Отношението $3/7$ се получава от граничните деформации $3,5^\circ/_{oo}$ и $2^\circ/_{oo}$ както следва: $(3,5-2)/3,5 = 1,5/3,5 = 3/7$. Определянето на необходимата армировка A_{s1} (при по-слабо натиснатия ръб) и A_{s2} (при по-силно натиснатия ръб) зависи от x , което е условна височина на натисковата зона. В случая нулевата линия е извън сечението, т.е. $x \geq h$, или $h \leq x \leq \infty$. В зависимост от избора на x ще се получат безкрайно много решения. Тук се дава едно от тях, при което е прието $x = \infty$. Тогава диаграмата на деформациите е с константна стойност по височина на сечението, равна на $2^\circ/_{oo}$, а напрежението в бетона е f_{cd} . За натисковата сила F_c в бетона се получава:

$$(5.30) \quad F_c = bh f_{cd}$$

Неизвестни са натисковите сили F_{s1} и F_{s2} , приложени съответно в армировките A_{s1} и A_{s2} . За определянето им се съставя система от уравнения за равновесие:

$$(5.31) \quad N_{Sd} = F_c + F_{s1} + F_{s2} \quad \text{за силите;}$$

$$(5.32) \quad N_{Sd} e = F_{s2} (h/2 - d_2) - F_{s1} (h/2 - d_1) \quad \text{за моментите.}$$



Фиг. 5.9. Нецентричен натиск с малък ексцентрицитет

След решаването на системата, от F_{s1} и F_{s2} се получават напречните сечения на армировките A_{s1} и A_{s2} както следва:

$$(5.33) \quad A_{s1} = F_{s1} / \sigma_{s1};$$

$$(5.34) \quad A_{s2} = F_{s2} / \sigma_{s2}.$$

Напреженията $\sigma_{s1} = \sigma_{s2}$ съответстват на деформация от 2‰ , и са получени от работната диаграма на стоманата, съотв. по формули (5.16).

6. ИЗЧИСЛЯВАНЕ ЗА НАПРЕЧНИ СИЛИ

6.1. Общи положения

Проверките за напречни сили се извършват с изчислителните им стойности V_{Sd} . Те се получават от статическото решение, като въздействията (или съответните усилия) са умножени със частни коефициенти за сигурност.

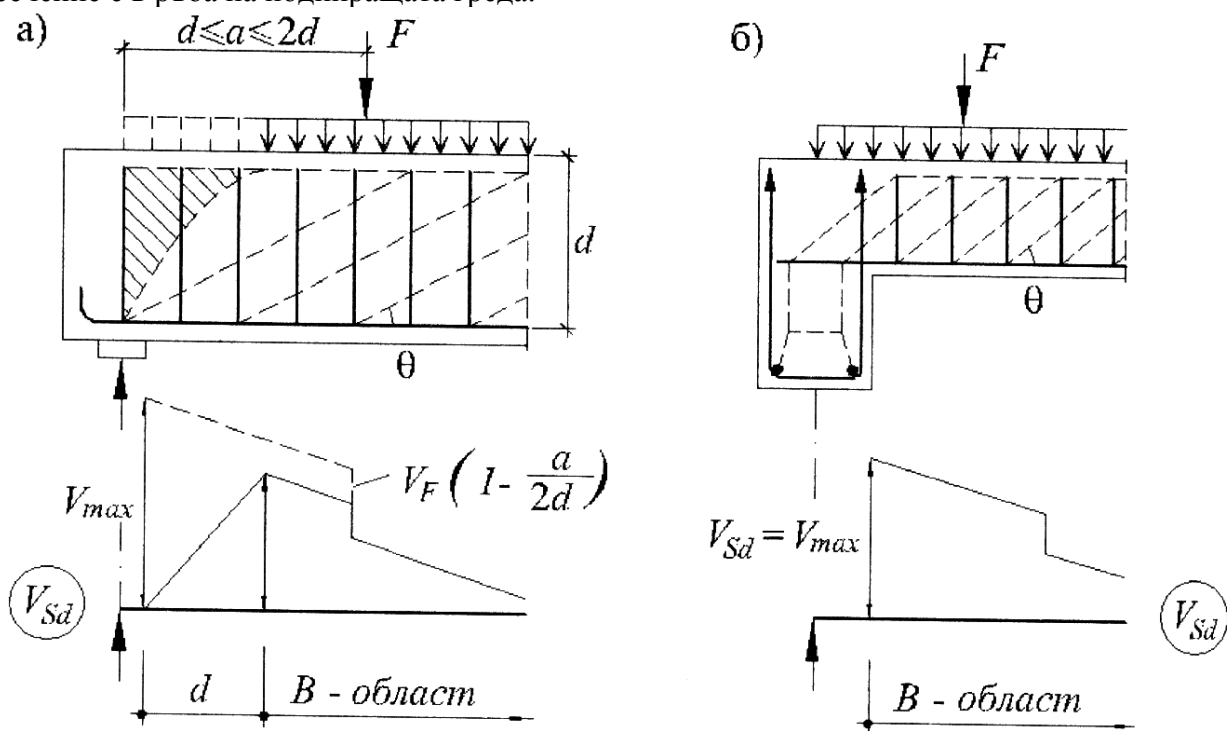
Меродавните напречни сили се приемат, както следва:

а) За плочи и други елементи без напречна армировка (стремена и/или огънати пръти), меродавните сечения са показани на фиг.6.2;

б) За греди подпирани директно (на лагери, ивици циментен разтвор и подобни, вж. фиг. 6.0 а) се изследват следните сечения

- За максималната носеща способност $V_{Rd,max}$ (ограничена от възможностите на натисковите диагонали), вж. форм. (6.7) и (6.8), меродавното сечение е в оста на подпирането;
- За определяне на напречната армировка – меродавното сечение е разположено на разстояние d .

в) При индиректни опори (когато една греда се подпира на друга) – меродавното сечение е в ръба на подпиращата греда.

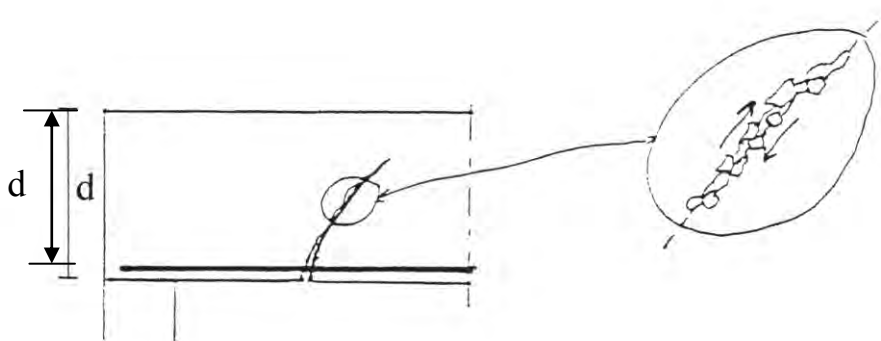


Фиг. 6.0. Меродавни напречни сили в греди: а) при директно подпиране;
б) при индиректно подпиране

6.2. Елементи без напречна армировка

Разрушението от напречна сила на елементи армирани само с надлъжна армировка зависи от опънатата якост на бетона, зацепването в наклонената пукнатина (фиг. 6.1), количеството на опънатата армировка и наличието на нормална сила. Отчитането на споменатите фактори определящи носещата способност за напречни сили е трудно да

бъде обхванат с коректен изчислителен модел. За целта се ползва емпиричната формула (6.1). Ако неравенството (6.1) не е удовлетворено, то необходимо е да се предвиди напречна армировка, или да се увеличи размера на сечението, или да се приеме по-висок клас бетон, или по-голямо количество надлъжна армировка.



Фиг. 6.1. Стоманобетонен елемент без армировка за напречни сили

$$(6.1) \quad V_{Ed} \leq V_{Rd,ct} = [0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma_{cd}] b_w d$$

$V_{Rd,ct}$ се приема не по-малка от определената по формулата:

$$(6.1 \text{ a}) \quad V_{Rd,ct} = [0,035k^{3/2}(f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma_{cd}] b_w d$$

където:

V_{Ed} - изчислителната напречна сила (N), получена от статическото решение, като въздействията са умножени с коефициентите на сигурност;

$V_{Rd,ct}$ - изчислителната напречна сила (N), която се поема в разглежданото сечение от елемент без напречна армировка.

$$(6.2) \quad k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0, \text{ за } d \text{ в } mm;$$

$$(6.3) \quad \rho_l = A_{sl} / (b_w d) - \text{коефициент на надлъжно армиране,}$$

d - полезна височина на сечението (mm);

f_{ck} - характеристична якост на натиск на бетона в $N/mm^2 = MPa$;

A_{sl} - площ (mm^2) на напречното сечение на опънната армировка продължаваща на разстояние не по-малко от $(d + l_{b,net})$, зад разглежданото сечение, вж. фиг. 6.2;

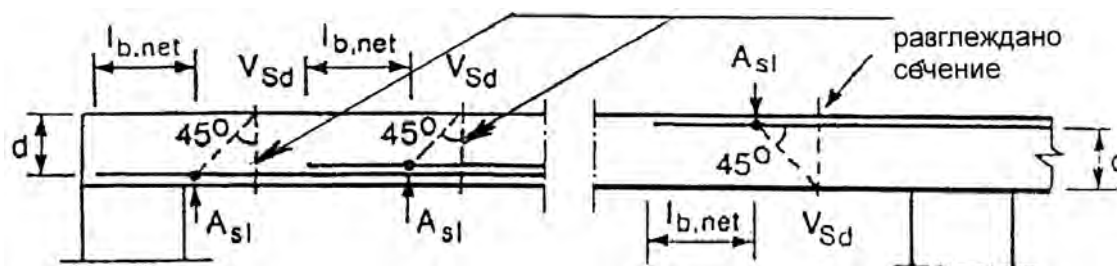
$l_{b,net}$ е необходимата закотвяща дължина според раздел 9;

b_w - най-малката широчина на сечението в опънната зона (mm);

$\sigma_{cd} = N_{Ed} / A_c$ - изчислително нормално напрежение в центъра на тежестта на разглежданото сечение в $N/mm^2 = MPa$, отрицателно, ако е натисково;

N_{Ed} - изчислителна нормална сила в сечението (отрицателна при натиск); за предварително напрегнати елементи N_{Ed} е равна на напрегащата сила с отрицателен знак;

A_c - обща площ (mm^2) на разглежданото напречно сечение на елемента; за двуетапно изпълнявани сечения (фиг. 8.3) A_c е площта на готовия елемент, на който се упражнява напрегащата сила



Фиг. 6.2. Дефиниране на A_{sl} от формула (6.3)

6.3. Елементи с напречна армировка

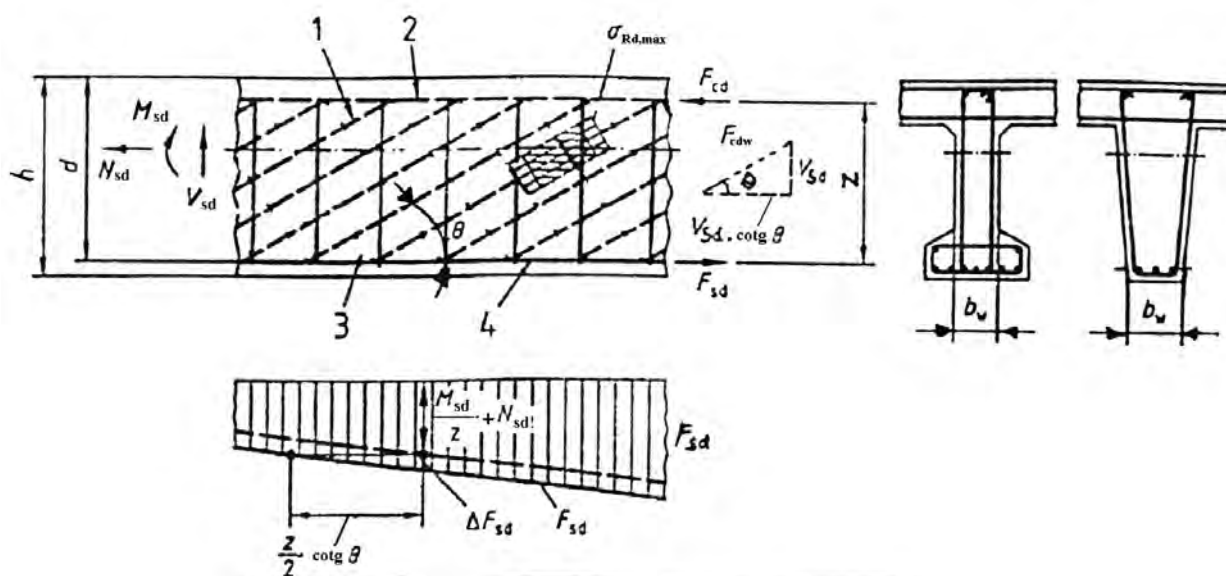
Крайното гранично състояние на областите от стоманобетонни елементи с напречна армировка се моделира с равнинна ферма (вж. фиг. 6.3) състояща се от:

- (1) натискови бетонни диагонали склучващи ъгъл θ с надлъжната ос на елемента, приблизително следващ наклона на наклонените пукнатини;
- (2) натисков пояс (бетон, натиснат от действието на огъващ момент и евентуално натискова армировка);
- (3) опънни вертикали (стремена)
- (4) опънен пояс (надлъжна опънна армировка – обикновена или предварително напрегната).

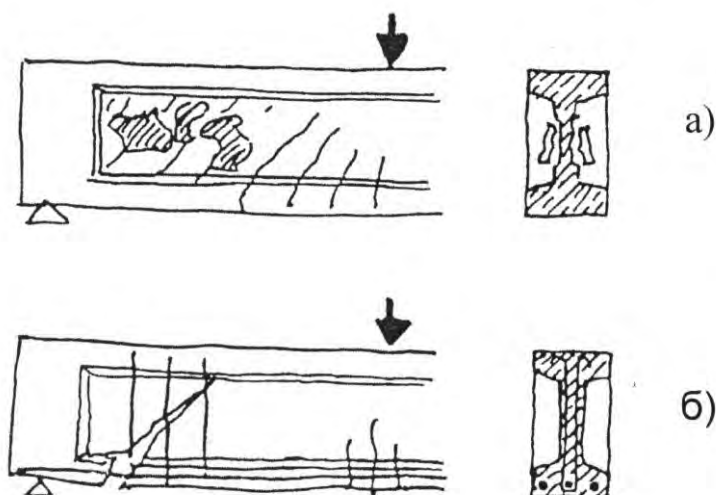
Рамото z на вътрешните сили (височината на условната ферма) за елементи с постоянна височина d се приема равно на

$$(6.4) \quad z = 0,9d \leq d - 2c_{nom},$$

където c_{nom} е номиналното бетонно покритие на надлъжната армировка в натисковата зона.



Фиг. 6.3. Фермов модел за поемане на напречни сили – означения за елемент с вертикални стремена



Фиг. 6.4. Видове разрушения по наклонени сечения от:
а) отказ на бетонните диагонали; б) скъсване на стремена

Ъгълът на наклона θ на бетонните диагонали се избира в интервала:

$$(6.5) \quad 0,6 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}},$$

в която $V_{Rd,c}$ се определя от:

$$(6.6) \quad V_{Rd,c} = 0,24 f_{ck}^{1/3} (1 - 1,2 \sigma_{cd} / f_{cd}) b_w z,$$

където:

f_{ck} - характеристична натискава якост на бетона в МПа;

$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 0,85 f_{ck} / 1,5$ - изчислителна натискава якост на бетона

σ_{cd} , b_w , z - нормално напрежение ($N/mm^2 = MPa$), минимална широчина на сечението (mm), и съотв. рамото на вътрешните сили (mm), вж. .форм. (6.1).

За опростяване на изчисленията θ може да се приеме както следва:

- за елементи подложени на огъване или на нецентричен натиск $\cot \theta = 1,2$;
- за елементи подложени на нецентричен опън $\cot \theta = 1,0$.

Максималната носеща способност $V_{Rd,max}$, определена по формула (6.7) е свързана с възможността бетонните диагонали да поемат екстремна натискава сила. Това условие съответства на така наречената *проверка за достатъчност на сеченията* от българските Норми за проектиране на стоманобетонни конструкции на сгради. На фиг. 6.4 а) е показано разрушаването предизвикано от изчерпването на възможностите на натиснатите бетонни диагонали.

$$(6.7) \quad V_{Rd,max} = b_w z \nu f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta),$$

където ν е коефициент, отчитащ намалената натискава якост на подложените на страничен опън бетонни диагонали.

Стойностите на ν се приемат както следва:

- за елементи, подложени на огъване със или без нормална опънна сила $\nu=0,6$;
- за елементи подложени на нецентричен натиск (вкл. предварително напрегнати):

$$(6.8a) \quad \nu=0,6\left(1-\sigma_{cp}/f_{cd}\right) \text{ при } 0<|\sigma_{cp}/f_{cd}|\leq 0,25,$$

$$(6.8б) \quad \nu=0,75 \quad \text{при } 0,25<|\sigma_{cp}/f_{cd}|\leq 0,5,$$

$$(6.8в) \quad \nu=1,5\left(1+\sigma_{cp}/f_{cd}\right) \text{ при } 0,5<|\sigma_{cp}/f_{cd}|<1,0,$$

Напречната сила $V_{Rd,sy}$ поемана от вертикални стремени се определя от успореден на диагоналите ритеров разрез, от който следва формулата:

$$(6.9) \quad V_{Rd,sy} = (A_{sw}/s_w)z f_{yd} \cot \theta.$$

където A_{sw} е напречното сечение на стремени в един разрез, а s_w е разстоянието между стремени.

Обикновено количеството на стремени (A_{sw}/s_w) е неизвестно и то може да бъде намерено от (6.9) при заместване на $V_{Rd,sy} = V_{Sd}$.

На фиг. 6.4 б) е показано разрушаването дължащо се на скъсване на стремени.

В греди се допуска до 50% от изчислителната напречна сила V_{Ed} да бъде поета с огънати пръти. Тяхната носеща способност се определя от:

$$(6.10) \quad V_{Rd,sy} = (A_{sw}/s_w)z f_{yd} \cot \theta + \sum A_{s,inc} 0,8 f_{yd} \sin \alpha,$$

където:

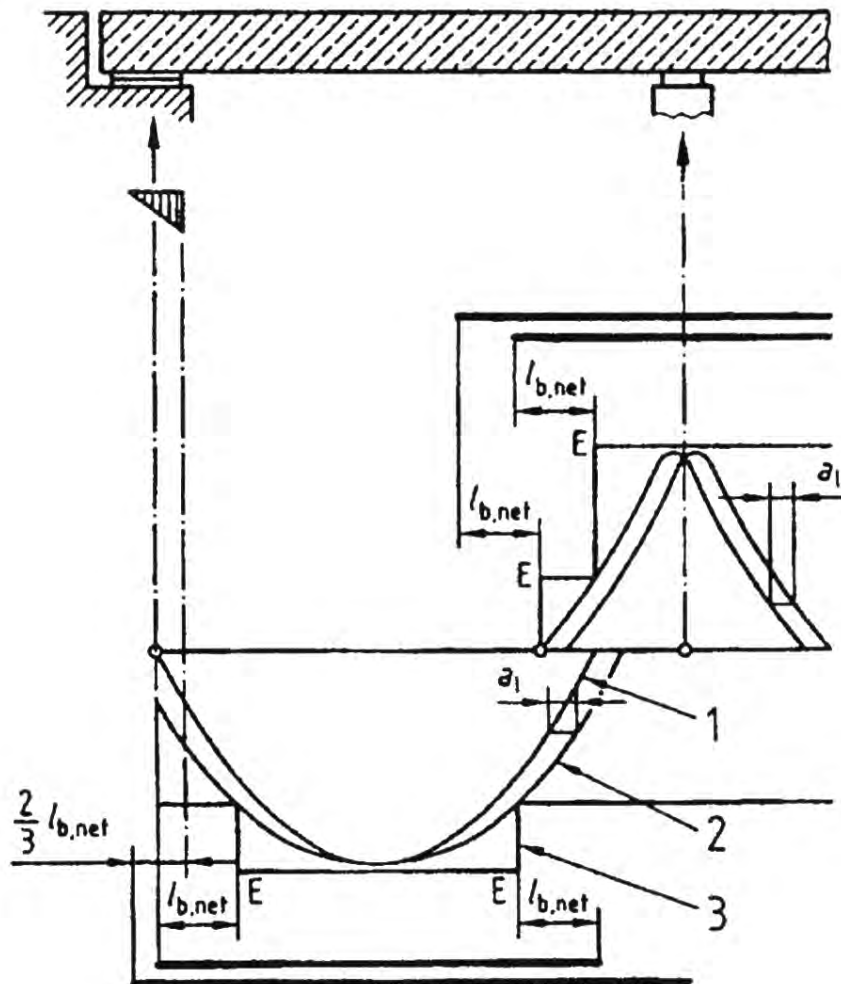
$\sum A_{s,inc}$ е сумата от площите на напречните сечения на огънатите пръти, пресичащи успореден на бетонните диагонали разрез;

α - ъгълът между оста на огънатите пръти и надлъжната ос на елемента, обикновено приеман 45° и по изключение - в интервала $30^\circ - 60^\circ$.

От действието на напречната сила V_{Sd} в надлъжната опънна армировка се появява допълнителна сила ΔF_{Ed} , определяна по формулата:

$$(6.11) \quad \Delta F_{Sd} = 0,5|V_{Ed}|\cot \theta.$$

Вместо изчисляването на ΔF_{Sd} може графично да се сумират силите в опънната армировка поемащи огъващия момент и напречната сила чрез "разтягане" на F_{Sd} -диаграмата, показано на фиг. 5.3.



Фиг. 6.5. Покриване на диаграмата на опънните сили в армировката и закотвящи дължини в елемент, подложен на огъване: 1-диаграма на силите в опънната армировка за огъващия момент; 2-разтегната диаграма; 3-диаграма на опънните сили, поемани от надлъжната армировка

Дължината a_l на хоризонтално разтягане се определя по формулите:

За елементи с напречна армировка:

$$(6.12 \text{ а}) \quad a_l = 0,5z \cot \theta$$

За елементи без напречна армировка (напр. плочи):

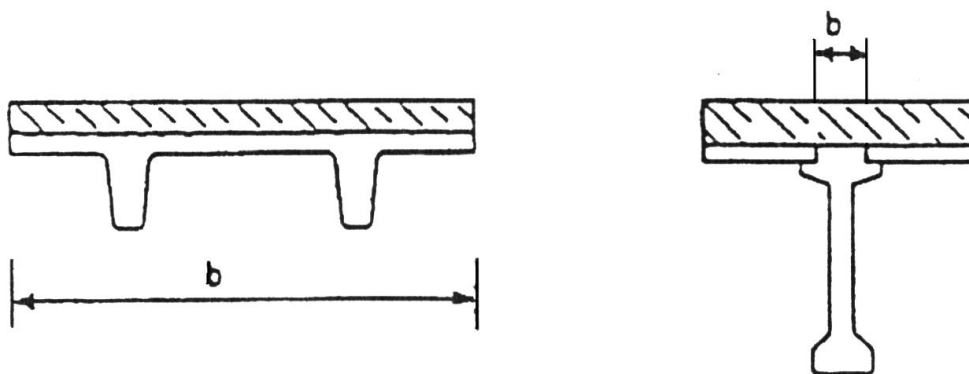
$$(6.12 \text{ б}) \quad a_l = d$$

Закотвящата дължина $l_{b,net}$ се определя според правилата дадени в раздел 9.

6.4. Срязване във фуги

Носещата способност на срязване на фугите между готови (монтажни) елементи, или на фугите в съчетани (съставни елементи), вж. фиг. 6.6, се определя в зависимост от грапавината и вида на бетонните им повърхности. Те са класифицират в 4 групи:

- много гладки – повърхности, граничещи при бетонирането със стоманен или гладък дървен кофраж;
- гладки , напр. горни некофрирани повърхности;
- грапави повърхности;
- назъбени (дюбелни) повърхности, ако назъбването е с параметрите от фиг. 6.4 а).



Фиг. 6.6. Съчетани (съставни) сечения

За фуги без свързваща армировка:

Носещата способност на фугите $v_{Rd,ct}$ се счита за достатъчна, ако е изпълнено условието:

$$(6.13) \quad v_{Ed} \leq v_{Rd,ct},$$

в което:

$$(6.14) \quad v_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{b I} \leq \frac{V_{Ed}}{b d},$$

където: v_{Ed} – изчислителното напрежение на срязване във фугата;

V_{Ed} - изчислителната напречна сила в разглежданото сечение;

I, d - инерционният момент, съотв. полезната височина на съставното сечение;

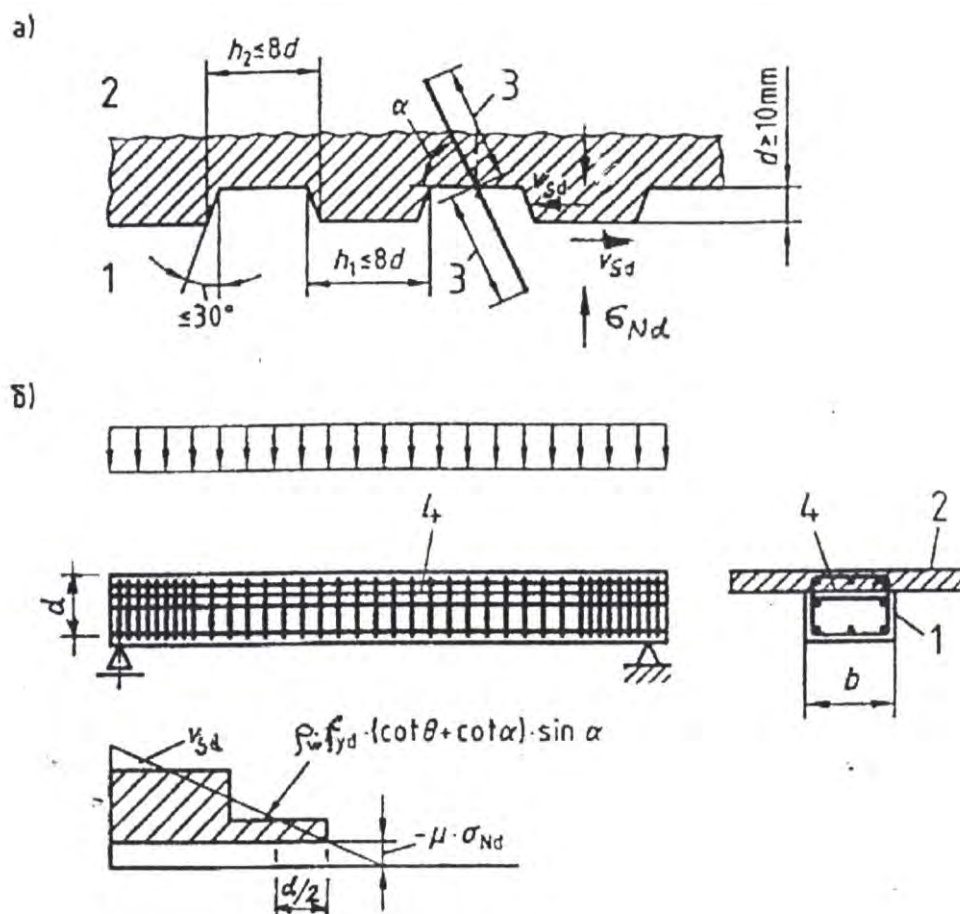
b - ширина на фугата подложена на срязване;

S - статичен момент на площта на сечението на замонолитващия бетон;

$$(6.15) \quad v_{Rd,ct} = \beta_{ct} f_{ck}^{1/3} + \mu \sigma_{cd},$$

където: β_{ct} - коефициент, със стойности от табл. 6.1;

- f_{ck} - характеристична якост на натиск на бетона (в МПа) за елемента граничещ до фугата и имащ по-нисък клас;
 μ - коефициент на триене със стойности от табл. 6.1;
 σ_{Nd} - натисково напрежение във фугата; ако нормалното напрежение е опънно се приема с отрицателен знак за назъбени фуги, или нулево, за останалите видове фуги.



- 1- първи етап или готов елемент; 2 – втори етап;
 3- заковъване на армировката във фуга; 4- фуга

Фиг. 6.7. Конструирание на фуги

а) оформяне на назъбвания (дюбели)

б) покриване на срязващи напрежения със свързваща армировка

За фуги със свързваща армировка:

Изчислителното срязващо напрежение, което може да се пренесе през фуга с армировка, пресичаща фугата под прав ъгъл, се определя от фермов модел по формулата:

$$(6.16) \quad v_{Rd,sy} = \rho_w f_{yd} \cot \theta + \mu \sigma_{Nd} \leq v_{cd},$$

където σ_{Nd} - натисково напрежение във фугата; ако нормалното напрежение е опънно се

приема с отрицателен знак;
 θ ъгъл на наклона на натисковите диагонали;
 ν коефициент, определян по формули (6.8);
 ρ_w коефициентът на армиране с напречна армировка, определян по формулата:

$$(6.17) \quad \rho_w = A_{sw} / (sb),$$

където:

A_{sw} площ на напречното сечение на стрепената разположени на дължина s ;
 s_w разстояние между стрепената, мерено по надлъжната ос на елемента;
 b ширина на фугата подложена на срязване.

Формула (6.17) може да се прилага по следния начин - ρ_w се определя от количеството на стрепената в готовия елемент получени от изчислението за поемане на напречните сили, или предвидени по конструктивни съображения. Ако се окаже, че това количество стрепена е недостатъчно, може формула (6.17) да се преобразува и от нея да се получи коефициента на напречно армиране ρ_w , а оттам да се предвидят подходящи диаметри и разстояния между стрепената.

Таблица 6.1. Коефициенти β_{ct} и μ

Вид на повърхностите	β_{ct}	μ
Много гладки	0	0,5
Гладки	0,06	0,6
Грапави	0,08	0,7
Назъбени (дюбелни)	0,10	1,0

6.5. Други проверки на наклонени сечения в крайни гранични състояния

Тук не е дадена информация за следните проверки:

- Срязване между ребра и пояси в плочогредови и кутиеобразни греди.
- Изчисляване на продънване

За проверката за усукване и комбинирането му с напречни сили виж раздел 11 .

7. ПРОВЕРКИ ЗА ЕКСПЛОАТАЦИОННИ ГРАНИЧНИ СЪТОЯНИЯ

Крайните гранични състояния се достигат, когато конструкцията или нейни елементи са разрушени, вж. раздел 4. За разлика от тях при достигането на експлоатационните гранични състояния конструкцията може да бъде ползвана, но експлоатацията ѝ е затруднена. За целта се правят проверки за ограничаване на:

- а) напреженията в бетона и армировката;
- б) преместванията: линейни (напр. провисвания) и завъртания;
- в) пукнатините;
- г) трептенията.

Причините за ограничаване на напреженията, преместванията и пукнатините, както и начините за извършване на съответните проверки са разгледани съотв. в 7.1, 7.2 и 7.3.

Проверките за експлоатационни гранични състояния се правят обикновено при приемане на коефициенти на сигурност за въздействията $\gamma_F = 1$. Видовете комбинации, начините на комбиниране и стойностите на коефициентите на комбинация ψ за пътни и съотв. за ж.п. мостове са дадени в раздели 1 и 2.

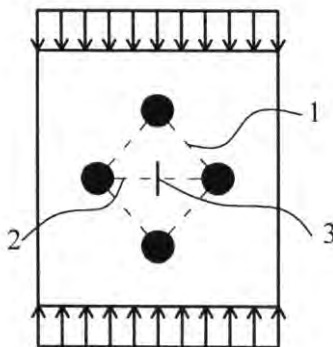
Проверката за ограничаване на трептенията не се разглежда в настоящия материал, защото обикновено тя се оказва меродавна за по-специални конструкции като висящите и вантови мостове, както и за някои леки пешеходни мостове. Ще бъде отбелязано само, че при мостовите трептения с определени честоти и амплитуди могат да повлияят неблагоприятно на водачите на превозните средства, пътниците или пешеходците.

7.1. Ограничаване на напреженията в бетона и армировката

7.1.1. Общи положения

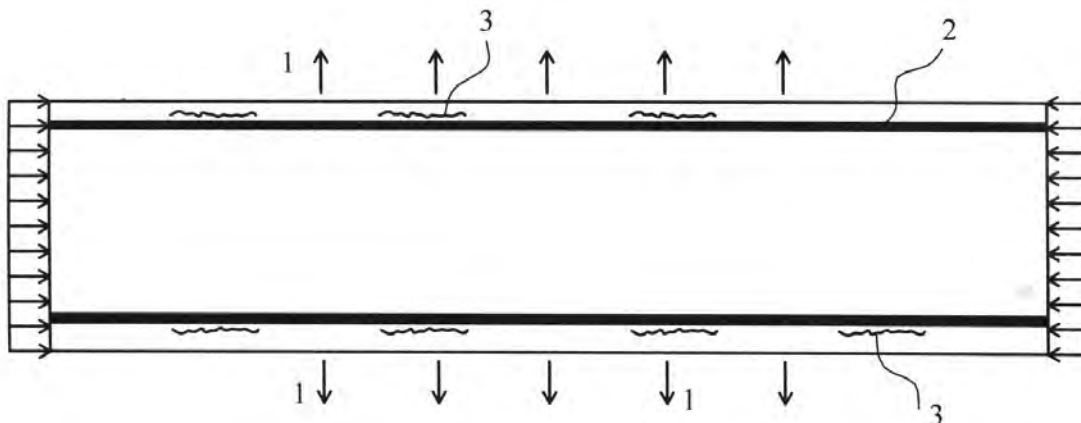
Големи нормални напрежения в бетона в експлоатационно състояние, могат да причинят:

а) Микропукнатини в бетона. Бетонът се състои от едър добавъчен материал и цименто-пясъчен запълнител. Тези компоненти имат различни модули на еластичност и силовите линии следват по-коравия материал (обикновено едрия добавъчен материал, а при леките бетони запълнителя). За илюстрация на фиг. 7.1 е показана центрично натисната бетонна призма. Траекториите на главните натискови напрежения ще свързват зърната на едрия добавъчен материал. При това ще се получат и опънни напрежения водещи до микропукнатини в цименто-пясъчния запълнител.



Фиг. 7.1. Образуване на микропукнатини
1 – натиск; 2 – опън; 3 – микропукнатина

б) Отваряне на пукнатини в бетона надлъжно на армировъчните пръти. На фиг. 7.2 е показан центрично натиснат стоманобетонен елемент. Перпендикулярно на оста му се появява напречно разширение (Пواسонов ефект). При големи натискови напрежения и съответното напречно разширение има опасност от поява на пукнатини следващи надлъжната армировка.



Фиг. 7.2. Пукнатини следващи надлъжната армировка
1 – напречно разширение; 2 – надлъжна армировка; 3- пукнатини

в) Непредвидени нелинейни деформации на бетона. При ниски стойности на натисковите напрежения в бетона пластичните деформации (пълзенето) са пропорционални на еластичните. При големи натискови напрежения пълзенето е нелинейно, т.е. пластичните деформации нарастват по-бързо от еластичните. Ограничаването на натисковите напрежения гарантира, че стойностите на величините определящи пълзенето са реалистично подбрани, а общоприетите изчислителни методики са подходящи за случая.

Големи напрежения в армировката могат да се причина за широко разтваряне на пукнатините и появата на нелинейни деформации, при достигане на границата на провлачане.

7.1.2. Максимални напрежения в стоманобетонни елементи (за предварително напрегнати елементи вж. раздел 8)

Натисковите напрежения в бетона под действието на рядко повтарящи се комбинации от въздействия се ограничават до $0,6 f_{ck}$. (f_{ck} е характеристичната натискова якост на бетона).

Натисковите напрежения в бетона от действието на квази-постоянните комбинации от въздействия се ограничават до $0,45 f_{ck}$. В противен случай пълзенето трябва да се изчислява като нелинейно, вж. формула (8.15).

Опънните напрежения в обикновената армировка при директно силово натоварване от рядко повтарящата се комбинация от въздействия се ограничават до $0,8 f_{yk}$. Ако напреженията са изцяло от принудени деформации, то ограничението е до f_{yk} . (f_{yk} е характеристичната стойност на границата на провлачане на армировката).

7.1.3. Основни предпоставки за изчисляване на напреженията

Проверката на напреженията се извършва за нормални сечения подложени на действието на огъващи моменти и нормални сили. Изследват се разделно комбинациите за строително и за експлоатационно състояние.

Напреженията се определят при следните предпоставки:

- а) При огъването сеченията остават равнинни
- б) Зависимостите между напреженията и деформациите, както за стоманата, така и бетона са линейни (в сила е закона на Хук);
- в) Пренебрегва се работата на бетона на опън.
- г) Отношението α между модулите на еластичност на армировката и бетона се определя както следва:

- За стоманобетонни елементи се ползва формулата:

$$(7.0) \quad \alpha = \left(\frac{E_s}{E_{cm} / (1 + \varphi)} M_G + \frac{E_s}{E_{cm}} M_Q \right) / (M_G + M_Q)$$

където

- E_s , E_{cm} модул на еластичност на армировката, съотв. на бетона според раздел 3;
- M_G , M_Q момент от постоянни, съотв. променливи въздействия за разглежданата комбинация;
- φ коефициент на пълзене, допуска се приемането на $\varphi = \varphi(\infty, t_o) \approx 2$.

Стойностите α трябва да се приемат в интервала $10 \leq \alpha \leq 15$.

д) Ако сечението е изцяло натиснато, или ако опънните напрежения в бетона не надвишават f_{ctm} (средна опънна якост на бетона, вж. табл. 3.1) в изчислението участват геометричните характеристики на сечението I стадий (включва се цялото сечение на бетона, а площта на напречното сечение на армировката се умножава с коефициента α).

е) Ако опънните напрежения в бетона надвишават f_{ctm} , то в изчислението участват геометричните характеристики на сечението II стадий (включва се сечението на бетона само в натисковата зона, а площта на напречното сечение на армировката се умножава с коефициента α).

Като следствие от предпоставките а), б), г), д) диаграмата на натисковите напрежения в бетона се получава линейна за елементи работещи по I стадий. За елементи работещи по II стадий, на основата на предпоставки а), б), в), г) се получава триъгълна диаграма на напреженията на бетона в натисковата зона. В опънната зона бетона се приема за напукан, т.е. с нулеви напрежения, вж. фиг. 7.3.

За съчетани (двуетапно изпълнявани) елементи, състоящи се от готови елементи и замонолитващ бетон се съблюдават следните допълнителни условия:

ж) За всеки етап се отчита съответното сечение и разрезните усилия от приложените в етапа въздействия. Ако бетоните изливани в различните етапи са с различни класове, то съответните площи на напречното сечение се привеждат с отношението на модулите на еластичност на двата бетона.

з) За връзката между готовия елемент и монолитния бетон вж. т. 6.4.

и) Трябва да се отчете различното съсъхване и пълзене на бетоните на готовия елемент и на замонолитващия бетон.

Условията дефинирани в ж), з) и) трябва да се съблюдават и при другите проверки в експлоатационни гранични състояния (ограничаване на преместванията и на широчината на пукнатините).

7.1.4. Алгоритми за изчисляване на напреженията

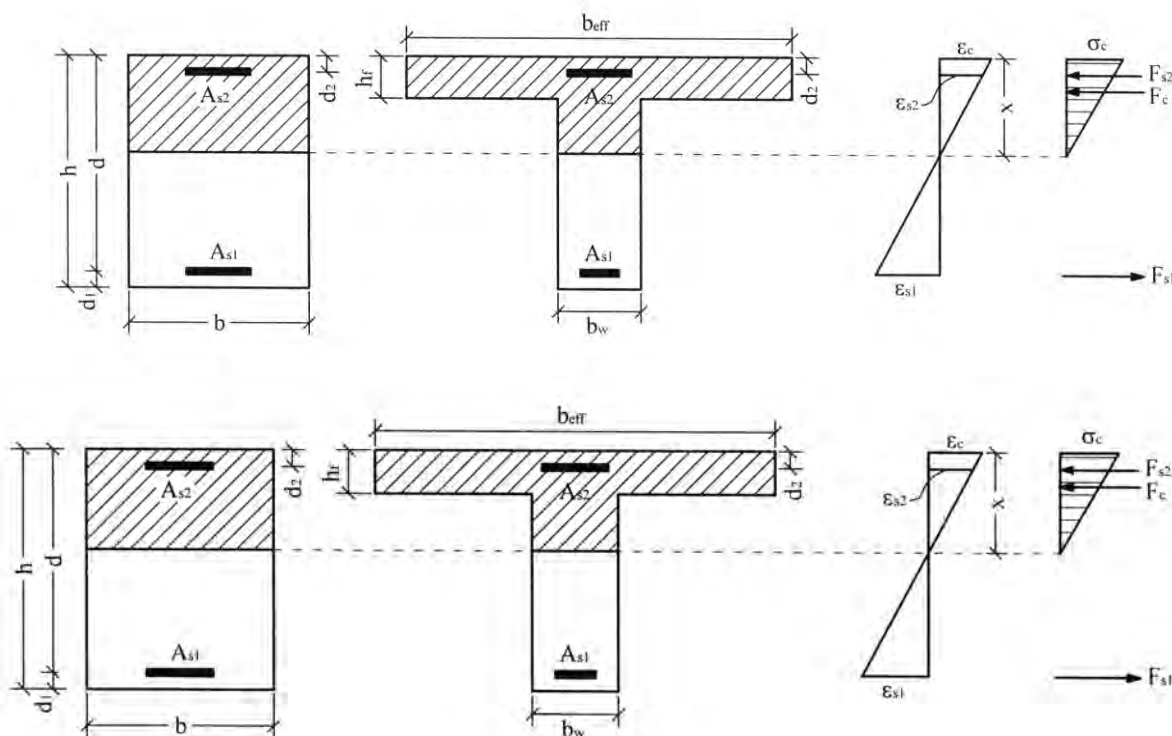
За сечения, в които опънните напрежения не надвишават f_{ctm} (средна опънна якост на бетона, вж. табл. 3.1), нормалните напрежения се изчисляват по формула (7.1). Това е известната формула на Бернули- Навие. Тя може да се прилага в случая, понеже са изпълнени основните предпоставки на Съпротивление на материалите:

- валидност на закона на Хук (линейна зависимост между напреженията и деформациите);
- хомогенност (обоснована с липсата на пукнатини)

$$(7.1) \quad \sigma = N / A \pm M / W,$$

където: M, N - огъващия момент, съотв. нормалната сила в сечението за изследваната комбинация (рядко повтаряща се или квази-постоянна, вж. т. 7.1.2);
 A, W - площта, съотв. съпротивителния момент на сечението; коректното изследване изисква да бъде включена армировката с коеф. α ; ако се изчислява с характеристиките на бетонното сечение, се получават по-големи напрежения (т.е. на страната на сигурността).

При наличието на опънна зона нормалните напрежения в правоъгълни и плочогредови сечения от огъващ момент (без нормална сила) се определят по алгоритъма даден в табл. 7.1. Основните означения за сеченията са дадени във фиг. 7.3.



Фиг. 7.3. Основни означения за проверките на сеченията в елементи подложени на огъване

Съдействащата ширина се приема равна на действителната при конструктивния анализ (определянето на разрезните усилия) и при изчисляването на преместванията (проверка по експлоатационни гранични състояния).

За проверките по другите крайни и експлоатационни гранични състояния съдействащата ширина b_{eff} на плочогреда, се определя по формулите:

$$(7.2) \quad b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$$

$$(7.3) \quad b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_o$$

където:

$b_{eff,j}$ съдействащата ширина от съответната страна на реброто

l_o ефективното подпорно разстояние

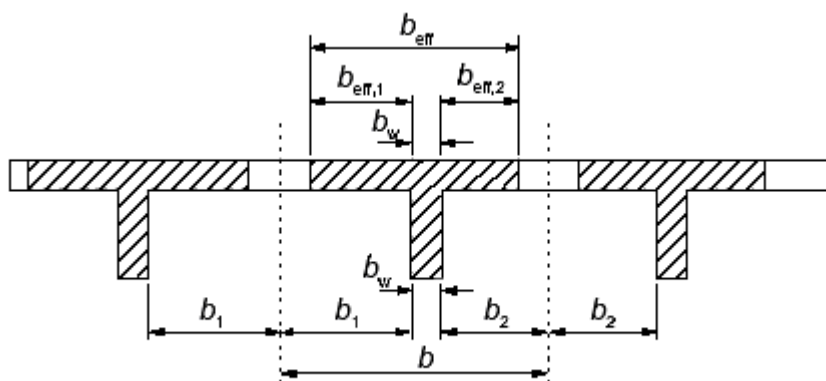
b_i действителната налична ширина на плочата от съответната страна на реброто

b_w ширина на реброто.

Ако стойността определената по формула (7.3) превишава b_i или $0,2l_o$, $b_{eff,j}$ се приема равна на по-малката величина от b_i и $0,2l_o$.

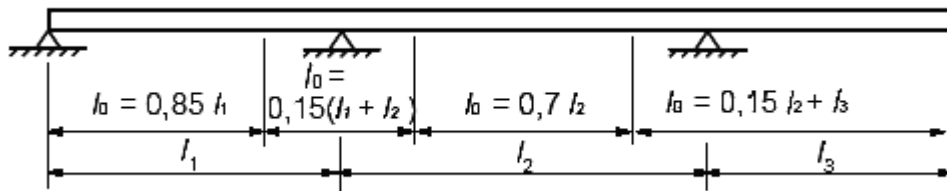
Таблица 7.1. Алгоритъм за изчисляване на напреженията в стоманобетонни сечения подложени на огъване

Правоъгълно сечение	Плочогредово сечение
<u>Дадено:</u> $b, h, d, d_1, d_2, M, \alpha$	<u>Дадено:</u> $b_w, h, d, d_1, d_2, b_{eff}, h_f, M, \alpha$
$p = \alpha(A_{s1} + A_{s2}) / b$	$p = [\alpha(A_{s1} + A_{s2}) + h_f(b_{eff} - b_w)] / b_w$
$q = 2\alpha(A_{s1}d + A_{s2}d_2) / b$	$q = [2\alpha(A_{s1}d + A_{s2}d_2) + h_f^2(b_{eff} - b_w)] / b_w$
$x = -p + \sqrt{p^2 + q}$	
$I_i = bx^3 / 3 + \alpha A_{s1}(d - x)^2 + \alpha A_{s2}(x - d_2)^2$	$I_i = b_{eff}x^3 / 3 - (b_{eff} - b_w)(x - h_f)^3 / 3 + \alpha A_{s1}(d - x)^2 + \alpha A_{s2}(x - d_2)^2$
Натисково напрежение в бетона $\sigma_c = Mx / I_i$ Напрежение в опънатата армировка $\sigma_{s1} = \alpha M(d - x) / I_i$	



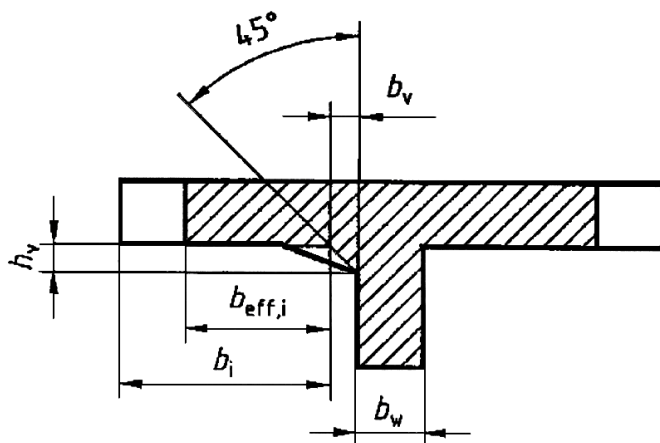
Фиг. 7.4. Дефиниция на съдействаща ширина

За проста греда ефективното подпорно разстояние l_0 е равно на статическия ѝ отвор. За непрекъсната греда l_0 е равно на разстоянието между нулевите точки на моментовата диаграма. То може да се определи приблизително по фиг. 7.5, ако отделните полета имат еднакви коравини.



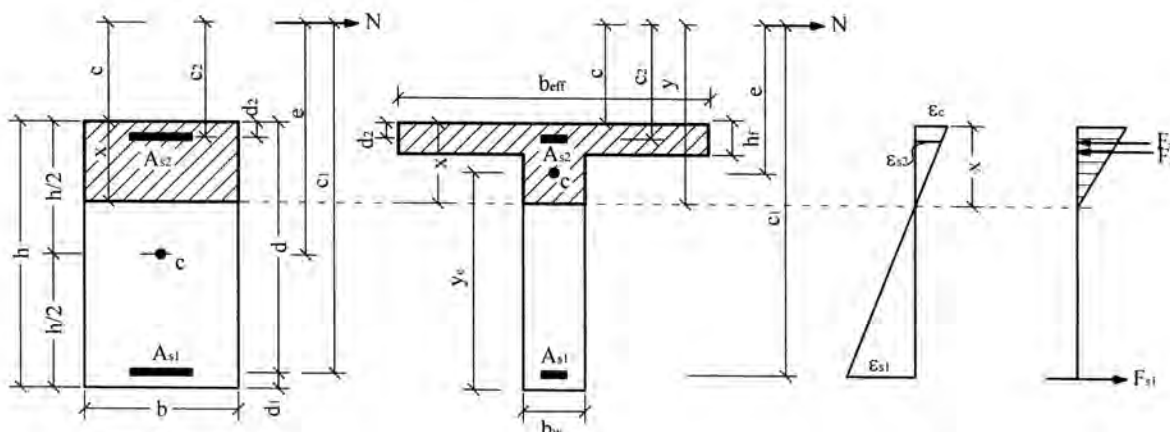
Фиг. 7.5. Приблизително определяне на ефективното подпорно разстояние l_0 за определяне на съдействащата ширина

За плочи с променлива дебелина широчината на реброто b_w във формула (7.3) условно се увеличава с b_v според фиг. 7.6.



Фиг. 7.6. Условна дебелина на реброто $(b_w + b_v)$ за плочи с вути.

Нормалните напрежения в правоъгълни и плочогредови сечения подложени на нецентричен натиск и работещи по II стадий (при наличие на опънна зона) се изчисляват по алгоритъма от табл. 7.2, като означенията са според фиг. 7.7.



Фиг. 7.7. Означения за правоъгълни и плочогредови сечения, работещи по II стадий, подложени на нецентричен натиск

Таблица 7.2. Алгоритъм за изчисляване на напреженията в стоманобетонни сечения, работещи по II стадий, подложени на нецентричен натиск

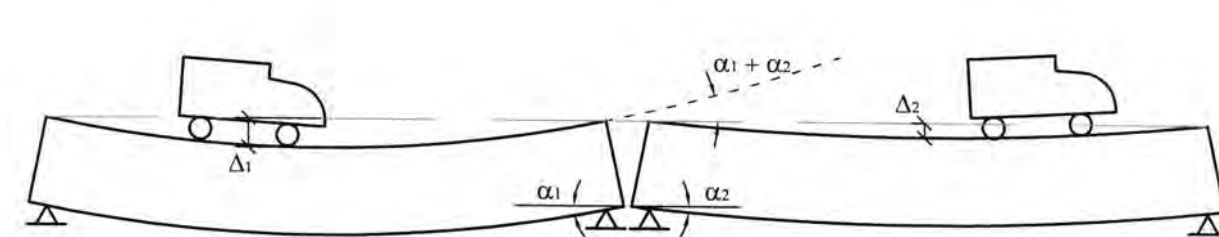
Правоъгълно сечение	Плочогредово сечение
<u>Дадено:</u> $b, h, d, d_1, d_2, M, N, \alpha = E_s / E_c$	<u>Дадено:</u> $b_w, h, d, d_1, d_2, b_{eff}, h_f, M, N, \alpha = E_s / E_c$
$e = M / N; \quad c = e - y_c; \quad c_1 = c + d; \quad c_2 = c + d_2$	
$p = 3c^2 - 6\alpha(A_{s1}c_1 + A_{s2}c_2)/b$	$p = 3c^2b_{eff}/b_w - 3(c+d)^2(b_{eff}/b_w - 1) - 6\alpha(A_{s1}c_1 + A_{s2}c_2)/b_w$
$q = 2c^3 - 6\alpha(A_{s1}c_1^2 + A_{s2}c_2^2)/b$	$q = 2c^3b_{eff}/b_w - 2(c+d)^3(b_{eff}/b_w - 1) - 6\alpha(A_{s1}c_1^2 + A_{s2}c_2^2)/b_w$
y е корен на уравнението $y^3 - py + q = 0$ от корените на уравнението се взима онзи, за който $y < d + c; \quad x = y - c$	
$I_i = bx^3/3 + \alpha A_{s1}(d-x)^2 + \alpha A_{s2}(x-d_2)^2$	$I_i = b_{eff}x^3/3 - (b_{eff} - b_w)(x - h_f)^3/3 + \alpha A_{s1}(d-x)^2 + \alpha A_{s2}(x-d_2)^2$
Натисково напрежение в бетона $\sigma_c = Nxy/I_i$ Напрежение в опънната армировка $\sigma_{s1} = \alpha Ny(d-x)/I_i$	

7.2. Ограничаване на преместванията

7.2.1. Причини за ограничаване на преместванията

Преместванията (линейни и ъглови завъртания) трябва да бъдат в определени граници поради следните причини:

а) Експлоатационни. Големи провисвания Δ на връхните конструкции изменят проектната нивелета на пътя или ж.п. линията. От съществено значение са също ъглите на пречупване α на надлъжния профил при фугите, вж. фиг. 7.8.



Фиг. 7.8. Деформирана връхна конструкция

Деформирането на мостовата конструкция влияе неблагоприятно на комфорта на пътуване, може да бъде пречка за развиването на проектната скорост, да създава несигурност за водачите и неприятни усещания за пътниците и пешеходците.

б) Конструктивни. Големи хоризонтални премествания или ъглови завъртания могат да причинят:

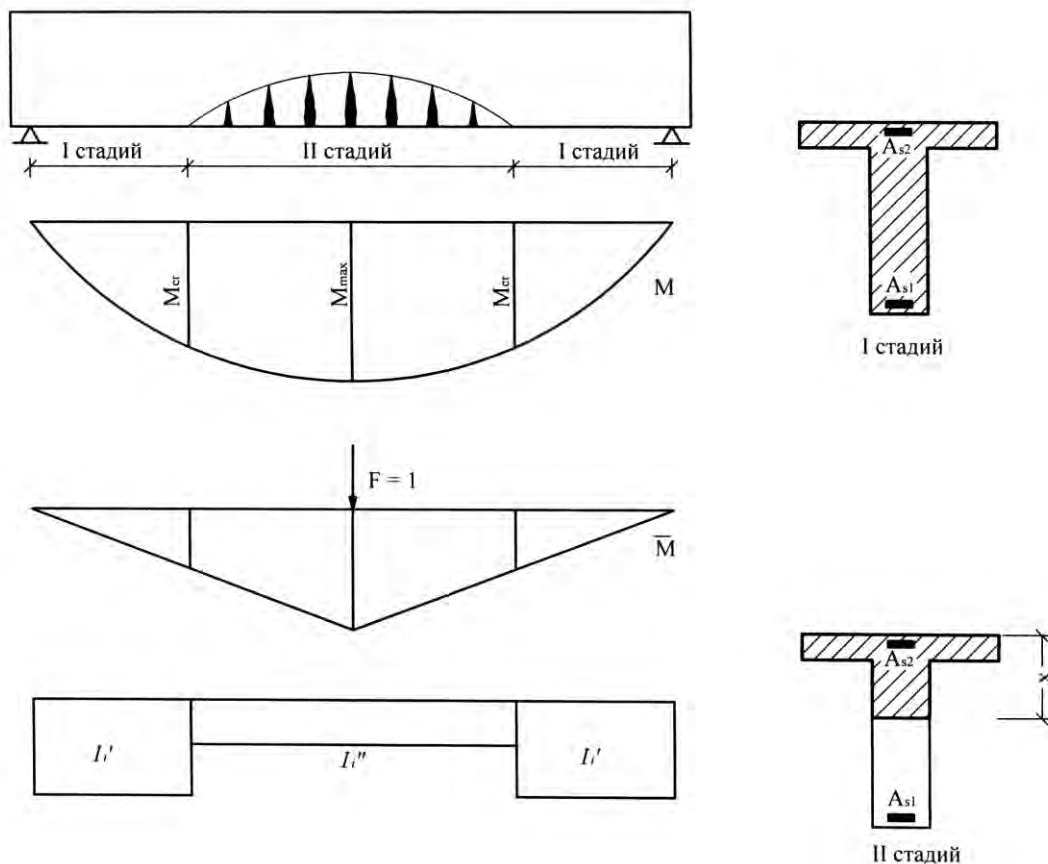
- изчерпване възможността за хоризонтално преместване или завъртане на лагери;
 - затваряне на дилатационни фуги;
 - повреди на преходните конструкции при дилатационни фуги.
- в) Естетични и психологични. Забележимо деформирани конструкции са неестетични и създават впечатление, че са несигурни.

7.2.2. Изчисляване на преместванията

Преместванията в стоманобетонни конструкции зависят от:

- стойността на модула на еластичност на бетона, отчитащ състава му, вида на добавъчните материали и възрастта на бетона в момента на натоварване.
- влиянието на пукнатините върху деформациите на опънатия и съответния натиснат ръб;
- работата на опънатия бетон между пукнатините (*опънно закоравяване*);
- напукването в резултат на предишни натоварвания (при наличието на пукнатини не е валиден принципът на суперпозицията при изчисляването на деформациите);
- ефектите от съсъхване и пълзене;
- влиянието на непреки въздействия като топлинните промени;
- типът на натоварване: статично или динамично;

Повечето от споменатите фактори не могат точно да бъдат оценени и затова обикновено се ползват опростени решения с приемлива за практиката точност.



Фиг. 7.9. Схеми за определяне на провисването в стоманобетонна греда

За определянето на преместванията се приемат предпоставките дадени в т. 7.1.3 (за изчисляването на напреженията). Докато при изчисляването на напреженията не се разчита на бетона да понася опънни напрежения, предпоставка в) от т. 7.13, то при деформационните изчисления за опънната зона се разчита на *опънното закоравяване*.

Предложената методика е онагледена с примера от фиг. 7.9. За изчисляването на провисването Δ е в сила общата формула от Строителната механика:

$$(7.4) \quad \Delta = \int \frac{M \overline{M}}{E_{cm} I} ds = \int_I + \int_{II}$$

където

M функцията на момента от въздействията (постоянни и променливи, т.е. подвижни);

\overline{M} функция на момента от единична сила приложена по направление на търсеното линейно преместване.

E_{cm} модул на еластичността на бетона вж. табл. 3.1.

За приемането на инерционния момент трябва да се отчете факта, че част от гредата е с нормални пукнатини (II стадий), а останалата е ненапукана (I стадий). Границата между областите работещи по I и II стадий се определя от момента M_{cr} , предизвикващ образуване на пукнатини и изчисляван по формулата:

$$(7.5) \quad M_{cr} = f_{ctm} W_i = f_{ctm} I_i^I / y,$$

където

f_{ctm} средната опънна якост на бетона, вж. табл. 3.1;

I_i^I инерционен момент на приведеното сечение I стадий, при което сечението на армировката е умножено с $\alpha = E_s / E_c$, а бетонно сечение участва с цялата си площ; в полза на сигурността може да се работи с инерционния момент на цялото бетонното сечение без армировка;

$W_i = I_i^I / y_i$ съпротивителния момент на сечението за опънатия ръб, съответен на I_i^I .

За частта от гредата работеща по I стадий, т.е. при $M < M_{cr}$, съответства \int_I от формула (7.4). При неговото изчисляване участва I_i^I (инерционния момент на приведеното сечение I стадий).

Останалата част от гредата, за която $M > M_{cr}$ работи по II стадий и на нея съответства \int_{II} от формула (7.4). Ако се пренебрегне възможността на бетона да носи опън, то при изчисляването на интеграла ще участва I_i^{II} (инерционният момент на сечението II стадий). При неговото определяне (по алгоритъма от табл. 7.1) се включва бетонното сечение само на натисковата зона и сечението на армировката е умножено с $\alpha = E_s / E_c$. Но между нормалните пукнатини остава ненарушен бетон, чиято работа се отчита по формулата:

$$(7.6) \quad \int_{II} = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I$$

където:

α_I , съотв. α_{II} са стойностите на интеграла за съответната част от гредата, изчислени при ненапукано и съотв. при напълно напукано състояние, т.е. с I_i^I и съотв. с I_i^{II} ;

ζ коефициент на разпределение изчисляван по формула (7.7):

$$(7.7) \quad \zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 (M / M_{cr})^2$$

β_1 коефициент, отчитащ сцеплението на армировъчните пръти, равен на $\beta_1 = 1,0$, за орebrени пръти, съотв.

$\beta_1 = 0,5$, за гладки пръти;

β_2 коефициент, отчитащ вида на натоварването, равен на:

$\beta_2 = 1,0$ за единично кратковременно натоварване;

$\beta_2 = 0,5$ за продължително натоварване или много цикли на повтарящо се натоварване;

Точното прилагане на представената методика изисква пресмятането на интеграла по числен метод, понеже ζ се изменя по дължина на областта работеща по II стадий. Такова решение (подходящо за компютър) може да бъде заменено с опростено, включващо двукратно изчисляване на преместването Δ по формулата:

$$(7.8) \quad \Delta = \zeta \Delta_{II} + (1 - \zeta) \Delta_I,$$

където:

Δ_I провисването определено чрез интегриране по цялата дължина на гредата и приемане постоянен инерционен момент равен на I_i^I ;

Δ_{II} провисването определено чрез интегриране по цялата дължина на гредата и приемане постоянен инерционен момент равен на I_i^{II} ;

ζ коефициентът на разпределение изчислен по формула (7.7), за максималния момент $M = M_{max}$ в гредата.

При изчисление по форм. (7.8) се получават по-големи провисвания. Разликата в сравнение с численото решение на интеграла не е съществена, понеже за стойността на интеграла съществен е приносът на областта в близост с максималния момент, която работи по II стадий.

Пълзенето може да се вземе под внимание чрез редуциран модул на еластичност $E_{c,eff}$, изчислен по формулата:

$$(7.9) \quad E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi)$$

където

E_{cm} модулът на еластичност на бетона, вж. табл. 3.1;

φ коефициентът на пълзене, който може да се приеме приблизително $\varphi=2$.

Пълзенето се проявява основно от постоянните въздействия. Затова при определяне на провисването от постоянните въздействия трябва да се работи с модул на еластичност $E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi) \approx E_{cm} / 3$.

Кривината от съсъхване $1/r_{cs}$ и провисването от съсъхване могат да се получат по формулите:

$$(7.10) \quad 1/r_{cs} = \varepsilon_{cs} \alpha_e S / I$$

$$(7.11) \quad \Delta = \int (1/r_{cs}) \overline{M} ds$$

където:

ε_{cs} деформацията от съсъхване, която може да се приеме $\varepsilon_{cs} \approx 20 \cdot 10^{-5}$;

S статичният момент на площта на армировката спрямо центъра на тежестта на сечението;

I инерционният момент на сечението;

$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$ отношението между модулите на еластичност;

E_s модул на еластичност на армировката;

$E_{c,eff} \approx E_{cm} / 3$ редуциран модул на еластичност според формула (7.9);

\overline{M} функция на момента от единична сила приложена по направление на провисването.

Величините S и I , както и провисването Δ се изчисляват поотделно за ненапукано Δ_I и за напълно напукано сечение Δ_{II} . Окончателното провисване Δ се получава по формула (7.8).

7.3. Ограничаване на пукнатините

7.3.1. Общи положения

Образуването на пукнатини в стоманобетонни елементи се дължи на:

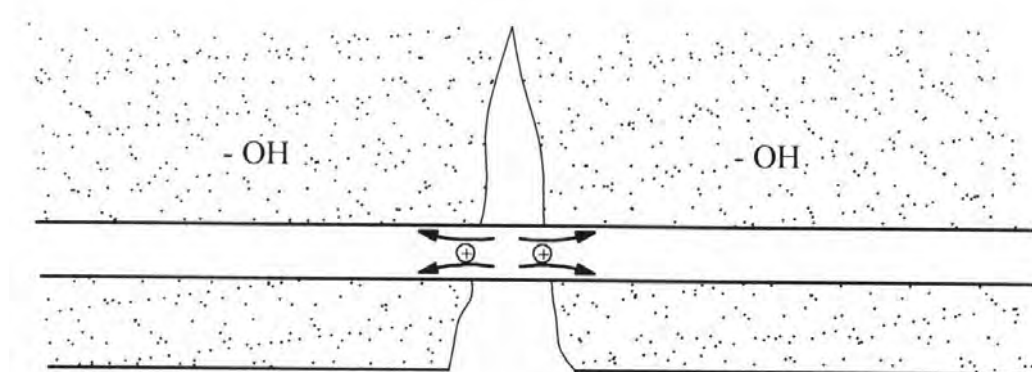
а) опънни напрежения в бетона от въздействията отчитани при проектирането, напр. нормални пукнатини в опънната зона на огъваеми елементи, наклонени пукнатини от напречни сили и т.н.;

б) физико-химични процеси при втвърдяване на бетона, напр. от екзотермия, и съсъхване в ранна възраст. Такива пукнатини се ограничават чрез конструктивни и технологични мерки, напр. влагане на минимално количество армировка по всички външни страни на елементите (независимо от напрегнатото състояние при експлоатация), полагане на грижи за пресния бетон.

Широчината на пукнатините трябва да бъде ограничена поради следните причини:

а) За свеждане до минимум опасността от корозия на армировката. Широко разтворени пукнатини осигуряват достъп до армировката на въздух, влага, евентуално химикали (напр. хлориди от зимно поддържане на пътищата или от морска среда). Тези агенти способстват армировъчната стомана да ръждяса. Корозията протича по-бързо и благодарение на следния електро-химичен процес. Втвърденият цимент (и съотв. бетон)

създава алкална среда и отрицателен електрически потенциал за армировъчните пръти, а в откритата им част потенциалът е нулев. При това започва протичане на електрически ток, съпроводен с пренасяне на материал от стоманения прът, вж. фиг. 7.10.



Фиг. 7.10. Електро-химичен процес в областта на пукнатина

б) Естетични и психологични съображения. Видимо напукани конструкции създават впечатление, че са несигурни.

в) Осигуряване на непропускливост на течности и газове – отнася се само за резервоари съхраняващи различни флуиди.

Ограничаването на пукнатините се доказва чрез проверките за:

а) Декомпресия (само за предварително напрегнати елементи, вж. раздел 8), т.е. доказателство за наличие само на натискови напрежения в ръба в близост до напрегащата армировка за съответната комбинация от въздействия. При това пукнатини не се образуват.

б) Ограничаване на широчината на пукнатините.

7.3.2. Изчисляване на широчината на разтваряне на пукнатините

Ако ръбовото напрежение в сечението от меродавната комбинация не превишава средната стойност на якостта на бетона на опън ($\sigma_c \leq f_{ctm}$), по изчисление не се образуват пукнатини.

Ако напрежението в бетона σ_c надхвърли опънна му якост f_{ctm} започват да се образуват пукнатини. Пълното изключване на пукнатините в стоманобетонни елементи е нерационално. За целта ще бъде даден следния пример. За бетон C20/25 опънната му якост е $f_{ctm}=2,2$ МПа, а модулът на еластичност 28800МПа. На f_{ctm} съответства относително удължение $\varepsilon_{ct}=0,000076$ и напрежение в армировката $\sigma_s = E_s \varepsilon_{ct}=15,3$ МПа.

В този случай бетонът не може да издържи на увеличаващото се удължение в опънната зона. Така при нарастване на натоварването растящото удължение ще бъде за сметка на увеличаване на броя на пукнатините и на тяхната широчина. Въз основа на тези разсъждения се стига до заключението, широчината на разтваряне на пукнатините w_k ще зависи от средно разстояние между тях $s_{r,max}$ и от разликата между средното удължение на армировката ε_{sm} и следното удължение на ненарушения бетон между пукнатините ε_{cm} :

$$(7.15) \quad w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

ε_{cm} средно относително удължение на бетона между пукнатините.

Разликата между средното удължение на бетона и на стоманата се изчислява по формулата:

$$(7.16) \quad \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - 0,4f_{ctm}(1 + \alpha_e \text{eff}\rho) / \text{eff}\rho] / E_s \geq 0,6\sigma_s / E_s$$

където:

α_e отношение на модулите на еластичност $\alpha_e = E_s / E_{cm}$;

$\text{eff}\rho$ ефективен коефициент на армиране според формула (7.18);

f_{ctm} средна якост на бетона на опън (вж. табл.2.1); ако се проверява пукнатиноустойчивостта за възраст на бетона по-малка от 28 ден, се работи със съответната на възрастта опънната якост на бетона;

σ_s напрежение в армировката в пукнатината; при елементи с напрегаща армировка σ_s се определя по формулата:

$$(7.17) \quad \sigma_s = \sigma_{s2} + 0,4f_{ctm}(1 / \text{eff}\rho - 1 / \rho_{tot})$$

$$(7.18) \quad \text{eff}\rho = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,\text{eff}},$$

$\rho_{tot} = (A_s + A_p) / A_{c,\text{eff}}$ - геометричен коефициент на армиране;

A_s площ на напречното сечение на обикновената армировка;

A_p площ на напречното сечение на напрегащата армировка, разположена в областта на действие $A_{c,\text{eff}}$;

σ_{s2} напрежение в обикновената армировка, съотв. нарастването на напрежението в напрегащата армировка във II стадий за меродавната комбинация от въздействия при приемане на съвършено сцепление

ξ_1 отношение на якостите на сцепление на обикновената и напрегащата армировка.

За елементи, подложени само на принудени деформации в ранна възраст (напр. вследствие на екзотермията), за определянето на $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ се приема $\sigma_s = \sigma_{sr}$, където σ_{sr} е напрежението в армировката, получено при предпоставките от т. 7.1.1, за комбинацията от въздействията, от която се получава първата пукнатина.

Максималното разстояние между пукнатините се определя от:

$$(7.19) \quad s_{r,\max} = \phi / (3,6\text{eff}\rho) \leq \sigma_s \phi / (3,6f_{ctm})$$

където:

$\text{eff}\rho$ ефективен коефициент на армиране според формула (7.18);

ϕ диаметър на пръта на обикновена армировка. Ако в сечението има пръти с различни диаметри, ϕ е средният диаметър $\phi_m = \sum \phi_i^2 / \sum \phi_i$.

8. ПРЕДВАРИТЕЛНО НАПРЕГНАТИ ЕЛЕМЕНТИ

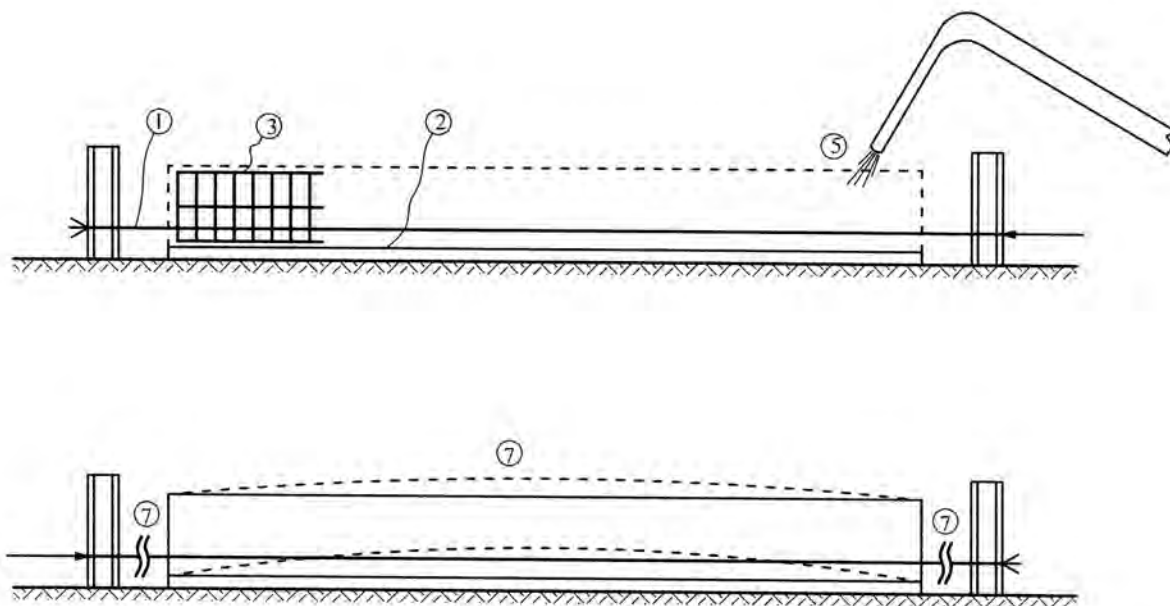
(някои основни положения са изяснени с пример за главна греда, напрегната преди бетонирането)

8.1. Начини за създаване на предварителното напрегане

Чрез предварителното напрегане се създават натискови напрежения в зоните, в които постоянните и променливи въздействия предизвикват опън. Така се изключва възможността за образуване на пукнатини, или се намалява широчината им.

При *напрегане преди бетонирането (напрегане на опори)* работите се изпълняват в следната последователност:

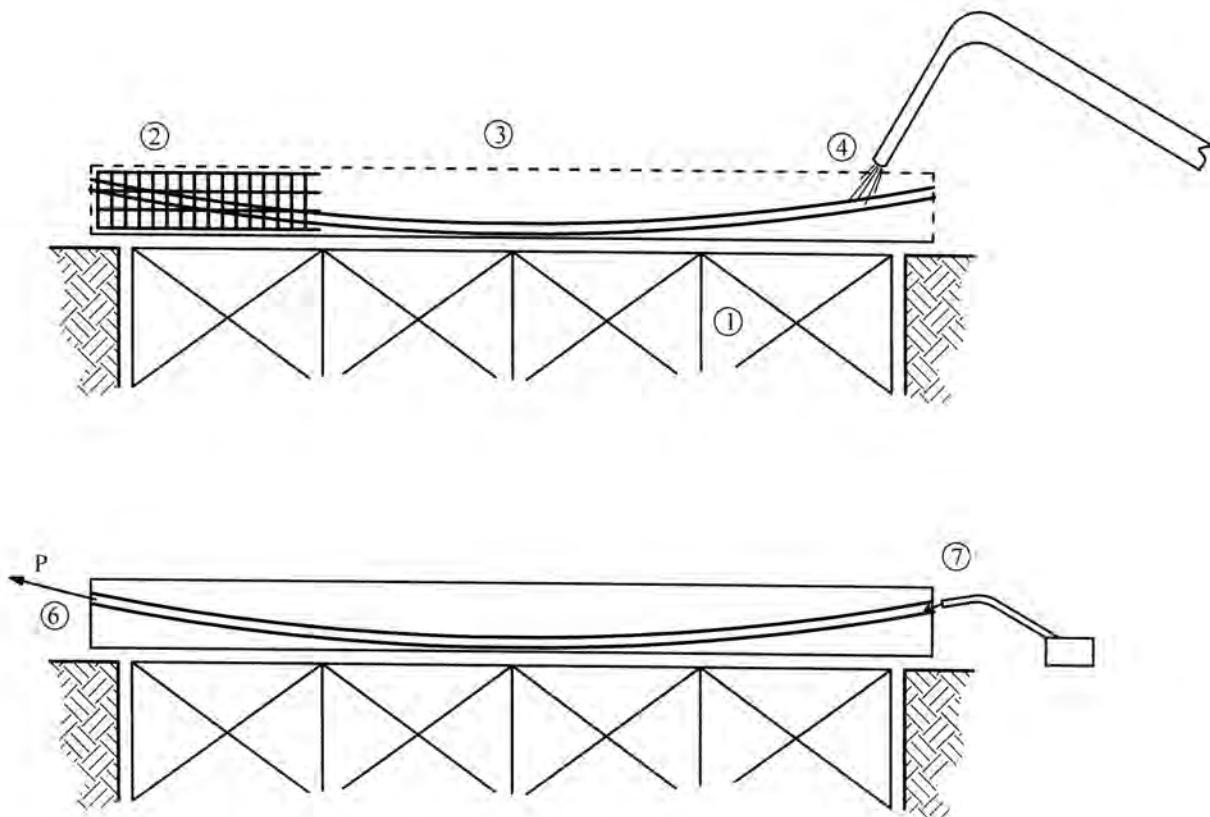
- Опъване на напрегащата армировка и закотвянето ѝ на опорите (1).
- Поставяне на дъното на кофража (2); нареждане на обикновената (ненапрегната) армировка (3); затваряне на страниците на кофража (4).
- Бетониране (5).
- Набиране на якост на бетона (6).
- Отрязване на напрегащите въжета или телове и предаване на напрегащата сила на елемента чрез сцепление (7).



Фиг. 8.1. Последователност на работите при напрегане преди бетонирането

При *напрегане след бетонирането (напрегане на опори)* работите се изпълняват в следната последователност:

- Направа на скелето и кофража, или поставяне на дъното на кофража при производство на готови елементи (1).
- Нареждане на обикновената (ненапрегната) армировка (2); монтиране и фиксиране на каналобразувателите (3);
- Бетониране (4).
- Набиране на якост на бетона (5).
- Вкарване на напрегащата армировка в каналобразувателите; напрегане на кабелите и фиксирането им на бетона на елемента чрез закотвящи приспособления (6).
- Инжектиране на циментен разтвор в каналите за защита на напрегащата армировка и за създаването на сцепление с бетона (7).



Фиг. 8.2. Последователност на работите при напрегане след бетонирането

Други начини за предварително напрегане, които у нас не са намерили приложение при мостовите са:

- *Напрегане след бетонирането, без сцепление с бетона.* Напрягащата армировка е в каналаобразуватели, в които се инжектират смазки или греси за антикорозионна защита. Има вариант с напрягаща армировка вън от бетонното сечение. Този способ има предимството, че след време могат да бъдат донепрегнати кабелите за намаляване на провисвания от продължително приложените въздействия и пълзенето. Възможно е също подмяна на корозирала напрягаща армировка. Такива системи намират все по-голямо приложение при мостовете и особено при съоръженията с големи отвори, при които провисванията от пълзене могат да са значителни.

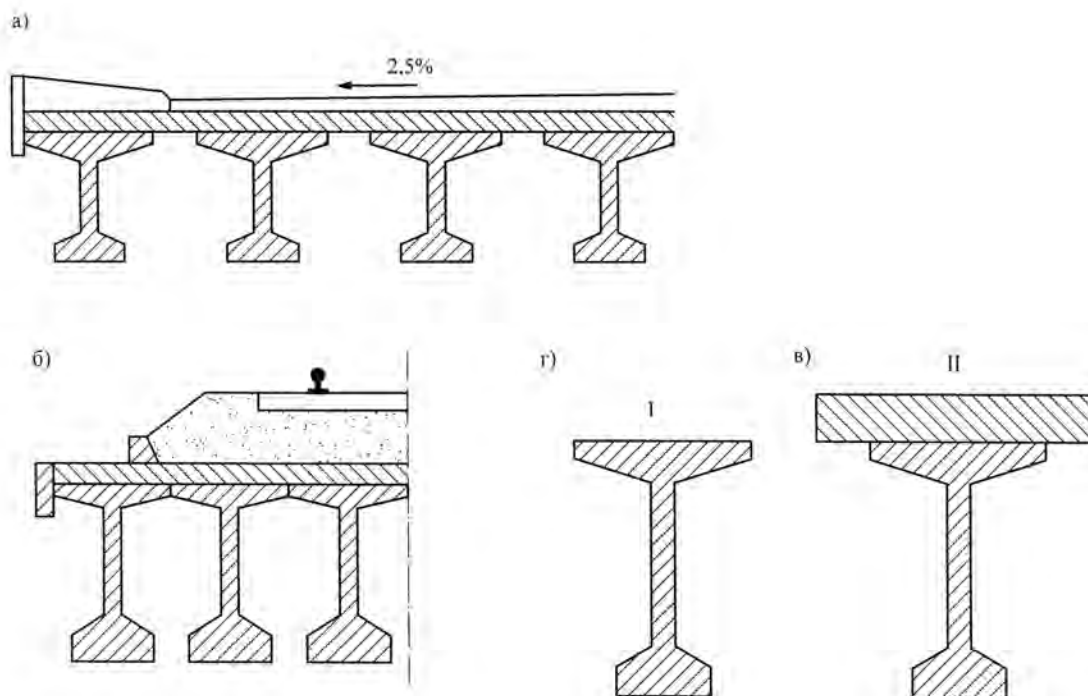
- *Напрегане чрез принудени деформации* (напр. разпъване на дъги в ключа, принудително вертикално преместване на опорите на непрекъснати греди). За пример ще бъде даден моста Ла Вердюр (Франция) с отвор 72.5 м, система фермова триставна дъга (завършен през 1908 год.) Няколко години след построяването му дъгата е провиснала с 13 см. По предложение на проектанта Фрейсине дъгата е разпъната чрез преси, поставени при ставите в ключа и така е ликвидирано провисването. Това е първото приложение на предварително напрегнатия бетон при мостовете.

8.2. Общи положения по изчисленията

Проверките по крайни и експлоатационни гранични състояния за предварително напрегнати по принцип не се различават от тези за стоманобетонни елементи. За предварително напрегнати елементи обикновено са меродавни проверките по експлоатационни гранични състояния. В настоящите указания проверките са разгледани в последователността, която нормално се следва при проектирането.

8.3. Конструктивен анализ (статическо решение)

Даден е пример за проект на мост, чиято връхна конструкция е от готови елементи, напрегнати преди бетонирането, и монолитно излята върху тях плоча, вж. фиг. 8.3.



Фиг. 8.3. Напречни разрез

*а) връхна конструкция на пътен мост; б) връхна конструкция на ж.п. мост;
в) съчетано сечение; г) напречен разрез на готовия елемент*

Работата на конструкцията е в два етапа:

I етап – само готовия елемент – фиг. 8.3 г) включва следните подетапи:

I а/ налягаща сила P_{m0} и собствено тегло на готовия елемент g_1 ; само собствено тегло g_1 не се разглежда, понеже елементът не може да се вдига преди да бъде приложена налягащата сила P_{m0} ; състоянието налягаща сила без собствено тегло е невъзможно, понеже при прилагане на налягащата сила елементът се скъсява от натиска и огъва нагоре от отрицателния момент (отлепя се от кофража).

I б/ налягаща сила P_{m0} , собствено тегло на готовия елемент g_1 и тегло на плочата g_2 . По време на изливането плочата е само товар, но не и елемент на сечението, понеже тя тогава е от **бетонна смес**, а не от втвърден бетон със съответна якост.

II етап – съчетано сечение. Поема натоварванията g_3 от неносещите части (хидроизолация, настилка или горно строене) и от подвижните пътни или ж.п. товари.

За проверките в експлоатационни гранични състояния се суперпонираат напреженията и деформациите от I и II етап, а не разрезните усилия. В крайно гранично състояние етапността не се отчита. Проверките на носещата способност за огъващи моменти и напречни сили се извършват със сумарните им екстремни стойности за цялото сечение. Има се предвид, че в стадия на разрушаване напреженията се преразпределят благодарение на пластифициране на бетона.

Студенти, които не знаят изложените основни положения по етапите на изпълнение, и отражението им в изчислителните проверки, както и тези, които не могат да обяснят формули (8.2) и (8.3), получават на изпита слаб (2), независимо от качествата на изработването на проекта и другите отговори на изпита.

8.3.1. Геометрични характеристики

За конструктивния анализ и за проверките в експлоатационни гранични състояния са необходими следните геометрични характеристики: A (площ на напречното сечение), y_c (разстояние от долния ръб на готовия елемент до центъра на тежестта на сечението), I (инерционен момент на сечението), W_i, W_s, W_{sf} (съпротивителни моменти, съотв. за долния и горния ръб на готовия елемент и за горния ръб на плочата), вж. табл. 8.1.

Таблица 8.1. Геометрични характеристики на сечениетоетап

j	ВИД	n_j	b_j	h_j	$A_j = n_j b_j h_j$	y_j	$S_j = A_j y_j$	$y_{c,j}$	$I_{i,o}$	$A_j y_j^2$
1	□□	2								
2	△△	2								
3	□	1								
Σ					A		S		$\Sigma I_{i,o}$	$\Sigma A_j y_j^2$

Означения в табл. 8.1

j номер на частта; части симетрични спрямо вертикалната ос носят еднакъв номер;

n_j брой на частите от даден номер $n_j = 1$ или 2 ;

b_j, h_j широчина, съотв. височина на част с номер j ;

A_j обща площ на частите j ;

y_j разстояние от центъра на тежестта на част j до долния ръб на готовия елемент;

$y_c = S / A$ разстояние от центъра на тежестта на сечението до долния ръб;

$y_{c,j} = y_c - y_j$ разстояние от центъра на тежестта на сечението до центъра на тежестта на част j ;

$I_{i,o}$ инерционен момент на частите j спрямо собствения им център на тежестта;

$I_{i,o} = A_j h_j^2 / 12$ за части с правоъгълна форма;

$I_{i,o} = A_j h_j^2 / 18$ за части с триъгълна форма;

$I = \Sigma I_{i,o} + \Sigma A_j y_j^2$ инерционен момент на сеченията.

Величините A, y_c, I се определят на два пъти, съотв. за сеченията:

I етап - A^I, y_c^I, I^I и II етап - A^{II}, y_c^{II}, I^{II} .

Изчисляването на геометричните характеристики е отговорна работа и грешките при нея се отразяват, както на статическото решение, така и на проверката на напреженията. Изчисляването на геометричните характеристики може да се извърши в табл. 8.1, която може да се прилага за смятане на ръка или на Excel. Тя е прегледна, лесно се правят проверки от студента и ръководителя и при евентуални промени на размерите на някои части, за следващото изчисление могат да се ползват стойностите, които не са променени. Някои студенти недооценяват споменатите обстоятелства и изчисляват геометричните характеристики в “свободна форма”, което не отговаря на инженерния стил на работа. Геометричните характеристики могат да бъдат определени и по някои компютърни програми.

За проверката на напреженията са необходими следните съпротивителни моменти:

- за сечението I етап:

- за долния ръб на готовия елемент $W_i^I = I^I / y_c^I$;
- за горния ръб на готовия елемент $W_s^I = I^I / (h^I - y_c^I)$

- за сечението II етап:

- за долния ръб на готовия елемент $W_i^{II} = I^{II} / y_c^{II}$;
- за горния ръб на готовия елемент $W_s^{II} = I^{II} / (h^{II} - y_c^{II} - h_f)$
- за горния ръб на монолитната плоча $W_{sf}^{II} = I^{II} / (h^{II} - y_c^{II})$.

8.3.2. Мередажни комбинации

Въздействията върху пътните и ж.п. мостове и правилата за комбиниране са дадени в раздел 1 и съотв. в раздел 2. За проверките по експлоатационни и крайни гранични състояния на предварително напрегнати елементи се ползват комбинациите от усилията, дадени в табл. 8.2 и 8.3 със съответните правила за съчетаване и коефициенти. Тези комбинации са съставени по правила, различни за проверките за носеща способност, пукнатиноустойчивост и ограничаване на натисковите напрежения в бетона.

Таблица 8.2. Огъващи моменти $M(kNm)$ в главните греди на пътен мост

№	Въздействия и комбинации	коэф.		моменти в разрези		
		γ_F	ψ_i	$l/2$	$l/4$	h
1	<u>Характеристични стойности от:</u> 1.1. Тегло на готовия елемент g_1 1.2. Тегло на монолитния бетон на плочата g_2 1.3. Тегло на неносещите части g_3 1.4. Двуосен товар TS от LM1 1.5. Равномерно разпределен товар UDL от LM1 1.6. Пешеходци q_{fk}					
2	<u>Комбинация за крайно гранично състояние от:</u> 2.1. Тегло на готовия елемент g_1 2.2. Тегло на монолитния бетон на плочата g_2 2.3. Тегло на неносещите части g_3	1,35 1,35 1,35	1 1 1			
	2.4. Двуосен товар TS от LM1 2.5. Равномерно разпределен товар UDL от LM1 2.6. Пешеходци $q_{fk}/2$	1,50 1,50 1,50	1 1 1			
	<u>Сумарно усилие</u> $(2sum)=1,35 \sum g + 1,50.LM1 + 1,50 q_{fk}/2$	-	-			
	<u>Усилия в експлоатационно гранично състояние за I етап от:</u> 3.1. Тегло на готовия елемент g_1 3.2. Тегло на монолитния бетон на плочата g_2	1 1	1 1			
	(3sum) Сумарно от $g_1 + g_2$					
	<u>Усилия за II етап в експлоатационно гранично състояние при често повтарящата се комбинация от:</u> 4.1. Тегло на неносещите части g_3 4.2. Двуосен товар TS от LM1 4.3. Равномерно разпределен товар UDL от LM1 4.4. Пешеходци $q_{fk}/2$	1 1 1 1	1 0,75 0,4 0,4			
	<u>Сумарно усилие</u> $(4sum)=g_3 + 0,75TS + 0,4UDL + 0,4 q_{fk}/2$					
5	<u>Усилия за II етап в експлоатационно гранично състояние при не често повтарящата се комбинация от:</u> 5.1. Тегло на неносещите части g_3 5.2. Двуосен товар TS от LM1 5.3. Равномерно разпределен товар UDL от LM1 5.4. Пешеходци $q_{fk}/2$	1 1 1 1	1 0,8 0,8 0,8			
	<u>Сумарно усилие за комбинацията</u> $(5sum)=g_3 + 0,8.TS + 0,8.UDL + 0,8 q_{fk}/2$					

Таблица 8.2. за пътен мост (продължение)

№	Въздействия и комбинации	коеф.		моменти в разрези		
		γ_F	ψ_i	$l/2$	$l/4$	h
6	<u>Усилия за II етап в експлоатационно гранично състояние при рядко повтарящата се комбинация от:</u>					
	6.1. Тегло на неносещите части g_3	1	1			
	6.2. Двуосен товар TS от LM1	1	1			
	6.3. Равномерно разпределен товар UDL от LM1	1	1			
	6.4. Пешеходци $q_{fk}/2$	1	1			
	<u>Сумарно усилие</u> (6sum)= $g_3 + TS + UDL + q_{fk}/2$					
7	<u>Усилия за II етап в експлоатационно гранично състояние при квази постоянната комбинация от:</u>					
	7.1. Тегло на неносещите части g_3	1	1			
	7.2. Двуосен товар TS от LM1	1	0,2			
	7.3. Равномерно разпределен товар UDL от LM1	1	0,2			
	7.4. Пешеходци $q_{fk}/2$	1	0			
	<u>Сумарно усилие за комбинацията</u> (7sum)= $g_3 + 0,2 \cdot TS + 0,2 \cdot UDL$					

Таблица 8.3. Огъващи моменти $M(kNm)$ в главните греди на ж.п. мост

№	Въздействия и комбинации	коеф.		моменти в разрези		
		γ_F	ψ_i	$l/2$	$l/4$	h
1	<u>Характеристични стойности</u> 1.1. Тегло на готовия елемент g_1 1.2. Тегло на монолитния бетон на плочата g_2 1.3. Тегло на неносещите части g_3 1.4. Товарен модел LM71 1.5. Пешеходци q_{fk} Товарен модел SW2					
2	<u>Комбинации за крайно гранично състояние от:</u>					
	2.1. Тегло на готовия елемент g_1	1,35	1			
	2.2. Тегло на монолитния бетон на плочата g_2	1,35	1			
	2.3. Тегло на неносещите части g_3	1,35	1			
	2.4. Товарен модел LM71	1,45	1			
	2.5. Пешеходци q_{fk}	1,50	0,8			
	2.6. Товарен модел SW2	1,20	1			
	<u>Сумарни усилия за комбинациите:</u> (2sum,LM)= $1,35 \sum g + 1,45 \cdot LM71 + 1,5 \cdot 0,8 q_{fk}$ (2sum,SW)= $1,35 \sum g + 1,20 \cdot SW2 + 1,5 \cdot 0,8 q_{fk}$					

Таблица 8.3 за <u>ж.п. мост</u> (продължение)						
	Въздействия и комбинации	коэф. моменти в разреза		моменти в разреза		
		γ_F	ψ_i	$l/2$	$l/4$	h
3	<u>Усилия в експлоатационно гранично състояние за I етап от:</u>					
	3.1. Тегло на готовия елемент g_1	1	1			
	3.2. Тегло на монолитния бетон на плочата g_2	1	1			
	(3sum) = Сумарно от $g_1 + g_2$					
4	<u>Усилия в експлоатационно гранично състояние за II етап при често повтаряща се комбинация</u>					
	Тегло на неносещите части g_3	1	1			
	Товарен модел LM71	1	0,8			
	Пешеходци q_{fk}	1	0			
	Товарен модел SW2	1	0,8			
	<u>Сумарно:</u> (4sumLM)= $g_3 + 0,8 \cdot LM71$; (4sumSW)= $g_3 + 0,8 \cdot SW2$					
5	<u>Усилия в експлоатационно гранично състояние за II етап при не често повтаряща се комбинация</u>					
	Тегло на неносещите части g_3					
	Товарен модел LM71	1	1			
	Пешеходци q_{fk}	1	1			
	Товарен модел SW2	1	0,5			
	Товарен модел SW2	1	1			
	<u>Сумарно:</u> (5sum a) $g_3 + LM71 + 0,5 q_{fk}$ (5sum b) $g_3 + SW2 + 0,5 q_{fk}$					
6	<u>Усилия в експлоатационно гранично състояние за II етап при рядко повтаряща се комбинация</u>					
	Тегло на неносещите части g_3	1	1			
	Товарен модел LM71	1	1			
	Пешеходци q_{fk}	1	0,5			
	Товарен модел SW2	1	1			
	<u>Сумарно:</u> (6sum a) $g_3 + LM71 + 0,1 q_{fk}$ (6sum b) $g_3 + SW2 + 0,5 q_{fk}$					
7	<u>Усилия в експлоатационно гранично състояние за II етап при квази постоянна комбинация</u>					
	Тегло на неносещите части g_3	1	1			
	Товарен модел LM71	1	0			
	Пешеходци q_{fk}	1	0			
	Товарен модел SW2	1	0			
	<u>Сумарно:</u> (7sum) g_3					

За напречните сили V се съставят таблици с подобна форма, но без редовете за експлоатационни гранични състояния. За проверките за V , вж. раздел 6, както и т. 8.

8.4. Проверки по експлоатационни гранични състояния

8.4.1. Критерии за пукнатиноустойчивост (вж. т. 7.3.1)

Недопускането на пукнатини или ограничаване на разтварянето им е свързано предимно със защитата на армировката от корозия. Напрегнатата армировка е по-податлива на корозия, отколкото обикновената (ненапрегната). Причина за това са химическия състав на високоякостната стомана. Предварителното налягане действащо постоянно спомага за по-лесно навлизане в грапавините на появилата се ръжда на въздух и влага, с което се ускорява корозията.

Според Българските проектно-норми за мостове, хармонизирани с Еврокод 2, са приети следните критерии за пукнатиноустойчивост на стоманобетонните и предварително напрегнатите конструкции.

а) Декомпресия, т.е. доказателство за наличие само на натискови напрежения в ръба до налягащата армировка за съответната комбинация от въздействия. За статически определими конструкции (както е в примерния проект) проверката се извършва за усилията при често повтарящата се комбинация от въздействия дефинирана в табл. 1.4 като се суперпонира напреженията получени от комбинациите (3sum) и (4sum) вж. табл. 8.2 и съотв. 8.3. За статически неопределими конструкции декомпресията трябва да се гарантира за квази-постоянната комбинация от въздействия

б) Ограничаване на широчината на пукнатините до 0,2 мм. За статически определими конструкции проверката се извършва за усилията при не често повтарящата се комбинация от въздействия, дефинирана в табл. 1.4, като се вземат предвид усилията от комбинациите (3sum) и (5sum) вж. табл. 8.2 и съотв. 8.3. **В полза на сигурността може да се приеме по-строгия критерий - опъните напрежения в бетона да не надвишават f_{ctm}** (средна изчислителна опънна якост на бетона, вж. табл. 3.1). За статически неопределими конструкции тази проверка се извършва с усилията при често повтарящата се комбинация от въздействия.

Ако сеченията са напълно натиснати, или опънът се поема от бетона (напреженията не надвишават f_{ctm}), елементите работят по I стадий, и за изчисляването на напреженията се ползва формулата на Навие (8.1).

$$(8.1) \quad \sigma = N / A \pm M / W .$$

Формулата на Навие се прилага в случая, понеже са налице следните предпоставки от Съпротивление на материалите:

- хомогенност, обусловена от липсата на пукнатини;
- валидност на закона на Хук както за бетона, така и за армировката; това приемане е свързано с обстоятелството, че в експлоатационни гранични състояния напреженията се ограничават, така че да няма пластични деформации, вж. т. 7.1.1, т. 7.1.2.

Формулата на Навие се дава по-долу със специфични означения, с оглед случаите на приложение, напр. форм. (8.2), (8.3) и изчисленията в табл. 8.5.

8.4.2. Първо приближение за големината на налягащата сила в сечението с максимален момент

Критериите дефинирани в а) и б) от т. 8.4.1 могат да се изразят както следва. Условието за декомпресия се представя с неравенството:

$$(8.2 \text{ а}) \quad \sigma_i \leq 0$$

където σ_i е напрежението в бетона в ръба на сечението получаващ опън от постоянни и променливи въздействия (за проста греда това е долният ѝ ръб).

Опънните напрежения, както в бетона, така и армировката се приемат като положителни

Условието за декомпресия (8.2 а) се дефинира като изискване за наличие на натискови напрежения в разглеждания ръб (при проста греда долния ръб). Ограничаването на опънните напрежения до средната изчислителна опънна якост на бетона f_{ctm} се изразява с условието:

$$(8.3 \text{ а}) \quad \sigma_i \leq f_{ctm}$$

За получаването на **първото приближение на напрегащата сила се разглежда сечението с максимален момент, т.е. в средата на отвора ($l/2$)** и се ползват неравенствата (8.2 а) и (8.3 а) преобразувани във вида.

$$(8.2 \text{ б}) \quad \sigma_i = \frac{M_{3sum}}{W_i^I} + \frac{M_{4sum}}{W_i^{II}} - \frac{P}{A^I} - \frac{Pz_{cp}^I}{W_i^I} \leq 0$$

$$(8.3 \text{ б}) \quad \sigma_i = \frac{M_{3sum}}{W_i^I} + \frac{M_{5sum}}{W_i^{II}} - \frac{P}{A^I} - \frac{Pz_{cp}^I}{W_i^I} \leq f_{ctm}$$

където:

σ_i напрежение в ръба, опънат от постоянни и подвижни въздействия;

$M_{3sum} = M_{g1+g2}$ момент за I етап (готов елемент) за сечение $l/2$, т.е. от теглото на главната греда и плочата, вж. табл. 8.2 или табл. 8.3;

M_{4sum} момент за сечение $l/2$ от усилията при II етап (съставно сечение от готов елемент и замонолитваща плоча) от често повтаряща се комбинация от въздействия;

M_{5sum} момент за сечение $l/2$ от усилията при II етап (съставно сечение от готов елемент и замонолитваща плоча) от не-често повтаряща се комбинация от въздействия;

P търсената (засега неизвестната напрегаща сила); за определянето ѝ неравенствата се превръщат в равенства; за P се приема в полза на сигурността по-голямата стойност получена от двете условия (8.2 б) и (8.3 б);

z_{cp}^I ексцентрицитет на напрегащата сила, т.е. разстояние от центъра на тежестта на сечението на готовия елемент (I етап) до центъра на тежестта на напрегащата армировка; понеже количеството и разположението на напрегащата армировка не е известно **ексцентрицитетът засега се приема приблизително (само като I**

итерация) равен на разстоянието от центъра на тежестта на сечението до средата на долния пояс на сечението.

8.4.2. Определяне на необходимата напрегаща армировка за сечение $l/2$,

- В изчисленията участват следните стойности на напрегащата сила:
- P_0 напрегаща сила по-време на изпълнение на предварителното напрегане;
 - P_{m0} напрегаща сила след завършване на предварителното напрегане, т.е. след проявяване на загубите I група (т.е. до окончателно предаване на напрегащата сила);
 - P_{mt} крайна напрегаща сила (в експлоатация), т.е. след проявяване загубите I и II група.

Към загубите I група спадат:

- еластично скъсяване;
- бързо протичаща релаксация на напрегащата армировка;
- триене в каналите;
- приплъзване в закотвянията.

Загубите от I група се проявяват от започването на предварителното напрегане до окончателното предаване на напрегащата сила на елемента.

Загубите от II група се дължат на следните реологични процеси:

а) Съсъхване на бетона. Представлява обемно свиване (най-силно в ранната възраст на бетона). То води до скъсяване на напрегащата армировка и намаляване на опънните напрежения в нея.

б) Пълзене на бетона. Натиснатият бетон се свива веднага след прилагането на натискови напрежения. Това е еластичната деформация. Нарастването на деформацията с времето представлява пластичната деформация (пълзене). Определящо за пълзенето е скъсяването на напрегащата армировка от натисковите напрежения създадени от напрегащата сила на нивото на центъра на напрегащата армировка. Отчитат се също напреженията от външни въздействия, обикновено опънни за същото ниво, вж. формула (8.12).

в) Релаксация на стоманата. В стоманен елемент, който продължително време е опънат, след известен период е налице спад на напреженията, напр. отпускането на пружина на креват. В случая напрегащата армировка се намира в подобно състояние.

Максималната стойност на напрегащата сила P_0 , по време на напрегането не трябва да надвишава по-малката от двете стойности:

$$(8.4) \quad P_{0,\max} = A_p 0,80 f_{pk} \qquad P_{0,\max} = A_p 0,90 f_{p0,1k}$$

където

- f_{pk} характеристичната опънна якост на напрегащата армировка;
- $f_{p0,1k}$ характеристична 0,1 граница, т.е. напрежение отговарящо на нееластична деформация на стоманата 0,1%.

Средната стойност на напрегащата сила P_{m0} , непосредствено след завършване на напрегането след бетонирането или след предаването на предварителното напрегане на

елементите, напрегнати преди бетонирането, не трябва да надвишава по-малката от двете стойности:

$$(8.5) \quad P_{m0,\max} = A_p 0,75 f_{pk} \quad P_{m0,\max} = A_p 0,85 f_{p0,1k}$$

За примерния проект е предвиждана напрегаща армировка от въжета с диаметър $\phi 12$. Те се състоят от усукани 7 тела – централен с диаметър 4,5 mm и 6 периферни по 4 mm, т.е. външният диаметър на въжето е 12,5 mm, а площта на напречното му сечение е $0,93 \text{ cm}^2$. В табл. 8.4 са дадени характеристиките на въжета, прилагани в някои страни.

Таблица 8.4. Характеристики за въжета $\phi 12$ от 7 тела

Източник	f_{pk} (MPa)	$f_{p0,1k}$ (MPa)	Модул на еластичност E_p (MPa)
Франция	1860	1655	200 000
Белгия	1860	1580	200 000
Холандия	1860	1600	200 000
Германия	1770	1480	195 000

При проверките за пукнатиноустойчивост (декомпресия, ограничаване на опънните напрежения или широчината на пукнатините) възможните отклонения от проектната напрегаща сила, се отчитат със следните две характеристични стойности:

$$(8.6) \quad P_{k,\sup} = r_{\sup} P_{mt} \quad P_{k,\inf} = r_{\inf} P_{mt} ,$$

където

$P_{k,\sup}$ горната характеристична стойност на напрегащата сила

$P_{k,\inf}$ долната характеристична стойност на напрегащата сила

P_{mt} средната стойност на напрегащата сила.

За коефициентите r_{\sup} и r_{\inf} се приемат следните стойности $r_{\sup}=1,05$ и $r_{\inf}=0,95$.

Във връзка с изложеното, трябва да се има предвид, че определената от условията (8.2) и (8.3) напрегаща сила P трябва да отчита, както $r_{\inf}=0,95$, така и проявата на загубите. Може да се приеме, че разликата между P_0 изчислена по формули (8.4) и P_{m0} от форм. (8.5) е достатъчна за покриването на загубите от I група. Загубите от II група може приблизително да се приемат, че са равни на 15% от P_{m0} . Така за P се получава:

$$(8.7) \quad P \approx r_{\inf} 0,85 P_{m0} = 0,95 \cdot 0,85 P_{m0} \approx 0,8 P_{m0} , \text{ или } P_{m0} = 1,25 P .$$

С така получената стойност на P_{m0} се получава необходимата напрегаща армировка A_p както следва.

$$(8.8) \quad A_p \geq P_{m0} / \sigma_{m0}$$

където

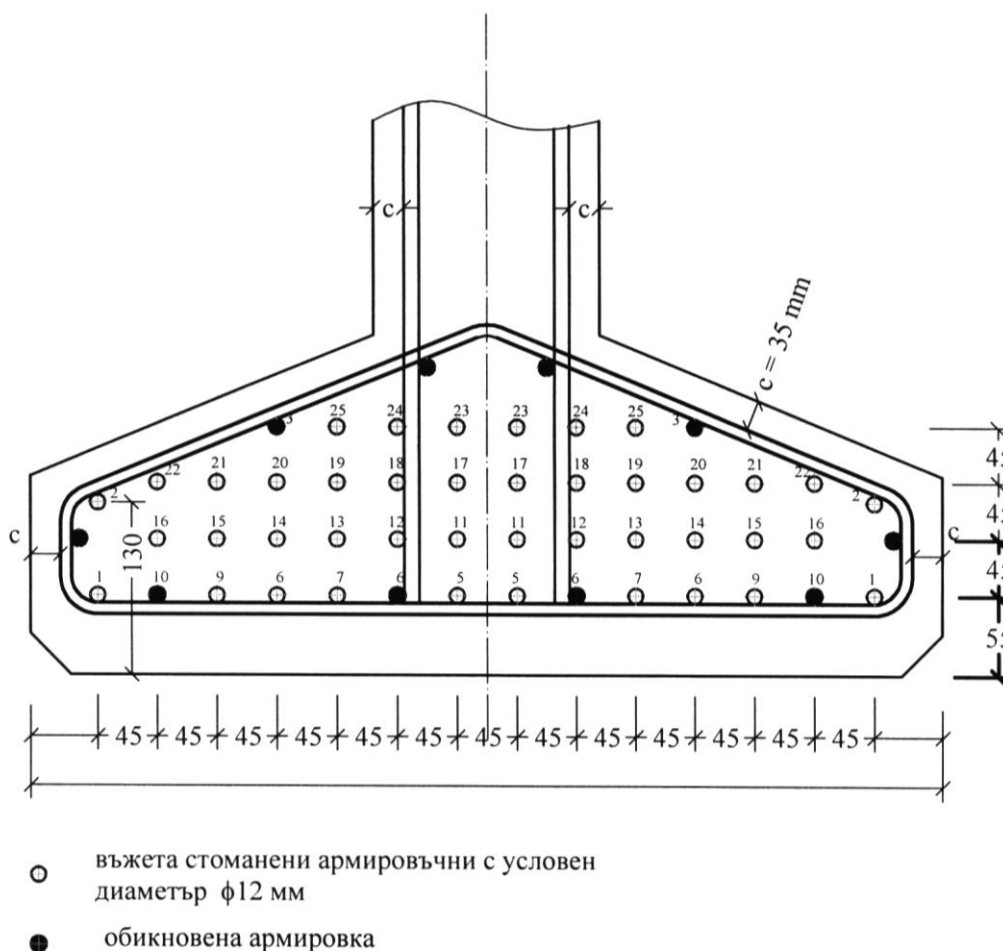
(8.9) $\sigma_{m0} = 0,75 f_{pk}$ или $0,85 f_{p0,1k}$. Формули (8.9) са следствие от формули (8.5).

8.4.3. Конструирание на напрегащата армировка в сечение $l/2$

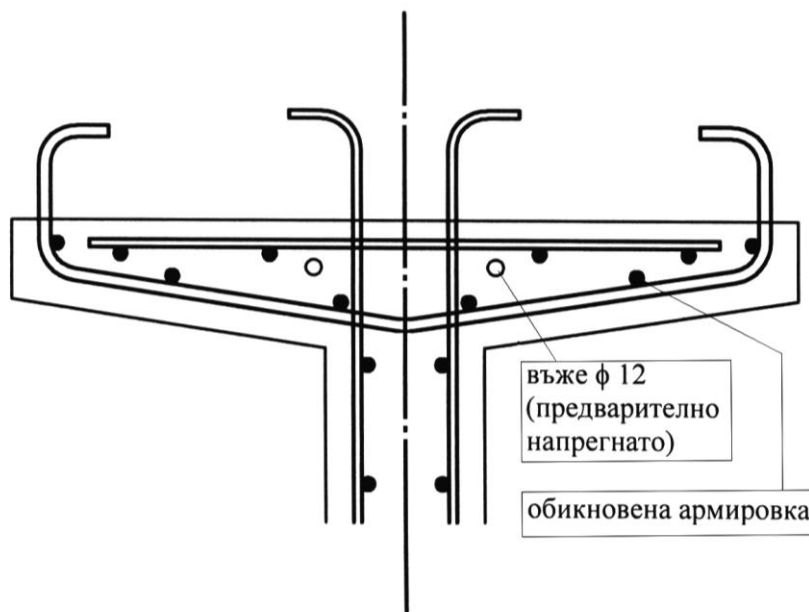
От определеното общо сечение на напрегащата армировка се получава общия брой на въжетата в долния пояс, като се има предвид напречното сечение на едно въже (в случая $0,93 \text{ cm}^2$). След това е необходимо да се конструира напрегащата армировка, т.е. да се разположи в сечението, като се спазват условията за големината на бетонното покритие и разстоянието между въжетата. Продължаването на изчисленията (т.е. извършване на проверките от 8.4.4 и 8.5.5) е възможно само при прието разположение на армировката.

При конструирането трябва да се съблюдава следното:

- армировката се подрежда в правилни хоризонтални и вертикални редове – не шахматно;
- спазва се бетонно покритие 35 mm ; то се отнася за най-външно разположената ненапрегната армировка, т.е. стремената. Трябва да се има предвид, че техния диаметър обикновено е $\phi 10 - \phi 12$ и за вместване на надлъжната ненапрегната армировка поддържаща стремената следва да се оставят свободни места в групата от въжета;
- светлото минимално разстояние между вертикалните и хоризонтални редове е 30 mm , т.е. минималното осово ще бъде 43 mm , или кръгло 45 mm .



Фиг.8.4. Един пример за разполагане на напрегащата армировка в долния пояс



Фиг. 8.5. Един пример за разполагане на горна налягаща армировка

8.4.4. Проверки на нормалните напрежения в експлоатационно гранично състояние за сечение $l/2$

Нормалните напрежения в бетона се изчисляват с оглед на следните проверки:

а) на пукнатиноустойчивост, вж. т. 8.4.1 – ограничаване на опънните напрежения; чиито стойности се определят от усилията от постоянни и подвижни натоварвания, долната характеристична стойност на налягащата сила $P_{k,inf}$ и съответните ѝ загуби.

б) ограничаване на натисковите напрежения, чиито стойности се определят от усилията от постоянни и подвижни натоварвания, средната стойност на налягащата сила P_{m1} и съответните ѝ загуби.

Класът на бетона за предварително напрегнати елементи се приема не по-нисък от C30/37.

Проверката започва с определяне на наличната налягаща сила отговаряща на действително вложената армировка $A_{p,prov} = n_p A_p^1$, където n_p е броят на предвидените при конструирането въжета (в случая $A_p^1 = 0,93cm^2$). Броят на въжетата в долния пояс често е по-голям от необходимия поради закръглянето на цяло число и условието за симетрично разполагане. В горния пояс обикновено се предвиждат 2 въжета. Те са необходими с оглед удовлетворяване на проверките за нормалните напрежения в сечения $l/4$ и h , вж. обясненията в т. 8.4.5.

В примерния проект (за опростяване) не са определяни загубите I група, вж. пояснението преди формула (8.7). Затова се започва с определяне на силата $P_{m0,prov}$ по формулата:

$$(8.10) \quad P_{m0,prov} = A_{p,prov} \sigma_{m0}$$

Необходимата напрегаща сила P_{m0} , получената по формула (8.7), е само основа за конструирането, а наличната напрегаща сила $P_{m0,prov}$ обикновено се различава от P_{m0} . Доказателство, че напрегащата сила е подходящо избрана, е ограничаването на напреженията, представени в табл. 8.5.

На $P_{m0,prov}$ отговаря съответен ексцентрицитет. За определянето му се изчислява разстоянието y_p от центъра на тежестта на напрегащата армировка (долна+горна) на основата на действителното количество и разположение на групата от въжета. Оттам се пресмята ексцентрицитетът z_{cp}^I на напрегащата сила. Със стойностите от примера даден на фиг. 8.4 се получава:

$$y_p = \frac{10.5,5 + 10.10 + 2.13 + 12.14,5 + 6.19 + 2.115}{10 + 10 + 2 + 12 + 6 + 2} = 16,64 \text{ cm} \quad z_{cp}^I = y_c^I - y_p$$

Напреженията от напрегаща сила $P_{m0,prov}$ за долния ръб σ_{ip} и за горния ръб σ_{sp} се получават по формулите на Бернули-Навие представени във вида:

$$(8.11) \quad \sigma_{ip} = -P_{m0,prov} / A^I - P_{m0,prov} z_{cp}^I / W_i^I \quad \sigma_{sp} = -P_{m0,prov} / A^I + P_{m0,prov} z_{cp}^I / W_s^I.$$

Загубите от реологичните процеси (съсхване и пълзене на бетона и релаксация на стоманата) за време $t = \infty$ се изчисляват по формулата:

$$(8.12) \quad \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{\infty cs} E_p + \Delta\sigma_{pr} + \alpha\varphi(\infty, t_0)(\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha_p \frac{A_p}{A_c} \left[1 + \frac{A_c}{I_c} (z_{cp}^I)^2 \right] [1 + 0,8\varphi_\infty]}$$

където

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	промяна на напрежението (загуби) в напрегащата армировка от пълзене и съсхване на бетона и релаксация на стоманата за време $t = t_\infty$;
$\varepsilon_{cs\infty}$	крайна деформация от съсхване, приблизително равна на $\varepsilon_{cs\infty} = -20.10^{-5}$;
$\alpha_p = E_p / E_{cm}$	отношение на модулите на еластичност;
E_p	модул на еластичност на напрегащата армировка, вж. табл. 8.4;
E_{cm}	среден модул на еластичност на бетона, вж. табл. 3.1;
$\Delta\sigma_{pr}$	загуби от релаксация, приблизително равни на $\Delta\sigma_{pr} = -0,03 \sigma_{m0}$
φ_∞	краен коефициент на пълзене според 2.1.4;
σ_{cg}	напрежение в бетона на ниво на напрегащата армировка от квази-постоянната комбинация от въздействия;
σ_{cp0}	начално напрежение в бетона от напрегаща сила на ниво на напрегащата армировка;
I_c, A_c	инерционен момент, съотв. площ на напречното сечение на бетона;
z_{cp}^I	разстояние от центъра на тежестта на сечението до напрегащата армировка.

Поради двуетапното изпълнение на конструкцията, загубите би трябвало да се изчисляват последователно за I и II етап. Освен това характеристиките на съсъхване и пълзене трябва да отчитат разликата във възрастите на бетоните на готовия елемент и на замонолитващия бетон. В полза на сигурността може да се приеме, че готовите елементи стоят продължително време преди да бъдат монтирани, така че пълната стойност на съсъхването и пълзенето се проявяват в I етап. От това следва:

$$I_c = I^I \quad A_c = A^I$$

Напреженията σ_{cg} и σ_{cp0} се получават по формулата на Бернули-Навие, преобразувана за случая както следва:

$$(8.13) \quad \sigma_{cg} = M_{g1} z_{cp}^I / I^I$$

$$(8.14) \quad \sigma_{cp0} = -P_{m0,prov} / A^I - P_{m0,prov} (z_{cp}^I)^2 / I^I$$

Числените стойности на величините в числителя на формула (8.12) се получават с отрицателни знаци, понеже напреженията са натискови, а деформациите представляват относителни скъсявания. Така и загубите се получават с отрицателен знак, което показва, че $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ е натиск, т.е. намаление на опъна σ_{m0} . Отношението $\Delta\sigma_{p,c+s+r} / \sigma_{m0}$ показва големината на загубите, която обикновено не съвпада с първоначално приетата $0,15 \sigma_{m0}$.

Крайната напрегаща сила е равна на $P_{mt} = (\sigma_{m0} + \Delta\sigma_{p,c+s+r}) \cdot A_{p,prov}$. Напреженията в бетона в ръбовете на сечението се определят по формули (8.11), като в тях вместо $P_{m0,prov}$ се слага P_{mt} . Определените напрежения от крайната напрегаща сила се умножават с $r_{inf} = 0,95$ при търсенето на опънните напрежения (редове 8а и 9а). Натисковите напрежения се определят от следната стойност на напрегащата сила P_{mt} , вж. т. а) и б) непосредствено след заглавието 8.4.4.

Напреженията от постоянните и подвижните въздействия се определят по формулите:

в долния ръб на гредата	$\sigma_i = M / W_i$
в горния ръб на гредата	$\sigma_s = -M / W_s$
в горния ръб на плочата	$\sigma_{sf} = -M / W_{sf}$

Съпротивителните моменти се отнасят за сеченията I и съотв. II етап. За отделните състояния на натоварване в клетките на табл.8.5 са посочени съответните съпротивителни моменти.

Таблица 8.5. Нормални напрежения в сечение $l/2$

Въздействия и комбинации	M	съпротивителни моменти			σ_i	σ_s	σ_{sf}
1. Тегло греда g_1		W_i^I	W_s^I		+	-	0
3. Въздействия за I етап $g_1 + g_2$ (3sum)		W_i^I	W_s^I		+	-	0
4. Въздействия за II етап – често повтаряща се комбинация (4sum)							
5. Въздействия за II етап – не често повтаряща се комбинация (5sum)		W_i^{II}	W_s^{II}	W_{sf}^{II}	+	-	-
6. Въздействия за II етап – рядко повтаряща се комбинация (6sum)							
7. Въздействия за II етап квази постоянна комбинация (7sum)		W_i^{II}	W_s^{II}	W_{sf}^{II}	+	-	-
8. Начална напрегаща сила $P_{m0,prov}$					-	+ или -	0
9. Крайна напрегаща сила P_{mt}					-	+ или -	0
10. При напрегане на елемента $g_1 + P_{m0,prov}$					а)	б)	
14. В експлоатация – често повтаряща се комбинация $g_1 + g_2 + (4sum) + 0,95 P_{mt}$					в)		
15. В експлоатация – не често повтаряща се комбинация $g_1 + g_2 + (5sum) + 0,95 P_{mt}$					г)		
16. В експлоатация – рядко повтаряща се комбинация $g_1 + g_2 + (6sum) + P_{mt}$						д)	д)
17. В експлоатация – квази - постоянна комбинация $g_1 + g_2 + (7sum) + P_{mt}$						е)	е)

Изчислените напрежения не трябва да превишават следните граници (дадени по абсолютна стойност):

а) Натиск при предаване на напрегащата сила – $0,60 f_{ckj}$; но ако надвишава $0,45 f_{ckj}$ трябва да се отчита нелинейното пълзене по форм. (8.15).

б) Опън при предаване на напрегащата сила - f_{ctmj}

в) Опън при често повтарящата се комбинация – не се допуска.

г) Опън при не често повтарящата се комбинация - f_{ctm} .

д) Натиск при рядко повтарящата се комбинация – $0,60 f_{ck}$

е) Натиск при квази-постоянната комбинация – $0,45 f_{ck}$.

Напреженията в клетките на табл. 8.5, в които не са отбелязани букви от а) до е) не се изчисляват, защото за тях не са дефинирани ограничения.

Използвани означения:

- f_{ck} характеристична якост на бетона, напр. за C30/37 $f_{ck}=30$ МПа;
 f_{ctm} средната якост на опън за съответния клас бетона, вж. табл. 3.1;
 f_{ckj} характеристична якост на бетона с възраст на прилагане на напрегащата сила;
обикновено се приема $f_{ckj} \geq 0,8 f_{ck}$;

Ако при предаване на напрегащата сила натисковите напрежения надвишават $0,45 f_{ckj}$, то пълзенето е нелинейно; тогава натисковите напрежения не трябва да се по-големи от $0,6 f_{ckj}$. Нелинейното пълзене $\varphi_{k\infty}$ се отчита по формулата:

$$(8.15) \quad \varphi_{k\infty} = \varphi_{\infty} \exp[1,5(\sigma_c / f_{ckj} - 0,45)],$$

където:

- φ_{∞} линейно пълзене, с препоръчана стойност $\varphi_{\infty}=2$;
 $\exp[...]=e^{[...]}$ степенна функция, в която $e=2,71...$
 σ_c ръбово напрежение на бетона

В случай, че се отчита нелинейното пълзене, трябва да се проведе ново изчисление на загубите по формула (8.12) и съответно да се пресметнат наново напреженията в сечението.

Ако нормалните напрежения превишават дадените по-горе граници, трябва да се направят една или повече от следните промени:

- а) приемане на друго количество на напрегащата армировка и съотв. напрегаща сила;
- б) преминаване към бетон с по-висок клас;
- в) увеличаване на някои размери на напречното сечение.

При промяна от вида а) или в) е необходимо отново да бъдат изчислени загубите и онези напрежения в бетона, които се променят. Трябва да се знае, че проектирането обикновено е итерационен процес и в някои случаи (особено при предварително напрегнати елементи) първото приближение може да не доведе до задоволителен резултат.

8.4.5. Проверки на нормалните напрежения в експлоатационно гранично състояние за сечения $l/4$ и h

Ако напрегащата сила се запази постоянна по цялата дължина на гредата, ще има следните последствия: При подпората моментът от външни въздействия е нулев и остава да действа само напрегащата сила и момента ѝ натискащ долния ръб и опъващ горния. При това има опасност да се получат големи натискови напрежения в долния ръб или опънни – в горния. За да се избегне това, напрегащата сила от средата към края на гредата трябва да намалява, приблизително както намаляват моментите. За целта, при напрегане преди бетонирането към краищата на гредата се *изолират* част от въжетата, чрез пластмасови маркучи, плътно прилепващи до въжетата, при което няма сцепление с бетона. Изолираните дължини на въжетата се определят чрез опитване. В средата на отвора изолирани въжета няма. При подпората, се изолират толкова въжета от долния пояс, че

ексцентрицитетът на налягащата сила да бъде в ядрото на сечението, при което сечението ще бъде изцяло натиснато.

На практика се прави следното: Предлага се решение с приет брой и дължини на изолирането на въжетата. Правят се проверки на напреженията в сечения $l/4$ и h . При това големината на налягащата сила и ексцентрицитетът ѝ се определят от броя и разположението на неизолираните въжета в съответното сечение. Коректното решение е свързано с определянето на загубите от реологичните процеси по формула (8.12) за всяко сечение. За опростяване може да се приеме същия процент на загубите, както за сечението в средата. Изчислението на напреженията се извършва в таблица от вида 8.5. Може да се окаже, че напреженията в сечението в средата не надвишават дадените по-горе гранични стойности, а за някои от другите сечения тези условия не са налице. Тогава приетите бройки и дължини на изолиране не са удачни и трябва да се опита друго решение. За целта няма готови рецепти. Трябва да се анализират получените резултати и оттам да се прецени дали за дадено сечение е необходимо да се намалява или увеличава налягащата сила чрез увеличаване или намаляване на броя на изолираните въжета в изследваното сечение.

За определяне на точната дължина на изолация на въжетата трябва да се изследват напреженията в по-голям брой сечения (обикновено през $1/10$ от статическия ѝ отвор). Освен това трябва да се отчита и дължината на закотвяне. Такива по-прецизни изследвания не са включени в курсовия проект.

8.5. Проверки по крайни гранични състояния

8.5.1. Проверка на носещата способност за огъващ момент (основни положения)

Тази проверка се извършва подобно като за стоманобетонни ненапрегнати елементи и важат предпоставките дадени в т. 5.1. Предпоставки б) и в), съответно за сцеплението между бетона и армировката не се коментират тук.

Работната диаграма на налягащата армировка се приема от фиг. 3.7, тип 2 с наклонен горен клон. Относителното удължение ѝ се ограничава до $25^\circ /_{oo} + \varepsilon_p^{(o)}$, където $\varepsilon_p^{(o)}$ е компонентата дължаща се само на предварителното налягане.

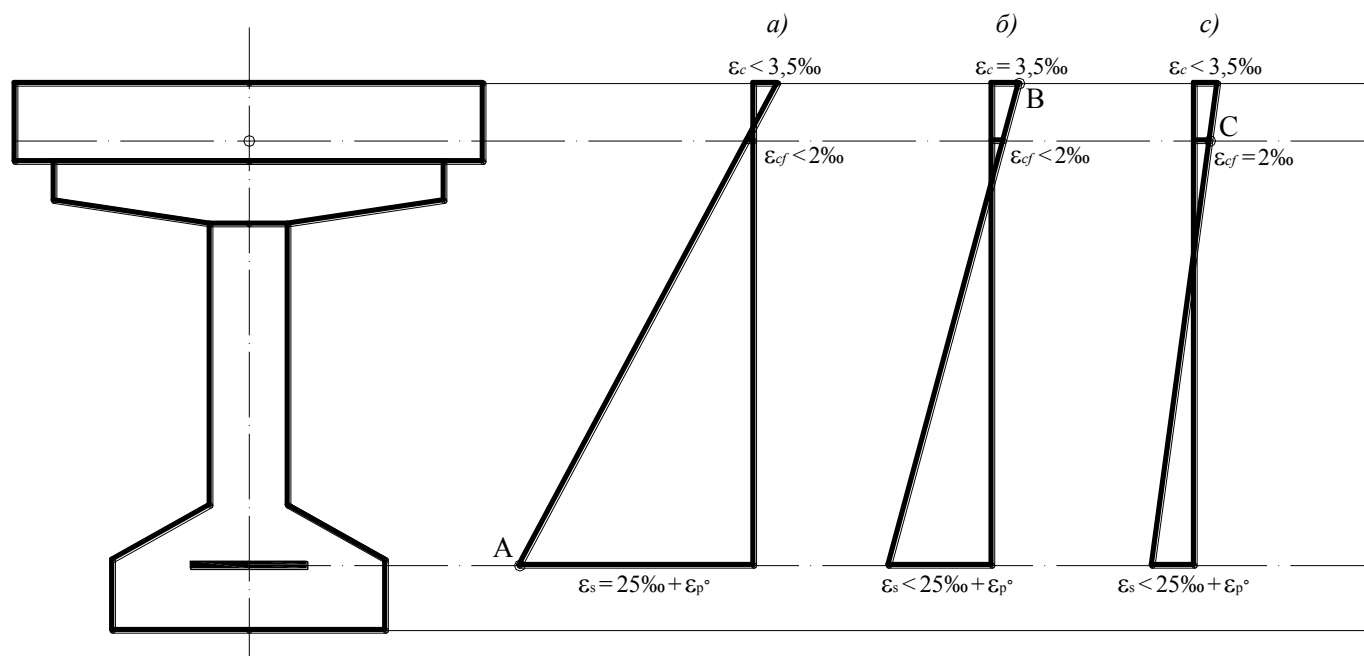
За случая на сложно сечение (отговарящо на конкретния разгледан проект, вж. фиг. 8.3) е подходящо да се работи с билинейната работна диаграма на бетона от фиг. 3.3.

Хипотезата на Бернули за равнинните сечения е основна и обуславя зависимостта между деформациите в натисковата зона, височината ѝ и относителното удължение на опънната армировка (предварително наляганата).

Като се изхожда от хипотезата на Бернули и граничните деформации на опънната армировка и на натиснатия бетон, на фиг. 8.6 са показани 3 случая на достигане на граничните деформации, отговарящи на изчислителните критерии за разрушение. Следва да се отбележи още, че при съставно сечение не се отчита етапността на изграждането, т.е. приема се, че в стадия на разрушение елементът работи като монолитен.

Случаят на изчислително изчерпване на носещата способност (а, б или с от фиг. 8.6) засега не е известен. Непозната е и височината на натисковата x . За сложно сечение като разглежданото тази височина се определя чрез опитване (или последователни приближения) до получаване на x , при което е изпълнено условието за равновесие $F_c = F_s$, т.е. натисковата сила в бетона да е равна на опънната сила в армировката.

Моментът M_{Rd} на изчислителна носеща способност от силите е момент на двоицата $F = F$. Методиката за определянето му е демонстрирана с примера от т. 8.5.2.



Фиг. 8.6. Диаграми на деформациите съответни на: а) Граничното относително удължение на армировката $25\text{‰} + \varepsilon_p^{(o)}$; б) Граничното относително скъсяване на горния (натиснатия) ръб на сечението $3,5\text{‰}$; в) Граничното относително скъсяване на центъра на тежестта на плочата на T-сечението 2‰ .

Ако M_{Rd} е по-голям от изчислителния момент M_{Ed} , получен от статическото решение, то носещата способност е достатъчна.

Ако M_{Rd} е по-малък от M_{Ed} , то носещата способност е недостатъчна. Тогава следва да се предприемат следните промени:

- 1) Да се увеличи количеството на напрегащата армировка, ако разрушаването е от армировката.
- 2) Да се предвиди ненапрегната армировка в опънната зона, ако разрушаването е от армировката. Съвместното участие на обикновена и напрегаща армировка при определянето на M_{Rd} тук не се разглежда.
- 3) Да се увеличи класа на бетона, ако разрушаването е от бетона.
- 4) Да се увеличи площта на натисковата зона, ако разрушаването е от бетона.
- 5) Увеличаването на височината на напречното сечение е целесъобразно, независимо от вида на разрушаването (от бетона или от армировката).

Невъзможно е да се дадат точни препоръки, коя от мерките 1)-5) е целесъобразна за даден проект. В някои случаи може да се направят повече от една промени. Трябва да се има предвид, че изменението на размерите на напречното сечение и/или количество на напрегащата армировка трябва да бъде последвано от доказателство, че проверките на напреженията (в експлоатационни гранични състояния) са изпълнени. Необходимо е също нова проверка за носещата способност.

Проектирането на предварително напрегнати елементи често изисква последователни приближения , а “уцелването” на сполучливо решение от пръв опит не винаги е възможно.

8.5.2. Пример за определяне момента на изчислителна носеща способност

Разгледана е връхна конструкция със съставни греди от готови елементи Т-сечение от бетон С30/37 и монолитно излята върху тях плоча с дебелина 20 *cm* от бетон С25/30 , вж. фиг.8.7.. Номерата на формулите в примера са приети същите както в другите раздели на настоящите Указания. В полза на сигурността може да се приеме, че цялата натискава зона е от бетон с по-ниския клас С25/30. Изчислителната му якост е равна на:

$$(3.6) \quad f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 0,85.25/1,5 = 14,16 \text{ MPa}$$

Разстоянието a_f от центъра на тежестта на плочата до горния ѝ ръб (включвайки монолитната плоча и горния пояс на готовия елемент) се определя както следва:

$$a_f = \frac{1,2.0,2.0,1 + 1,0.1,0,25 + 0,24.0,06.0,33 + 0,76.0,03.0,32}{1,2.0,2 + 1,0,1 + 0,24.0,06 + 0,76.0,06/2} = 0,1444 \text{ m}$$

Напрягащата армировка е от 42 въжета от 7 усукани тела. Всяко въже има диаметър $\phi 12,5 \text{ mm}$ и площ на напречното сечение $0,93 \text{ cm}^2$. Стоманата е с характеристична якост на опън $f_{tk} = 1860 \text{ MPa}$ и характеристична 0,1% граница $f_{p0,1k} = 1655 \text{ MPa}$. Модулът на еластичност на стоманата е $E_p = 200\,000 \text{ MPa}$.

Изчислителната якост на напрягащата армировка f_{td} е равна на:

$$(8.16) \quad f_{td} = f_{pk} / \gamma_s = 1860/1,15 = 1617 \text{ MPa}$$

Изчислителна граница на провлачане f_{yd} е равна на:

$$(8.17) \quad f_{yd} = f_{p0,1k} / 1,15 = 1439 \text{ MPa}$$

Относително удължение при провлачане ε_{yd} се получава от:

$$(8.18) \quad \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1439/200000 = 0,0072 = 7,2 \text{ } ^\circ / _{oo}$$

При завършване на предварителното напрегане напрежението σ_{m0} не трябва да надвишава стойностите дадени с формули (8.4), а именно:

$$(8.4a) \quad \sigma_{m0} = 0,75 f_{tk} = 1860.0,75 = 1395 \text{ MPa}$$

$$(8.4b) \quad \sigma_{m0} = 0,85 f_{p0,1k} = 1655.0,85 = 1406 \text{ MPa.},$$

където е меродавна по-ниската стойност 1395 *MPa*.

Загубите от съсъхване и пълзене, изчислени по формула (8.12), възлизат на 14,6% от σ_{m0} . При това напрежението на напрягащата армировка σ_{mt} след пълно проявяване на всички загуби (т.е в експлоатация) се получава $\sigma_{mt} = (1 - 14,6/100) \sigma_{m0} = (1 - 0,146).1395 = 1191 \text{ MPa}$. Съответната на него деформация (относително удължение) е:

$$(8.19) \quad \varepsilon_p^{(o)} = \sigma_{mi} / E_p = 1191 / 200000 = 0,0058 = 5,96 \text{ } ^\circ /_{oo}$$

Величините участващи в изчисляването на M_{Rd} са дадени в таблица 8.5. При съставянето ѝ се задава серия от деформации ε_s на армировката. В случая те са в интервала от границата на провлачане до разрушаване. В някои редки случаи може да се наложи задаването на деформации на стоманата под границата на провлачане (обикновено при голям процент на армиране).

Задава се гранична деформация в бетона в горния ръб на плочата $\varepsilon_c = 3,5 \text{ } ^\circ /_{oo}$ и се определя деформацията ε_{cf} в центъра на тежестта на плочата по формула (8.21). Ако $\varepsilon_{cf} > 2 \text{ } ^\circ /_{oo}$, то се приема $\varepsilon_{cf} = 2 \text{ } ^\circ /_{oo}$, а ε_c се изчислява по формула (8.22). Т.е. следи се да не се надвишат граничните деформации на бетона в ръба и центъра на тежестта на плочата; или изчислителното разрушаване настъпва при достигането на граничната стойност на една от тях.

Таблица 8.5. Определяне на величините, необходими за изчисляването на M_{Rd}

$\varepsilon_s \text{ (} ^\circ /_{oo} \text{)}$	1,24	3	5	10	25
$\varepsilon_p \text{ (} ^\circ /_{oo} \text{)}$	7,2	8,96	10,96	15,96	30,96
$\varepsilon_c \text{ (} ^\circ /_{oo} \text{)}$	2,43	2,50	2,93	3,5	3,5
$\varepsilon_{cf} \text{ (} ^\circ /_{oo} \text{)}$	2	2	2		0,18
$x \text{ (m)}$	0,8167	0,5800	0,4556		0,4556
$\sigma_p \text{ (MPa)}$	1439	1452	<div style="text-align: center;"> 1,91 0,4556 Тези клетки не са попълнени, защото е намерено решение в интервала между първите две колони </div>		
$F_s \text{ (MN)}$	5,62	5,67			
$F_c \text{ (MN)}$	6,16	5,32			

Означения в таблицата:

- ε_c относително скъсяване в горния ръб на плочата
- ε_{cf} относително скъсяване в центъра на тежестта на плочата (съставена от горния пояс на елемента и замонолитващия бетон)
- ε_p общо относително удължение на напрегащата армировка $\varepsilon_p = \varepsilon_s + \varepsilon_p^{(o)}$;
- ε_s относително удължение на напрегащата армировка, само от огъването на елемента
- $\varepsilon_p^{(o)}$ относително удължение на напрегащата армировка само от предварителното напрегане;
- x височина на натисквата зона;
- σ_p напрежение в напрегащата армировка;
- $F_p(x)$ опънна сила в напрегащата армировка;
- $F_c(x)$ натисква сила в бетона.

За височината на натисквата зона са в сила формулите:

$$(8.20a) \quad x = \varepsilon_c d / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)$$

$$(8.20b) \quad x = \varepsilon_{cf} (d - a_f) / (\varepsilon_{cf} + \varepsilon_s) + a_f$$

Формула (8.20а) се ползва, когато се задава $\varepsilon_c = 3,5^\circ /_{oo}$, а (8.20б) – при $\varepsilon_{cf} = 2^\circ /_{oo}$.

Когато се приеме $\varepsilon_c = 3,5^\circ /_{oo}$, то ε_{cf} се определя по формулата:

$$(8.21) \quad \varepsilon_{cf} = \varepsilon_c (x - a_f) / x$$

Когато се приеме $\varepsilon_{cf} = 2^\circ /_{oo}$, то ε_c се определя по формулата

$$(8.22) \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{cf} x / (x - a_f)$$

Опънната сила F_s в армировката се определя от

$$(8.23) \quad F_s = A_p \sigma_p$$

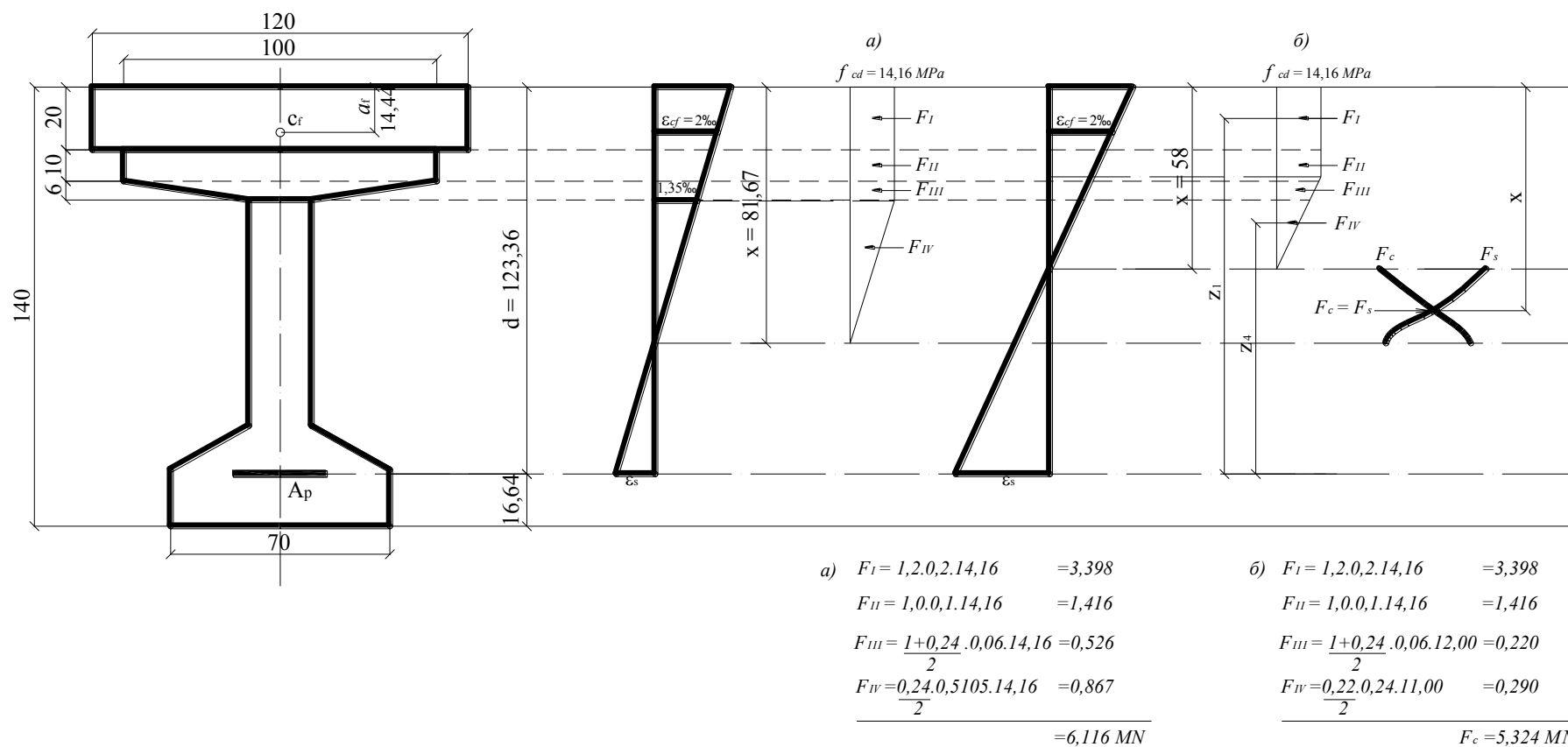
където A_p е напречното сечение на напрегащата армировка в опънна зона. Напрежението в напрегащата армировка σ_p се получава от работната диаграма на стоманата и зависи от относителното удължение ε_p .

Натисковата сила в бетона F_c се получава чрез числено интегриране на натисковите напрежения по формулата:

$$(8.24) \quad F_c = \sum b_i \Delta x_i \sigma_i$$

Числено решение по формула (8.24) е показано в примера от фиг. 8.7.

За да бъде изпълнено условието за равновесие, трябва опънната сила в армировката да бъде равна на натисковата сила в бетона, т.е. $F_s = F_c$. От таблица 8.5 се вижда, че при височина на натисковата зона $x = 81,67 \text{ cm}$ по-голяма е натисковата сила, а при $x = 58,0 \text{ cm}$ - опънната. Следователно търсеното решение е в този интервал. Стойността на x , за която $F_s = F_c$ може да се намери чрез графично построение, показано на фиг. 8.7.



Фиг. 8.7. Пример за определяне на момента на изчислителната носеща способност

8.5.3. Осигуряване срещу крехко разрушаване (вж. т. 5.2)

Крехко разрушаване може да настъпи при внезапно скъсване на кородирала напрегаща армировка. С гарантиране на пукнатиноустойчивостта по принцип се изключва тази възможност. Проверката срещу крехко разрушаване гарантира наличието на забележими признаци (видими пукнатини), показващи изключването от работа на част от напрегащата армировка. Това ще служи като предупреждение за взимането на съответни мерки: ограничаване или спиране на движението по моста, усилване или замяна на връхната конструкция и т.н.

За елементи напрегнати преди бетонирането се определя момента $M_{r,ep}$, предизвикващ поява на пукнатини:

$$(8.21) \quad M_{r,ep} = f_{ctk,0,05} \cdot W_i^II,$$

където $f_{ctk,0,05}$ е характеристичната опънна якост на бетона с 5% брак (вж. табл.3.1);

W_i^II - съпротивителния момент за долния ръб за цялото сечение (вкл. плочата).

Силата в напрегащата армировка е $F_p = M_{r,ep} / z_s$, където z_s е рамото на вътрешната двоица мерено от центъра на групата на напрегащите елементи отчитани при изчислението до приложната точка на натискава сила в бетона. За случая z_s може да се приеме до средната повърхнина на плочата. Проверката се счита за изпълнена, ако е налице поне едно от условията:

а) Напрежението σ_p в напрегащата армировка $\sigma_p = F_p / A_p$ да не надвишава 500 МПа, където A_p е напречното сечение на цялата напрегаща армировка в долния пояс.

б) Напрежението $\sigma_p = F_p / A_p$ да не надвишава $f_{p0,1k}$, където A_p е напречното сечение на онази част от напрегащата армировка, която е вътре в частта от сечението имаща 2 пъти по-голямо бетонно покритие от определеното според правилата от т. 3.3.

8.5.4. Изчисляване за напречни сили

Проверките за напречни сили в предварително напрегнати елементи по принцип не се различават от тези от обикновен стоманобетон, вж. т. 6.2 и т. 6.3. Но поради действието на напрегащата сила се разглежда случая на нецентричен натиск.

За елементи имащи наклонена напрегаща армировка, изчислителната напречна сила V_{sd} се определя по формулата:

$$(8.22) \quad V_{sd} = V_{sd,0} - V_{pd},$$

където $V_{sd,0}$ е напречната сила получена от статическото решение.

$V_{pd} = \sum A_p^i (f_{p0,1k} / \gamma_s) \sin \alpha_i$, където A_p^i е площта на напречното сечение на напрегащ елемент i , чиято ос сключва ъгъл α_i с оста на елемента. Ако даден елемент е с наклон, който ще увеличи напречната сила, неговият принос се отчита с отрицателен знак в сумата.

9. ОБЩИ ПРАВИЛА ЗА АРМИРАНЕ

9.1. Разстояния между армировъчните пръти

Армировката се разполага в правилни хоризонтални и вертикални редове (но не и шахматно). Светлото разстояние между армировъчните пръти не трябва да е по-малко от:

- най-големия диаметър на пръта;
- 30 mm;
- $d_g + 5 \text{ mm}$ и от $1,5 d_g$, където d_g е максималният диаметър на зърната на едрия добавъчен материал

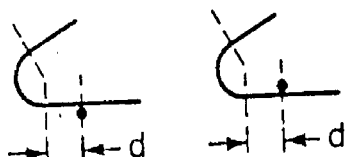
Прътите, снаждани чрез застъпване, могат да се допират по дължината на застъпването.

9.2. Допустими огъвания

Минималният диаметър d_{br} на огъване на един прът се приема така, че да се избегне обрушване, разцепване или нарушаване на структурата на бетона вътре в огъвката на пръта, както и на пукнатини в огънатата част на пръта. Минималният диаметър на огъване на пръти не трябва да бъде по-малък от дадените в табл. 9.1 стойности.

Таблица 9.1. Минимални вътрешни диаметри d_{br} на огъване на армировъчни пръти

	Коси куки, прави куки, примки		Наклонени или други огънати пръти		
	Диаметър на пръта		Минимално бетонно покритие перпендикулярно на равнината на огъване		
	$\phi < 20 \text{ mm}$	$\phi \geq 20 \text{ mm}$	$> 100 \text{ mm}$ $> 7\phi$	$> 50 \text{ mm}$ $> 3\phi$	$\leq 50 \text{ mm}$ $\leq 3\phi$
Минимални диаметри d_{br} на огъване на гладки армировъчни пръти	$2,5 \phi$	5ϕ	10ϕ	15ϕ	20ϕ
Минимални диаметри d_{br} на огъване на оребрени армировъчни пръти	4ϕ	7ϕ	10ϕ	15ϕ	20ϕ



Фиг. 9.1. Видове армировъчни елементи, огънати след заваряването им

За заварени армировъчни изделия, които се изработват като равнинни и впоследствие се огъват се спазват дадените в табл. 9.1 диаметри d_{br} , ако разстоянието d от заварения прът до началото на кривата надвишава 4 пъти диаметъра на огънати прът.

9.3. Условия на сцепление

Условията на сцепление се дефинират като добри за:

а) пръти, които сключват ъгъл α от 45° до 90° спрямо хоризонталата по време на бетонирането, вж. фиг. 9.2 а);

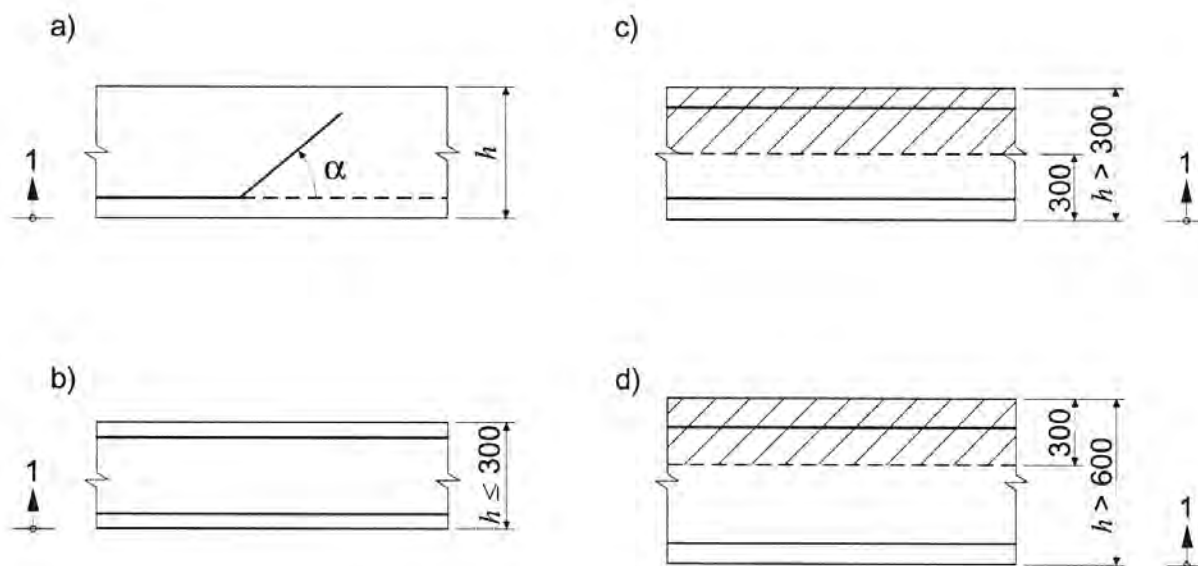
б) пръти, които сключват ъгъл α от 0 до 45° спрямо хоризонталата по време на бетонирането и които отговарят поне на едно от условията:

- намират се в елементи чиято височина не надвишава 300 mm , фиг. 9.2 б);

- намират се в елементи чиято височина надвишава 300 mm , но са на разстояние не-повече от 300 mm от долната повърхност на изливания пласт бетонна смес (вж. фиг. 9.2 с), или са на разстояние не повече от 300 mm , мерено от горната повърхност на изливания пласт бетонна смес, вж. фиг. 9.2 d).

в) в елементи бетонирани в легнало положение (напр. колони), уплътнявани с външни вибратори и с размерите на сечението им не по-големи от 500 mm .

Във всички други случаи, условията на сцепление се считат за задоволителни.



Фиг. 9.2. Условия на сцепление

а), б) добри условия на сцепление за всички означени пръти;

с), d) задоволителни условия на сцепление за прътите в шрихираните части; за нешрихираните части – добри условия на сцепление.

9.4. Изчислителна стойност на напрежението на сцепление

За добри условия на сцепление изчислителните стойности на напрежението на сцепление се изчисляват по формули (9.1) и (9.2) с $\gamma_c = 1,5$.

$$(9.1) \quad f_{bd} = 0,36 \sqrt{f_{ck}} / \gamma_c \text{ - за гладки пръти}$$

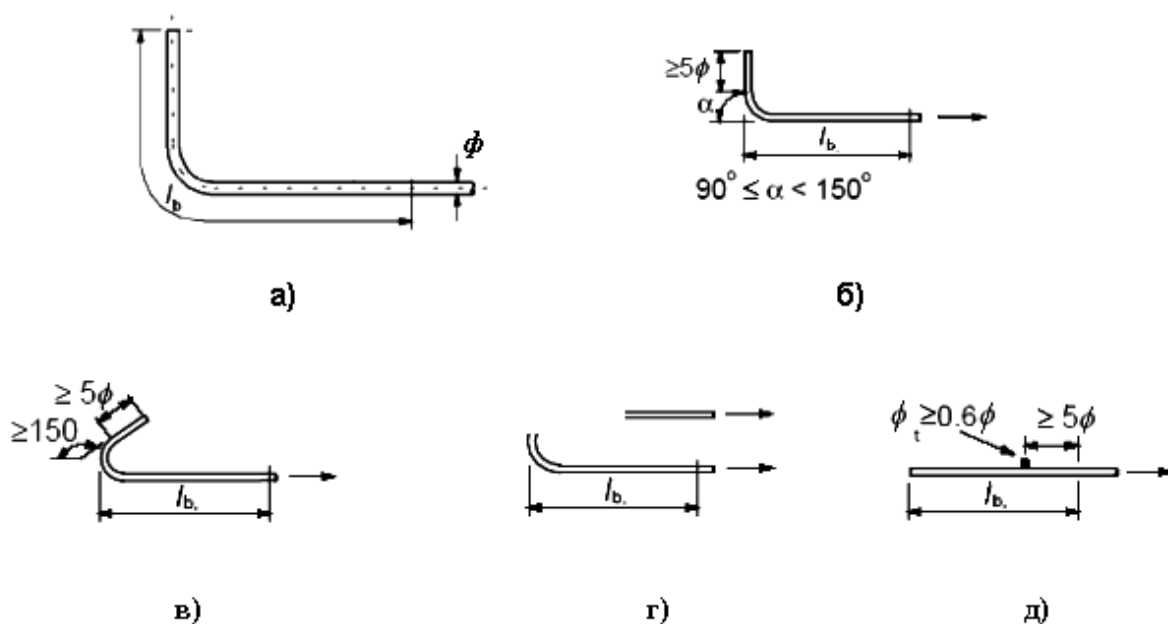
$$(9.2) \quad f_{bd} = 2,25 f_{ctk;0,05} / \gamma_c \text{ - за оребрени пръти,}$$

където f_{ck} и $f_{ctk;0,05}$ са дефинирани в т. 3.1.1.

За задоволителни условия на сцепление стойностите получени по форм (9.1) и (9.2) трябва да бъдат умножени с коефициент 0,7.

9.4. Закотвяне на надлъжна армировка

Допустимите видове закотвяния са показани в на фиг. 9.3. За закотвянето на оребрена натискава армировка не се допускат коси куки, прави куки или примки. Гладки пръти трябва да се закотвят само с куки или чрез заваряване на напречни пръти.



Фиг. 9.3. Видове закотвяния на армировъчни пръти: а) общ случай (l_b се мери по оста на пръта); б) права кука; в) коса кука; г) примка; д) прав прът със заварен към него напречен прът.

Основната закотвяща дължина l_b на прът, в който действа сила $F_s = A_s f_{yd}$ се определя по формула (9.3).

$$(9.3) \quad l_b = (\phi/4) (f_{yd} / f_{bd}).$$

Необходимата закотвяща дължина $l_{b,net}$ на пръти се определя от:

$$(9.4) \quad l_{b,net} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 (A_{s,req} / A_{s,prov}) \geq l_{b,min},$$

където:

$A_{s,req}, A_{s,prov}$ необходимото по изчисление, съотв. наличното напречно сечение на закотвящата армировка;

$l_{b,min}$ минимална закотвяща дължина приемана както следва:

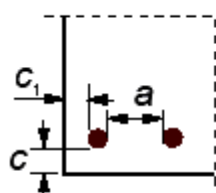
- за опънати пръти $l_{b,min} = 0,3l_b$, но не по малко от 10ϕ и от 100 mm ;

- за натиснати пръти $l_{b,min} = 0,6l_b$ но не по малко от 10ϕ и от 100 mm ;

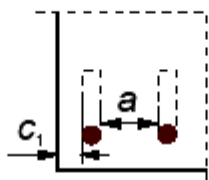
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ коефициенти според табл. 9.2.

Таблица 9.2. Стойности на коефициентите $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$

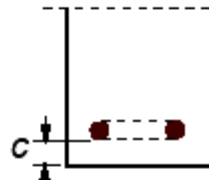
Условия	Вид на закотвянето	Опънни пръти	Натискови пръти
Вид на пръта	Прави пръти	$\alpha_1=1,0$	
	Други, освен прави, вж. фиг. 9.3 б) – д)	$\alpha_1=0,7$, ако $c_d > 3\phi$ $\alpha_1=1,0$, ако $c_d \geq 3\phi$ за c_d вж. фиг. 9.4	$\alpha_1=1,0$
Бетонно покритие	Прави пръти	$\alpha_2=1-0,15(c_d - \phi)/\phi$, но не по-голямо от 1,0 и не по-малко от 0,7; за c_d вж. фиг. 9.4	$\alpha_2=1,0$
	Други, освен прави, вж. фиг. 9.4 б) – д)	$\alpha_2=1-0,15(c_d - 3\phi)/\phi$, но не по-голямо от 1,0 и не по-малко от 0,7; за c_d вж. фиг. 9.4	$\alpha_2=1,0$
Ограничаваща напречна армировка, вързана към надлъжната	Всички типове	$\alpha_3=1-K\lambda$, но не по-голямо от 1,0 и не по-малко от 0,7	$\alpha_3=1,0$
Ограничаваща напречна армировка, заварена към надлъжната	Всички типове	$\alpha_4=0,7$	$\alpha_4=0,7$
Напречен на оста на пръта натиск	Всички типове	$\alpha_5=1-0,04p$, но не по-голямо от 1,0 и не по малко от 0,7	-
<p>Където:</p> $\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s$ <p>$\sum A_{st}$ напречно сечение на напречната армировка по закотвящата дължина l_b;</p> <p>$\sum A_{st,min}$ напречно сечение на минималната напречна армировка, приемано равно $0,25 A_s$ за греди и 0 за плочи</p> <p>A_s напречно сечение на армировъчния прът с най-голям диаметър;</p> <p>K коефициент със стойности според фиг. 9.5</p> <p>p напречен натиск в МПа в крайно гранично състояние</p>			



$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$

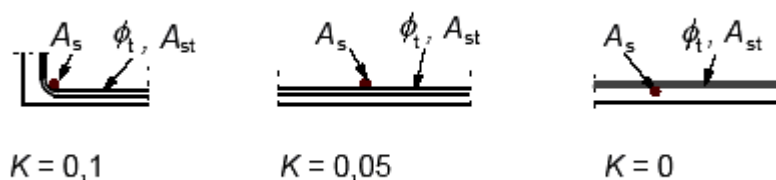


$$c_d = \min (a/2, c_1)$$



$$c_d = c$$

Фиг. 9.4. Стойности на c_d за греди и плочи

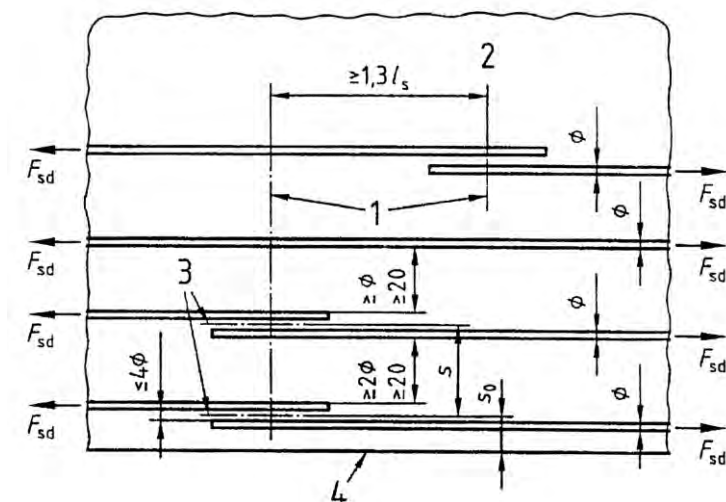


Фиг. 9.5. Стойности на коефициента K за греди и плочи

9.5. Снаждания

Армировъчните пръти се снаждат чрез застъпване, заваряване или механични средства.

За светлите разстояния между прътите в областта на снажданията чрез застъпване и за надлъжното разположение на снажданията важат стойностите от фиг. 9.6. Снажданията се считат за разместени, ако разстоянието между центровете им е по-голямо от $1,3l_s$ (l_s е дължината на застъпване според формула (9.5)).



Фиг. 9.6. Надлъжно разместване и напречни разстояния между армировъчните пръти в областта на снаждането

Означения: 1 разстояние, което определя, че снажданията са в различни сечения;
2 среда на снаждането; 3 надлъжна ос на снаждането; 4 ръб на елемента

Дължината на застъпване l_s се приема не по-малка от определената по формулата:

$$(9.5) \quad l_s = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_b \geq l_{s,\min}$$

където

l_b основната стойност на закотвящата дължина, от формула (9.3)

$l_{s,\min}$ минималната стойност на дължината на застъпване, която се приема равна на най-голямата от трите стойности: $0,6 \alpha_6 l_b$; 15ϕ ; 200 mm ;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ се приемат със стойности според табл. 8.3; но при изчислението на α_3

$\sum A_{st,\min}$ се приема равно на $A_s \sigma_{sd} / f_{yd}$, където A_s е сечението на един снаден прът;

α_6 зависи от процента на снадените пръти, вж. табл. 9.3. Счита се, че снадените пръти не са в едно сечение, ако са отдалечени на разстояние, по-голямо от $1,3l_s$, вж. фиг. 9.7.

Таблица 9.3. Стойности на коефициента α_6

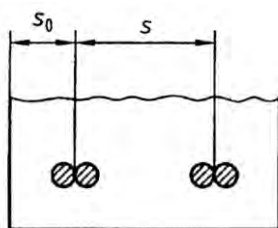
Процент на напречното сечение на снадените пръти спрямо цялото сечение на армировката	До 25%	33%	50%	Над 50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
Допуска се получаването на междинни стойности чрез линейна интерполация.				

В областта на снаждания със застъпване трябва да се постави напречна армировка, отговаряща на условията:

- Напречната армировка $\sum A_{st}$ трябва да има обща площ не по-малка от площта A_s на един закотвян прът.

- Напречната армировка трябва да бъде оформена като стремена, ако $s \leq 12\phi$ (вж. фиг. 9.7, а в другите случаи се допуска да бъде права.

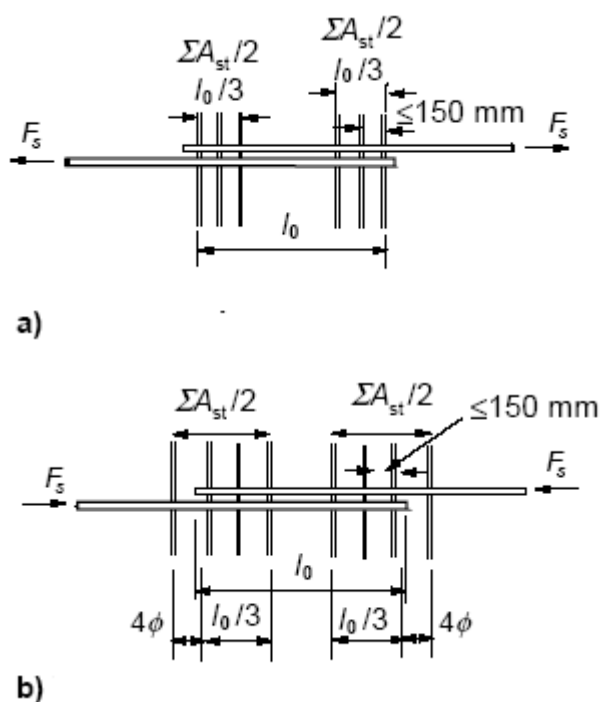
- Напречната армировка трябва да бъде разположена между надлъжната армировка и външната повърхност на бетона и да бъде разпределена според фиг. 9.9.



Фиг. 9.7. Дефиниране на разстоянията s_0 и s .

Конструктивната напречна армировка се счита за достатъчна, ако диаметърът ϕ на снаждания прът е по-малък от 16 mm или ако частта на снадените пръти в едно сечение не надвишава 20%.

Ако при многоредова армировка повече от 50% от напречното сечение на един ред се снажда в едно сечение, снажданията чрез застъпване трябва да бъдат обхванати със стремена, които да могат да поемат силата от всички снадени пръти



Фиг. 9.8. Напречна армировка за снаждане със застъпване
а) опънни пръти; б) натискови пръти

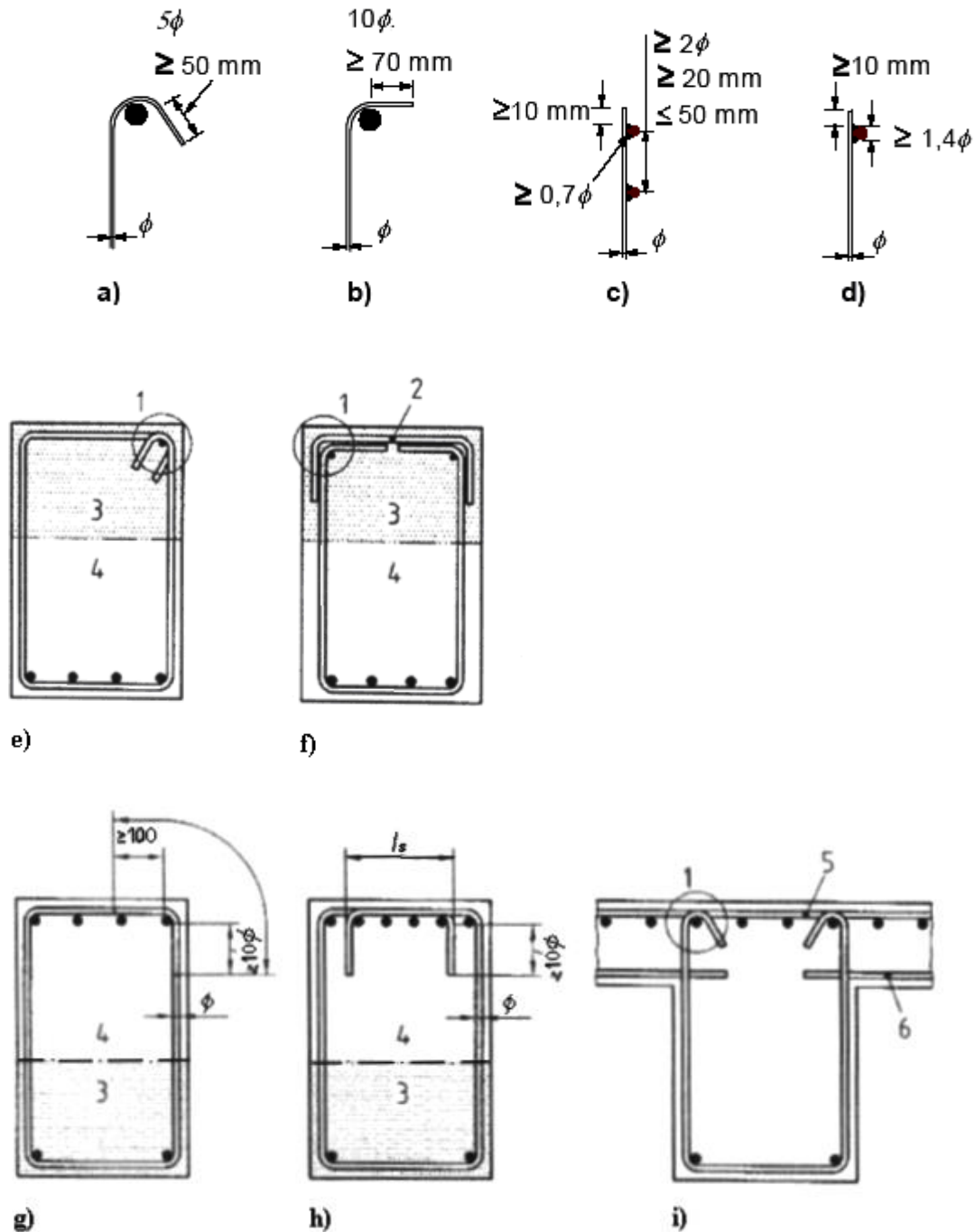
9.6. Закотвяне на стремена и армировка за поемане на напречни сили

Стремената трябва да бъдат закотвени чрез коси куки, прави куки или заварени напречни пръти според фиг. 9.8 а) - d).

За да се закотвят стремната в натисковата зона, вж. фиг. 9.8 е) и фиг. 9.8 f), те трябва да обхващат цялата височина на напречното сечение. В опънната зона стремната трябва да обхващат опънната армировка, вж. фиг. 9.8 g) и 9.8 h).

Закотвяне в натисковата или опънната зона чрез заварени напречни пръти според фиг. 9.8 с) и d) е допустимо само при осигуряване срещу откътрване на бетона, като страничното бетонно покритие c_{\min} на стремната е най-малко 3ϕ (ϕ е диаметъра на пръта на стремето) и на-малко 50 mm .

Допуска се необходимите стремна в областта на плочата на плочогреди да бъдат затворени с напречните пръти от плочата, вж. фиг. 9.8 i), ако изчислителната стойност на напречната сила V_{Ed} е най-много $2/3 V_{Rd, \max}$; $V_{Rd, \max}$ е носещата способност за напречни според т. 6.3.



Фиг. 9.8. Закотвяне и затваряне на стремената

a) коса кука; b) права кука; c) прав край прът с два заварени напречни пръта; d) прав край на прът с един заварен напречен прът; e) и f) затваряне в натисковата зона; g) и h) затваряне в опънната зона (l_s се умножава с 0,7, ако краищата на прътите са с куки или прави куки, за l_s вж. т. 8.8.2); i) затваряне в областта на плоча на плочогреда

Означения: 1 закотвящи елементи според a) и b); 2 покриващо стреме; 3 натискова зона на сечението; 4 опънна зона на сечението; 5 горна напречна армировка; 6 долна армировка на плочата

9.7. Елементи подложени предимно на огъване

Минималната надлъжна опънна армировка $\min A_s$ се определя по формулите:

$$(9.6) \quad \min A_s = \rho b_l d \geq 0,0013 b_l d,$$

$$(9.7) \quad \rho = 0,22 f_{ctm} / f_{yk}$$

където

b_l е средната ширина на опънната зона;

f_{ctm} - средна опънна якост на бетона, вж. табл. 3.1;

f_{yk} - характеристична граница на провлачане, вж. табл. 3.3;

d - полезна височина на сечението.

Елементи с надлъжна опънна армировка, по-малка от определената по форм. (9.6) се изчисляват като бетонни (неармирани).

Не се изисква сумиране на необходимото количество на надлъжната армировка получена по форм. (9.6) с тази получена от изчисленията по крайни и експлоатационни гранични състояния. Армировката във всяко сечение трябва да е в количество съобразено с най-строго от всички изисквания.

Площта на напречното сечение на всяка от армировките в едно сечение (опънна и съотв. натискова) не трябва да превишава стойността $0,04 A_c$, с изключение на местата на снажданията.

9.8. Повърхностна армировка в предварително напрегнати елементи

В предварително напрегнати елементи винаги се предвижда повърхностна армировка в количество според табл. 9.4.

Таблица 9.4. Минимална повърхностна армировка за различни части на един предварително напрегнат елемент

	Плочи, поясни плочи и широки греди ($b_w > h$) за 1 m	Греди с $b_w \leq h$ и ребра на плочогреди и кутиеобразни сечения
За всяка странична повърхност на греди За плочи с $h \geq 1m$, за всеки подпрян или свободен край ^a	0,5 ρh съотв. 0,5 ρh_f	0,5 ρb_w за 1 m
В натисковата зона на греди и плочи от външния край ^b В предварително натиснатата опънна зона на плочи ^{a b}	0,5 ρh съотв. 0,5 ρh_f	-
В натиснати пояси $h > 12cm$ (за всяка страна, горна и долна)	-	-

Забележки към табл. 9.4:

Повърхностна армировка за всяка страна по-голяма от $3,4 \text{ cm}^2 / m$ не е необходима.

h височина на гредата или дебелина на плочата;

h_f височина на опънен или натисков пояс на профилирано сечение;

b_w широчина на реброто на плочогреда;

ρ основна стойност според форм. (9.7).

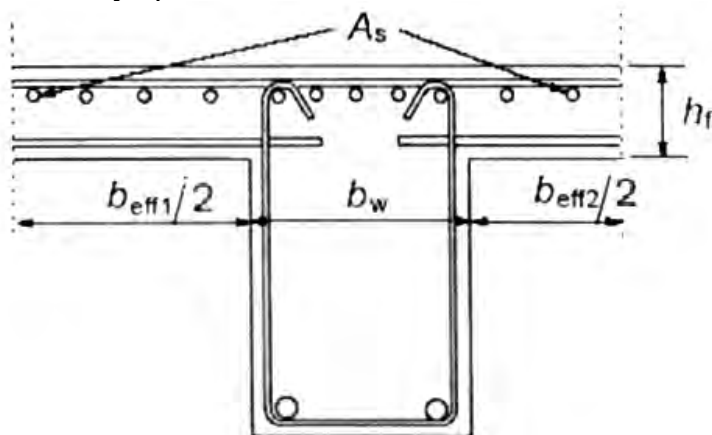
Армировка напрегната преди бетонирането може изцяло да бъде включена като повърхностна армировка, ако е разположена от обикновената повърхностната армировка на разстояние два пъти бетонното покритие според т. 3.1.1.

Повърхностната армировка в опънни и натискови зони на плочи се оформя като мрежи с пръти, кръстосващи се приблизително под прав ъгъл и с площи на напречните сечения според изискванията на табл. 9.4. Разстоянията между прътите не трябва да надвишава 200 mm.

Повърхностната армировка може да бъде включена във всички проверки по крайни и експлоатационни гранични състояния, ако отговаря на конструктивните изисквания за разполагането и закотвянето на армировката.

9.9. Греди

Минималният диаметър на прътите на надлъжната армировка е 12 mm. За минималното разстояние между прътите трябва да се спазва т. 9.1, а максималното разстояние между прътите е 150 mm.



Фиг. 9.9. Горна опънна армировка в плочогреда ($b_{eff1}/2$, съотв. $b_{eff2}/2$ – зони на разполагане на част от горната армировка)

Част от горната надлъжна опънна армировка в плочогреди и кутиеобразни греди за поемане на отрицателния момент трябва да бъде разположена приблизително равномерно в половината от съдействащата широчина плочата за избягване на напукването ѝ, фиг. 9.9. Горната армировка в ребрата на плочи и плочогреди се разполага в групи, отделени с междини за бетониране и вибриране.

Не по-малко от една четвърт от прътите в полето и най-малко два пръта трябва да достигат до опорите и там да бъдат закотвени.

Закотвянето на надлъжната армировка при крайна подпора трябва да поеме силата изчислена по формулата:

$$(9.8) \quad F_{sd} = V_{Ed} a_l / z + N_{Ed} \geq V_{Ed} / 2,$$

където N_{sd} е изчислителната нормална сила в сечението (положителна, ако е опънна).

Необходимата дължина на закотвяне при крайна подпора е равна на:

- при директно подпиране (вж. фиг. 9.11):

$$(9.9) \quad l_{b,dir} = 2l_{b,net} / 3 \geq 6\phi$$

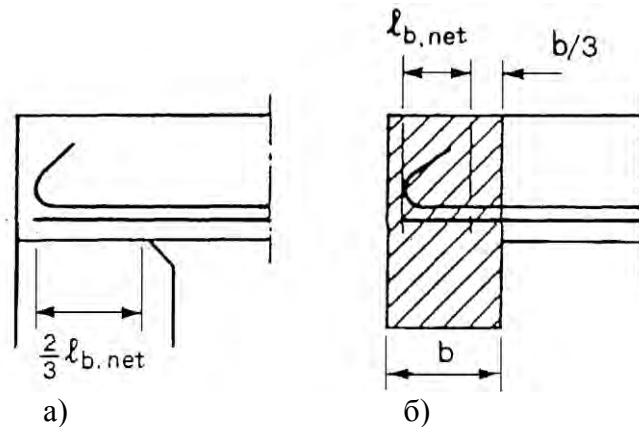
- при индиректно подпиране (вж. фиг. 9.11)

$$(9.10) \quad l_{b,ind} = l_{b,net} \geq 10\phi,$$

където: $l_{b,net}$ закотвящата дължина според формула (9.4)

ϕ диаметър на пръта на закотвяната надлъжна армировка.

Закотвящата дължина започва от вътрешния ръб на подпората или лагера. Армировката във всички случаи трябва да не се прекъсва преди теоретичната ос на подпората (лагера).



Фиг. 9.11. Видове подпирания: а) директно – непосредствено върху устой (стълб) или чрез лагер; б) индиректно – в полето на друга греда

Армировката за поемане на напречни сили трябва да включва ъгъл със средната равнина на елемента от 45° до 90° . Тя може да се състои от комбинация на следните армировъчни елементи (вж. фиг. 9.9):

- стремена, които обхващат надлъжната опънна армировка и натисковата зона;
- огънати пръти;
- армировка за напречни сили във вид на заварени мрежи, скелети или други подобни, които не обхващат надлъжната армировка

Огънатите пръти в греди се използват като напречна армировка само при наличие на стремена. Минимум 50% от напречната сила трябва да се поеме със стремена.

Коефициентът на напречно армиране се определя по формулата:

$$(9.11) \quad \rho_w = A_{sw} / (sb_w \sin \alpha),$$

където:

A_{sw} площ на напречното сечение на стремената разположени на дължина s ;

- s_w разстояние между армировъчните пръти поемащи напречни сили, мерено по надлъжната ос на елемента;
- b_w ширина на реброто;
- α ъгъл между напречната и надлъжната армировка (напр. за вертикални стремена $\sin \alpha = 1$).

Коефициентът на армиране ρ_w за армировка, поемаща напречни сили не трябва да бъде по-малък от следните стойности:

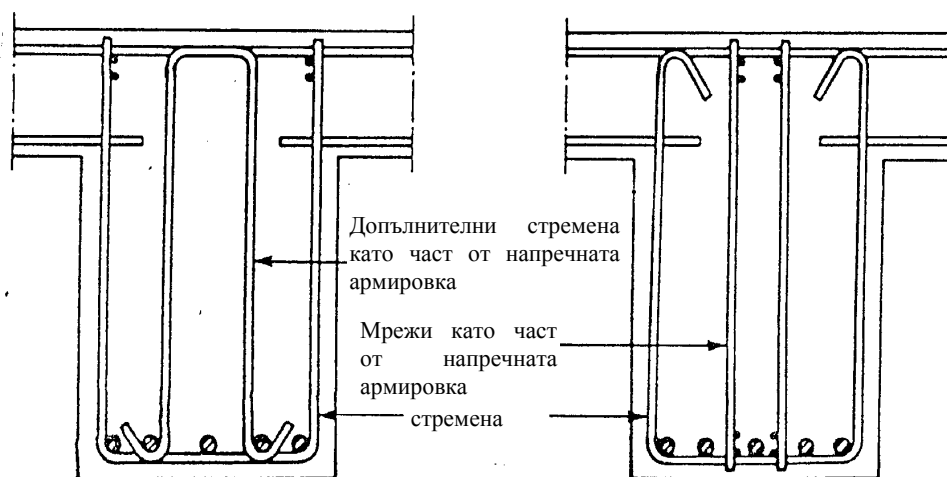
в общия случай

$$\min \rho_w = 0,8\rho;$$

за плочогредови и кутиеобразни сечения с предварително напрегнат опънен пояс

$$\min \rho_w = 1,2\rho.$$

Стойностите на ρ се определят по формула (9.6).



Фиг. 9.12. Примери за комбинация от стремена с друг вид напречна армировка

Надлъжното и напречното разстояние между вертикалните клонове на стремената и/или друг вид напречна армировка не трябва да превишава даденото в табл. 9.5.

Таблица 9.5. Максимално надлъжно и напречно разстояние s_{\max} между клоновете на стремената и/или друг вид напречна армировка

Ред	Големина на напречната сила, сравнена с носещата способност ^a	Надлъжно разстояние	Напречно разстояние
1	$V_{Sd} < 0,3V_{Rd,max}$	0,7h, съотв. 300 mm	h, съотв. 800 mm
2	$0,30V_{Rd,max} < V_{Sd} \leq 0,6V_{Rd,max}$	0,5h, съотв. 300 mm	h съотв. 600 mm
3	$V_{Sd} > 0,6V_{Rd,max}$	0,25h, съотв. 200 mm	
^a V_{Yd} и $V_{Rd,max}$ според раздел 6			

Надлъжното разстояние между огънатите пръти не трябва да надвишава стойността $s_{\max} \leq 0,6d(1 + \cot \alpha)$. Напречното разстояние между огънатите пръти не трябва да превишава стойностите от табл. 9.6.

9.10. Монолитни плътни плочи

Минималните дебелини на монолитните плътни плочи са

- в общия случай 160 mm;
- за плочи с армировка срещу продънване 200 mm.

Половината от опънатата армировка в полетата трябва да достига до опорите и там да бъде закотвена. За стоманобетонни плочи без армировка за поемане на напречни сили се приема винаги $\alpha_l = 1,0d$.

Минималният диаметър на армировката получена по изчисление е 10 mm, а разстоянието между прътите s не трябва да надвишава:

- $s = 250 \text{ mm}$, за дебелина на плочата $h \geq 250 \text{ mm}$;
- $s = h$ за дебелина на плочата $h < 250 \text{ mm}$.

Минималното разстояние между прътите трябва да не е по-малко от предписаното в т.9.1, с изключение на снажданияте пръти, които могат да се допират. Трябва да се осигури също възможност за полагане и уплътняване на бетона. Извън снажданията броят на прътите в един линеен метър не трябва да надвишава 14.

В непрекъснати пътни плочи трябва се постави горна армировка в полетата със сечение не по-малко от 30% от сечението на долната армировка. За тази горна армировка минималният диаметър е 10 mm, а максималното разстояние 250 mm.

В пътни плочи, армирани с огънати пръти, може да не се доказва покриването на диаграмата на опънните сили, ако:

- прътите се огъват на две места;
- разстоянията от горните огъвки до ръба да подпирашите греди се приемат равни на $1/4$ и $1/6$ от светлия отвор на плочата;
- огънатите пръти преминават със същата дължина от другата страна на гредата.

В еднопосочно армираните плочи се поставя разпределителна армировка, която трябва да бъде със сечение най-малко от 20% от сечението на главната армировка. Минималният ѝ диаметър е 6 mm, а максималното разстояние между прътите 250 mm.

Над греди, които са успоредни на носещата армировка на еднопосочно армирани пътни плочи се поставя горна армировка в плочата напречно на гредата със сечение равно най-малко на 30% от сечението на носещата армировка в полето и не по-малко от 6 пръта на метър с диаметър 8 mm на разстояние не по-голямо от 160 mm. Прътите на тази армировка продължават встрани от ръба на гредата на разстояние най-малко от $1/4$ от по-късия светъл отвор на плочата.

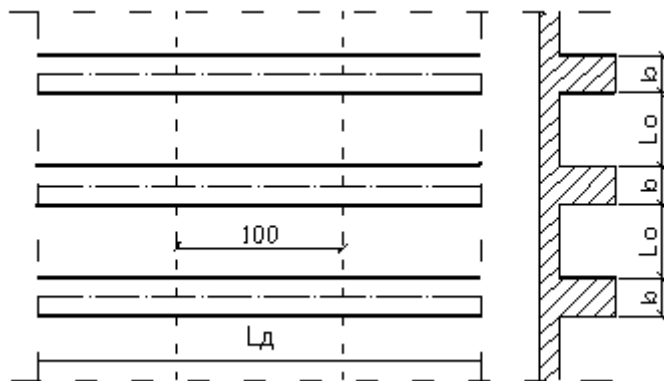
В плочи, в които по изчисление са получени моментите по двете направления, армировката по по-леко натовареното направление не трябва да бъде по-малко от 20% от армировката по другото направление.

10. ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННА ПЪТНА ПЛОЧА

10.1. Оразмерителни усилия

Дефиниране на еднопосочно армирана плоча-когато е в сила неравенство (10.1)

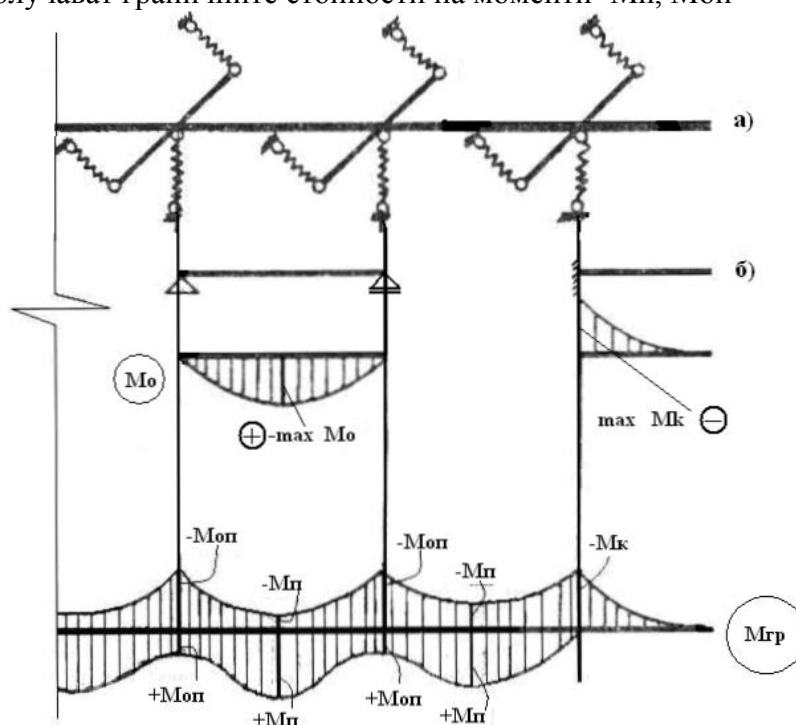
$$(10.1) L_{\text{дълго}}/l_{\text{късо}} \geq 1,7 \quad , \text{където важи фиг. 10.1}$$



Фиг. 10.1 Еднопосочно армирана мостова плоча

10.2. Статическа схема

Действителната конструктивна схема се получава статическа схема с голяма степен на статическа неопределеност. За „ръчни“ изчисления на мостови плочи от този вид на практика се работи със статическа схема „проста“ греда (Фиг. 10.2). При тази статическа схема се определят моментите от постоянните и полезни товари. Посредством коефициент k_i (виж т.10.5) се получават граничните стойности на моменти- M_n , M_{op}



Фиг. 10.2 Изчислителни схеми и усилия на пътна мостова плоча

а) изчислителен модел на мостова пътна плоча;

б) опростен модел за получаване на усилията с подпорно разстояние: $l_{cl}=l_0+h_{nl}$;

в) гранични стойности на огъващия момент при опростен модел;

10.3. Натоварване

Мостовите плочи се изчисляват за постоянни (собствено тегло плоча и настилка) и подвижни товари. Подвижните вертикални натоварвания за пътни мостове, за които ще се проверява плочата са според БДС и ЕС1-3.

Вида натоварване и размерите на отпечатъка, който оформя **на ниво горен ръб пътна настилка** са представени в табл. 10.1. за БДС и съответно в табл. 10.2, според ЕС.

Таблица 10.1. Подвижни вертикални натоварвания според БДС

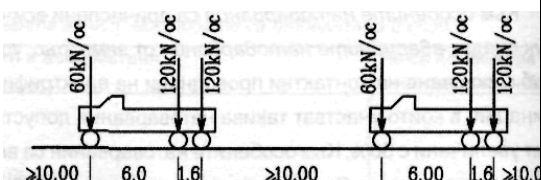
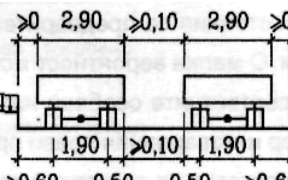
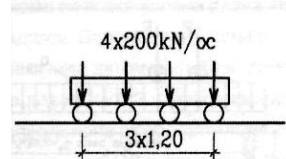
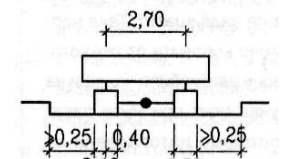
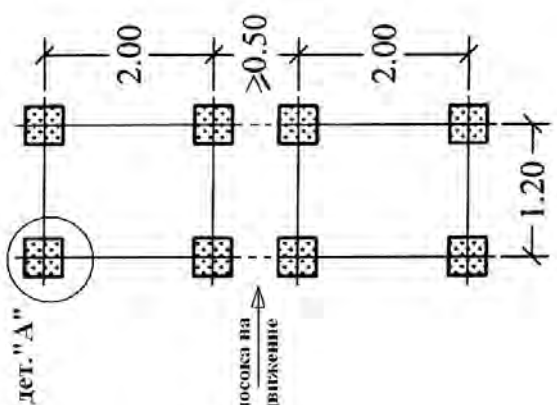
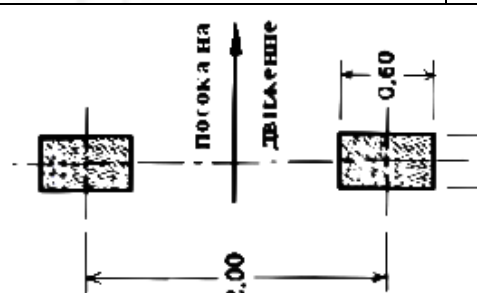
Вид подвижни товари	Надлъжно на движението	Напречно на движението	Р-ри на печата от авт. колело на ниво горен ръб пътна настилка.	
			на пос. на движение- a_0 :	⊥ на пос. на движение- b_0 :
Автомобилни колони Н300			20 [cm]	60 [cm]
Тежко подвижно натоварване НК800			20 [cm]	80 [cm]

Таблица 10.2. Подвижни вертикални натоварвания според ЕС1-3

Вид подвижни товари	Натоварване в план	Р-ри на печата от авт. колело на ниво горен ръб пътна настилка	
		на пос. на движение- a_0 :	⊥ на пос. на движение- b_0 :
Товарен модел - LM1		40 [cm]	40 [cm]
Единична ос LM2		35 [cm]	60 [cm]

Опирайки се на табл.10.1 и 10.2 се получава натоварването, което се приспада на едно колело - P_k , виж таблица 10.3: Стойностите в скобите показват, че говорим за предна ос на Н300.

Таблица 10.3. Подвижни вертикални натоварвания според ЕС1-3

	P_k [kN]	Коеф
Н300	60(30)	$\varphi=1,3\div 1,0$
НК800	100	$\varphi=1,0$
LM1	120 ^I 80 ^{II}	
LM2	160	

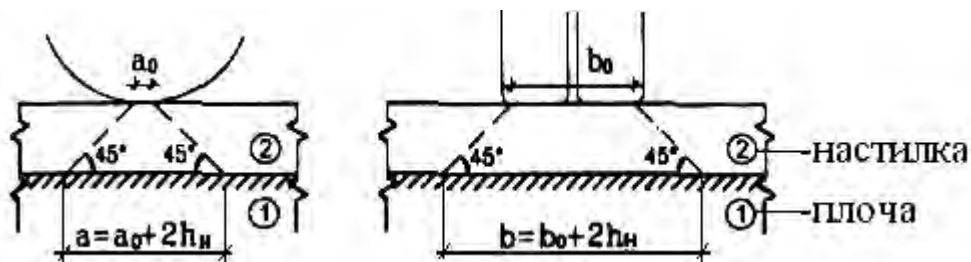
Натоварването според БДС се приема, като се отчита коефициент на динамичност – φ , в зависимост от L (изследвания отвор)

(10.2) $\varphi=1,3$; $L \leq 5m$
 $\varphi=1,0$; $L \geq 45m$, за междинни стойности на L се интерполира

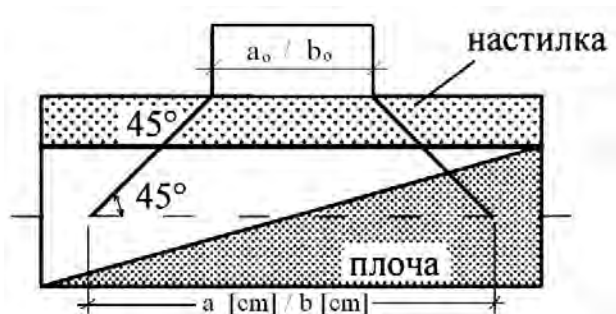
10.4. Разпределение на товарите от колелата, товарна площ, работни ширини:

10.4.1. Разпределение на товарите от колелата върху пътната плоча и получаване размерите на товарната площ:

При изчисление на стоманобетонни плочи се приема, че натоварването от колелата се разпределя под ъгъл 45° от горната повърхност на настилка. Съществената разлика между БДС и ЕС е в зоната, до която се отчита влиянието на колелата. Според БДС е до **горната повърхнина на плочата** (виж фиг.10.3), а според ЕС е до **средната повърхнина на плочата** (виж фиг.10.4)



Фиг. 10.3. Разпределение на натоварването от колелата през настилка до горен ръб пътна плоча:



Фиг. 10.4. Разпределение на натоварването от колелата през настилка до среда пътна плоча:

Означенията по фигури 10.3 и 10.4 са както следва:

- a_0, b_0 размери на контактната площ между автомобилно колело и настилка;
 h_n височина на настилката, включително на всички пластове до пътната плоча;
 a, b размери на товарната площ за съответното ниво

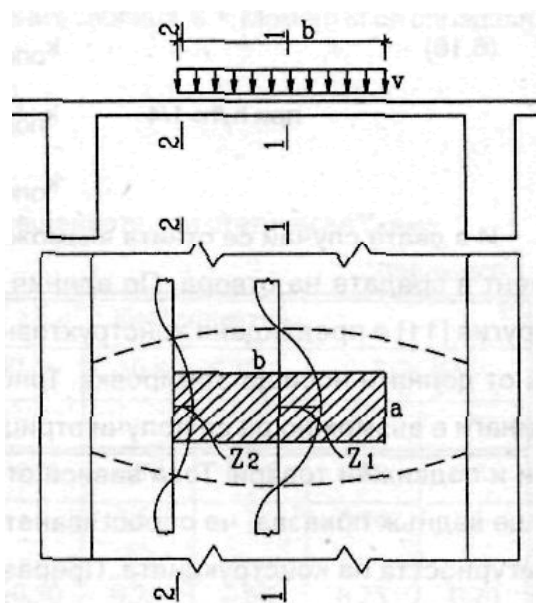
Получаване на размерите на товарните площи е изцяло геометрично, като се спазва вида на разпределение според фиг.10.3 и 10.4 площ и става по формули (10.3) и (10.4) :

$$(10.3) \text{ според БДС} \quad \begin{cases} a=a_0+2h_n \\ b=b_0+2h_n \end{cases}$$

$$(10.4) \text{ според ЕС} \quad \begin{cases} a=a_0+2(h_n+0.5h_{nl}) \\ b=b_0+2(h_n+0.5h_{nl}) \end{cases}$$

10.4.2 Огъване на плочата по дългата страна и работни ширини:

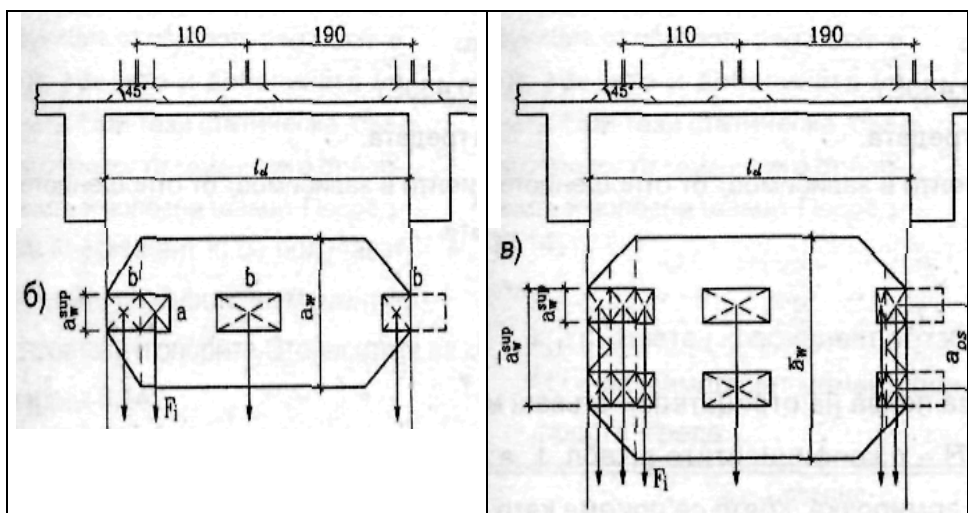
В зоната около местното натоварване възникват и постепенно затихват огъващи моменти и в надлъжно направление. Огънатата повърхнина има вида, даден на фиг. 10.5. От фигурата се вижда, че с приближаване към опората обхватът на огънатата площ намалява. Това се дължи на закоравяващото действие на опората върху плочата



Фиг. 10.5. Деформиране на пътната плоча при натоварване върху ограничена площ: Z_1, Z_2 - провисване под товара в сечение съответно 1-1 и 2-2; a, b - размери на товарната площ

Сложната форма на огъване на плочата се апоксимира до товарна площ с елементарен контур, което в голяма степен улеснява изчисленията (виж фиг.10.6). Размерите на тази площ се определят чрез така наречените работни ширини.

На фиг.10.6 е даден вида на работните ширини и обозначенията, които ще се използват в обясненията. Във фигурата е използвано натоварване Н300



Фиг. 10.6. Опростени форми на работните ширини: а) напречно разположение на авт. колела в/у моста ; б) работни ширини при една автомобилна ос; в) работна ширина при повече от една ос;

Означенията по фигури 10.6 са както следва:

$a_w; \bar{a}_w$ работни ширини в полето;
 $a_w^{sup}, \bar{a}_w^{sup}$ работни ширини при опората;
 a, b размери на товарната площ

10.5. Получаване на оразмерителни усилия

Условията на сцепление се дефинират като добри за:

а) от постоянни товари изчислението по формули (10.5) и (10.6)

$$(10.5) \quad M_o^g = \frac{1}{8} g I_{cl}^2 [kN.m / m']$$

$$(10.6) \quad Q_o^g = \frac{1}{2} g I_{cl} [kN / m]$$

б) от подвижни товари

За да се получат усилията в плочата е необходимо да се изчислят размерите на разпределителните ширини по табл. 10.3

Таблица 10.3. Определяне на размерите на разпределителните ширини:

а) случай на една автомобилна ос-без застъпване ;

б) случай на застъпване на разпределителните ширини;

<p>а)</p> $a_w = \begin{cases} a + l/3 \\ \min 2/3 l \end{cases}$ $a_w^{sup} = \begin{cases} a \\ \min 1/3 l \end{cases}$	<p>б)</p> $\bar{a}_w = \begin{cases} a_{oc} + a + l/3 \\ \min 2/3 l \end{cases}$ $\bar{a}_w^{sup} = \begin{cases} a_{oc} + a \\ \min 1/3 l \end{cases}$
---	---

Случай б) по табл.10.3 имаме, когато $a_w > a_{oc}$, и тогава $a_{w,i}$ се отмерва до разделителната линия, минаваща на $\frac{a_{oc}}{2}$. a_{oc} зависи от вида натоварване и може да се види в табл.10.4

Таблица 10.4. Осови разстояния между колелата

Вид подв. товари	Осови разстояния между колелата в надлъжна на движението посока $a_{осово}$ [cm]	Осови разстояния между колелата в напречна на движението посока $b_{осово}$ [cm]
H300	160	190 (110)
HK800	120	270
LM1	120	200 (50-100)
LM2	едноосно	200

Забележка: 110 и 100 са осовите разстояния между колелата на два успоредно застанали "автомобила" в две съседни ленти. Има случаи (при дебели настилки и плочи), в които колелата от съседни ленти дават по-неблагоприятен резултат, в сравнение с натоварването от колелата на единично превозно средство.

След определяне на размерите на товарните площи е необходимо да се изчисли интензивността на товара на отпечатъка. Това може да стане по формули (10.7) и (10.8):

$$(10.7) \quad f_i = \frac{P_k \cdot b_i}{b} \text{ [kN]}$$

$$(10.8) \quad F_i = \frac{f_i}{a_{w,i}} \text{ [kN/m]}$$

За да се получат M_{0,p_j} [kN.m/m] Q_{0,p_j} [kN/m] с изчислените интензивности по формули (10.7) и (10.8) се товарят линиите на влияние в напречна посока за най-неблагоприятно разположение. Тук трябва да се съобразим с факта, че LM1 се състои едновременно от два вида товари TS и UDL и \Rightarrow търсените усилия трябва да са максимални за съвместната им работа. Реш. се прави за ивица с ширина-1 m

в) комбинации и оразмерителни моменти и напречни сили:

Според методиката на получаване: според БДС по формули (10.9) и (10.10), за оразмерителни усилия по ЕС по формули (10.11) и (10.12)

$$(10.9) \quad M_o = M_{0,g} + \max M_{0,P_i} \text{ [kN.m/m]}$$

$$(10.10) \quad Q_o = Q_{0,g} + \max Q_{0,P_i} \text{ [kN/m]}$$

Във формула (10.9) $M_{0,P}^{HK800}$ се намалява с 25% $\Rightarrow M_o^{g+HK800} = M_{0,g_j} + \frac{M_{0,P_i}^{HK800}}{1.25}$

$$(10.11) \quad M_o = 1.35M_{0,g} + 1.50(\max M_{0,P_i}) \text{ [kN.m/m]}$$

$$(10.12) \quad Q_o = 1.35Q_{0,g} + 1.50(\max Q_{0,P_i}) \text{ [kN/m]}$$

Оразмерителните гранични моменти се получават в процент от максималните чрез коефициенти κ_i по формула (10.13):

$$(10.13) \quad M_{op} = \kappa_i M_0$$

Нормирани са две групи коефициенти в зависимост от отношението на дебелината на плочата към височината на гредата.

$$\text{при } h_{пл} / h_{гр} < 1/4 \quad \kappa_{поле} = 0,5 \quad \kappa_{опора} = -0,7$$

$$\text{при } h_{пл} / h_{гр} > 1/4 \quad \kappa_{поле} = 0,7 \quad \kappa_{опора} = -0,7$$

$$\begin{aligned} \text{за } + M_{поле} &= \kappa_{поле} M_0 \\ - M_{поле} &= 0,25 M_0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{за } - M_{оп} &= \kappa_{опора} M_0 \\ + M_{оп} &= 0,25 M_0 \end{aligned}$$

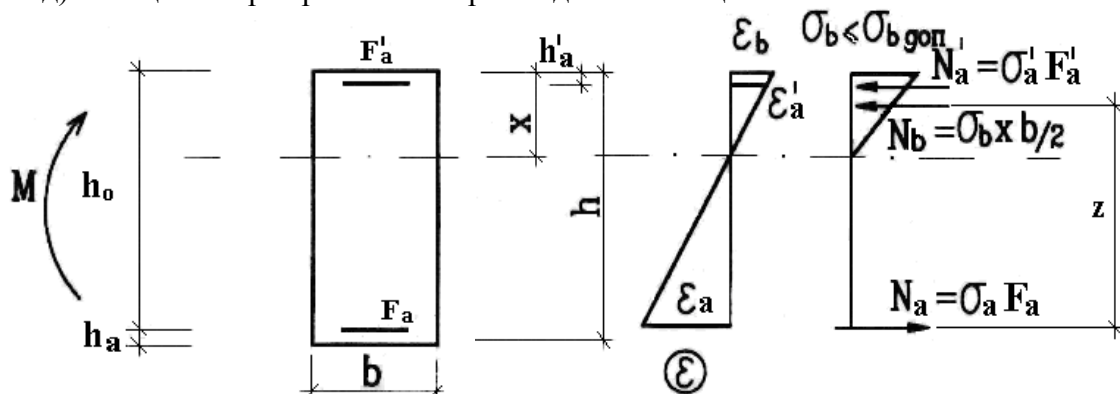
10.6. Определяне на армировката в правоъгълно сечение подложено на огъване

10.6.1. Според БДС 1050-76

Проверката на стоманобетонно сечение ще се извърши според „Временен правилник за проектиране на бетонни и стоманобетонни пътни мостове.”-1973г., за правоъгълно сечение на огъване по нормални сечения:

Основните предпоставки ,на които се позовава оразмерителната проверка са следните (могат да се видят на фиг.10.7):

- а) диаграма на нормалните напрежения в натискова зона е приета триъгълна;
- б) линейна връзка между деформациите и напреженията в бетона;
- в) отношението на еластичните модули на стоманата към бетона се приема за константна величина $n = E_a/E_b=10$;
- г) пренебрегва се работата на бетона в опънната зона.
- д) площта на армировката се привежда към площта на бетона



Фиг. 10.7. Напрегнато състояние на правоъгълно сечение с двойна армировка

Решението ще се извърши за правоъгълно сечение при предварително приети дебелина на плочата, бетонни покрития. Ще бъде разгледан алгоритъма на проверяване за оразмерителен огъващ момент при опората- M_{op}^{on} . За момент в полето- M_{op}^n -алгоритъма е аналогичен:

А) Първоначална проверка за максимална напречна сила- Q_{op}

$$(10.14) \quad \tau = \frac{Q_{op}}{b \cdot z_1} \leq \tau_{доп} \left[\frac{kN}{cm^2} \right], \text{ където}$$

z_1 рамо на вътрешната двоица сили, изчислява се по формула (10.15)

$$(10.15) \quad z_1 = \frac{7}{8} h_o [\text{cm}]$$

$$(10.16) \quad h_o = h - \varnothing / 2 - a [\text{cm}]$$

a [cm]-бетонно покритие

h [cm]-дебелина наплочата

\varnothing първоначално приет диаметър на армировка

$b=100 \text{ cm}$

$\tau_{\text{дон}}$ -допустимо напрежение на хлъзгане в бетона според табл.10.5-пътни мостове,

Таблица 10.5. Пътни мостове – допустими напрежения в бетона [kN/cm²]

Вид на усилията	марка бетон		
	Б20	Б30	Б40
1. Натиск при огъване			
а/ правоъгълни сечения	0,80	1,10	1,40
б/ сечения с плочи в натискава зона	0,70	0,95	1,20
в/ сечения с плочи в опънна зона	0,90	1,25	1,60
2. Хлъзгане			
а/ без да се доказва поемането му с армировка			
– в плочи	0,04	0,05	0,06
– в греди	0,06	0,075	0,09

Б) По изчисление необходимата опънна армировка за огъващ момент с z_1 е:

$$(10.17) \quad F_a = \frac{M_{\text{оп}}^{\text{он}}}{\sigma_{a,\text{дон}} \cdot z_1} [\text{cm}^2/\text{m}']$$

$\sigma_{a,\text{дон}}$ -допустимо нормално напрежение в армировката според табл.10.6. -пътни мостове

Таблица 10.6. Пътни мостове – допустими напрежения в армировката [kN/cm²]

Клас на стомана	$\sigma_{a, \text{доп}}$
Стомана А-I	14,0
Стомана А-II	16,0
Стомана А-III	18,0

Определяне на положението на нулевата линия-от решение на кв.уравнение:

$$(10.18) \quad x^2 + p \cdot x - q = 0, \text{ където}$$

$$(10.19) \quad p = \frac{2 \cdot n}{b} \cdot (F_a + F'_a)$$

$$(10.20) \quad q = \frac{2 \cdot n}{b} \cdot (F_a \cdot h_a + F'_a \cdot h'_a) \Rightarrow x = \dots [\text{cm}]$$

$$(10.21) \quad n = \frac{E_a}{E_b} = 10$$

Определяне на z_2 (втора итерация):

$$(10.22) \quad z_2 = h_0 - \frac{x}{3}$$

Определяне на необходимата опънна армировка за огъващ момент $F_{a,ok}$:

$$(10.23) \quad F_{a,ok} = \frac{M_{op}^{on}}{\sigma_{доп} \cdot z_2} \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

В) Окончателна проверка за напречни сили се прави с z_2

$$(10.24) \quad \tau = \frac{Q_{op}}{b \cdot z_2} \leq \tau_{доп} \left[\frac{kN}{cm^2} \right]$$

Забележка: Означенията по т.7.1. са по БДС.

10.6.2. Според ЕС

Методиката е подробно обяснена и представена с пример в глави 5 и 6 издание 2005 година.

Поради разликите в означенията при двете методики, на вниманието ви представяме таблица 10.7

Таблица 10.7. Означения

Наименования	Означения	
	БДС	ЕС
Геометрични размери	h	h
	b	b
	z	z
	h _a	d ₁
	h _a '	d ₂
	h ₀	d
Площ на армировка	F _a	A _{s1}
	F _a '	A _{s2}
Деформации в бетона и армировката	ε _b	ε _c
	ε _a	ε _{s1}
	ε _a '	ε _{s2}
Сили в бетона и армировката	N _b	F _c
	N _a	F _{s1}
	N _a '	F _{s2}

11. ПРОЕКТИРАНЕ НА МОНОЛИТНА КОНСТРУКЦИЯ НА НАДЛЕЗ ПРИ КОСО ПРЕСИЧАНЕ

11.1. Общи положения

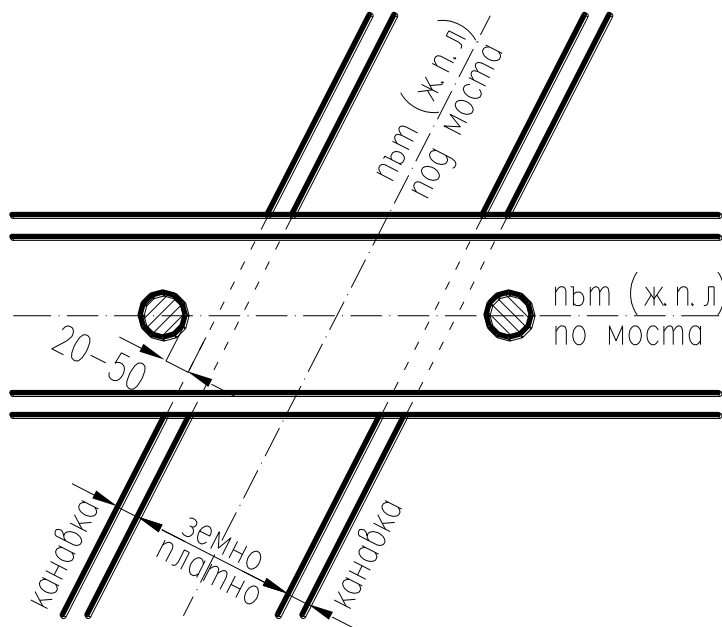
Тук се дават се указания за изготвяне на проект на монолитен стоманобетонен надлез при косо пресичане на два пътя и/или ж.п. линии, който следва да съдържа:

- Геометрично решение.
- Определяне на усилията в проста (или непрекъсната) греда.
- Проверки по крайни и експлоатационни гранични състояния. Разглеждат се предимно граничните състояния, за които няма достатъчно информация в предишните раздели, а за другите проверки се правят необходимите препратки.

11.2. Геометрично решение

11.2.1. Общи положения

С геометричното решение се приемат основните размери на моста, вкл. и изчислителната схема (проста, непрекъсната греда, или друга). Дадените тук указания за избора на размерите следва да се приемат само като препоръки. Те се основават на примери от практиката. При проверките по крайни и експлоатационни гранични състояния се доказва достатъчността на размерите или се установяват възможните резерви. Въз основа на това се променят размерите.



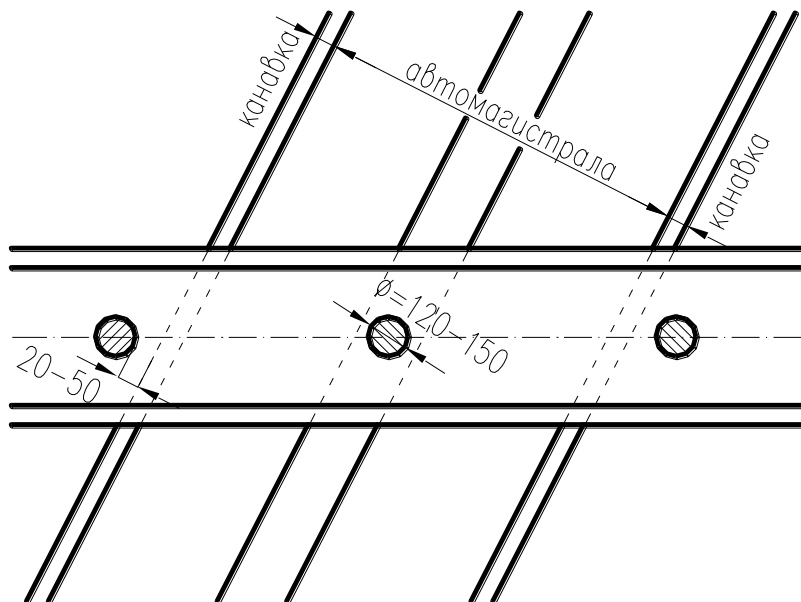
Фиг. 11.1. Определяне на централния отвор на надлез с цилиндрични колони над двулентов път или ж.п. линия

При геометричното решение трябва да се не се нарушава габарита на премостваното препятствие, а също да се спазва габарита на пътя (ж.п. линията) върху моста.

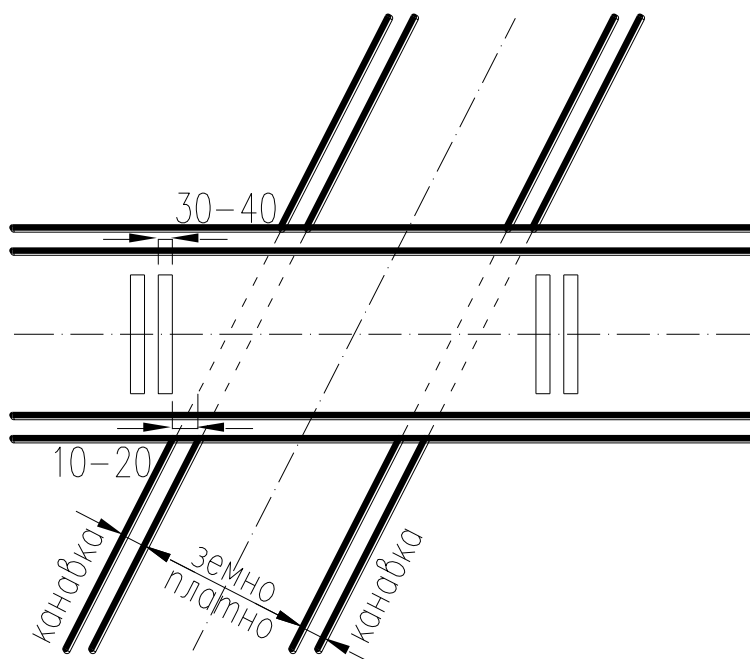
Геометричното решение се представя на чертеж(и), изобразяващи моста в трите му проекции. Ако в процеса на изчисленията настъпят промени в размерите, съответно трябва да се внесат корекции в чертежите.

11.2.2. Определяне на отворите на моста

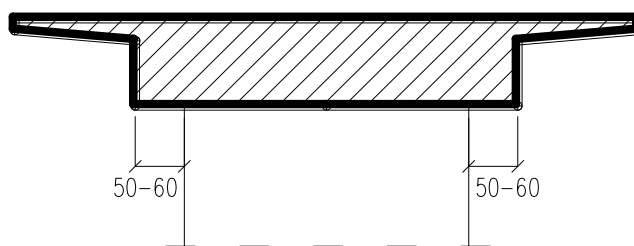
На фиг. 11.11 11.2 и 11.3 са дадени решения за определяне на централния отвор на надлез над път, автомагистрала или ж.п. линия.



Фиг. 11.2. Определяне на централните отвори на надлез с цилиндрични колони над автомагистрала



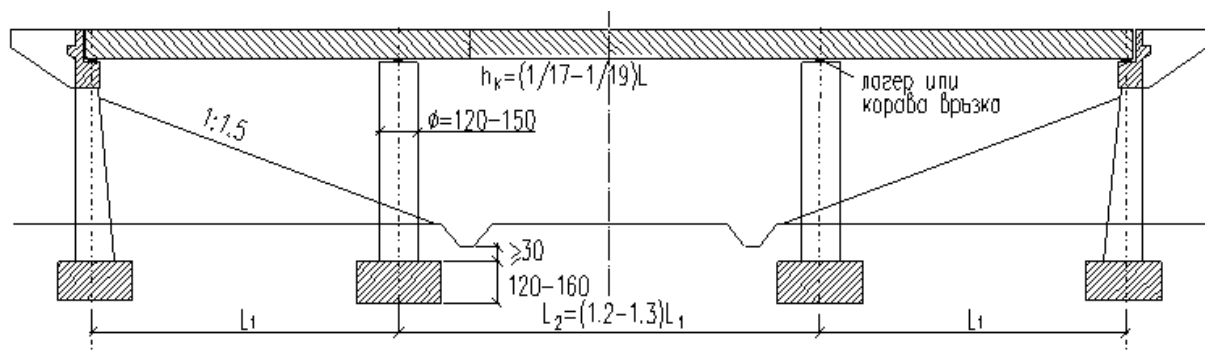
Фиг. 11.3. Определяне на централния отвор на надлез с двойка стени над път или ж.п. линия



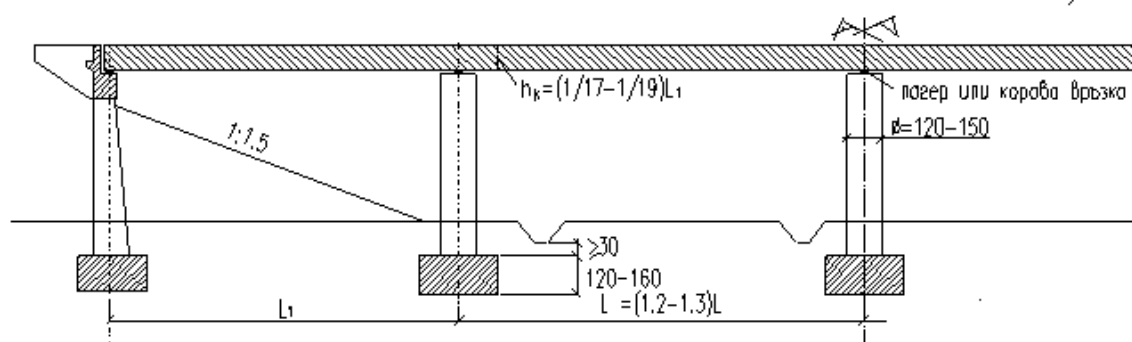
Фиг. 11.4. Напречен разрез на конструкция подпряна на стени

11.2.3. Надлъжен разрез на моста

На фиг. 11.5 е даден 3 отворен мост система непрекъсната греда, а на фиг. 11.6 – четириотворен. Вътрешните отвори се избират с около 20-30% по-дълги от крайните, с цел положителните моменти в крайните и вътрешните полета приблизително да се изравнят.



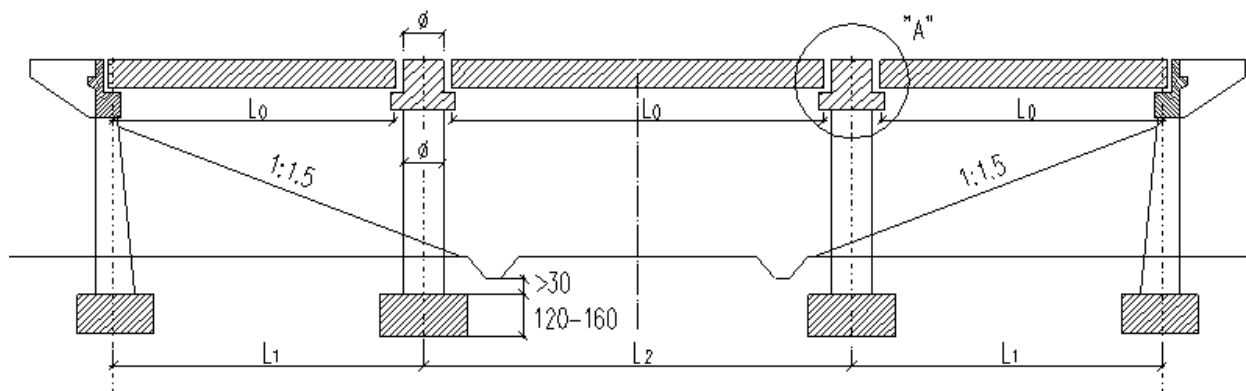
Фиг. 11.5. Надлъжен разрез на 3-отворен надлез – непрекъсната греда



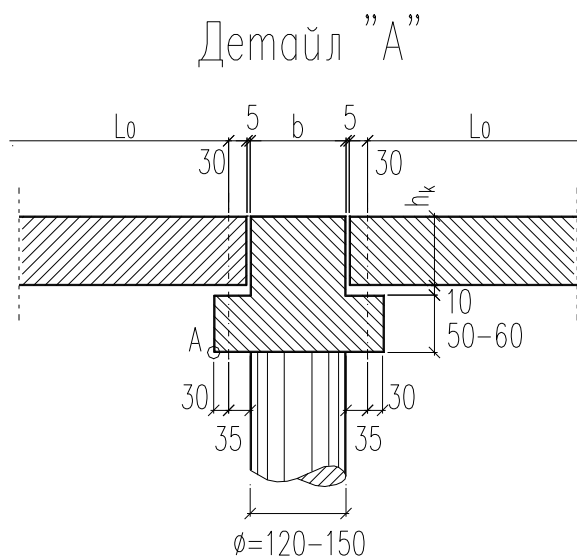
Фиг. 11.6. Надлъжен разрез на 4-отворен надлез – непрекъсната греда

На фиг. 11.7 е даден надлъжният разрез на мост система проста греда, подпряна на стълбове с цилиндрични колони и ригели с формата на обърнато Т (фиг. 11.7). Дължините на отделните отвори при система проста греда се приемат еднакви. При съблюдаване на височинния габарит трябва да се дължи сметка за най-ниската точка А (виж фиг. 11.8).

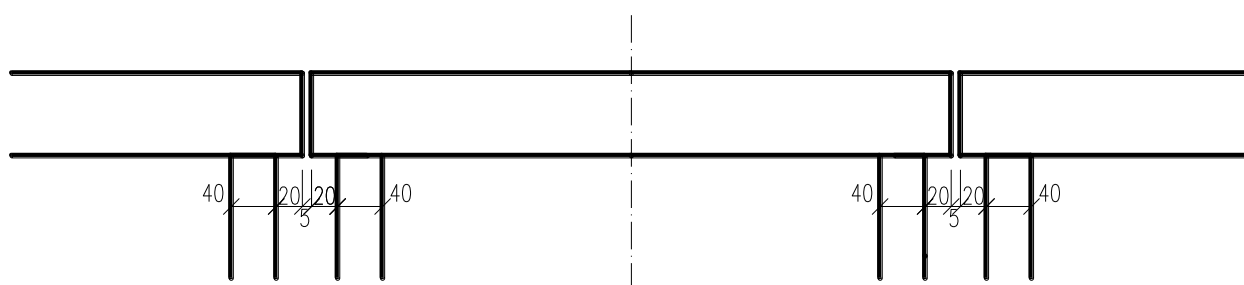
На фиг. 11.9 е показан надлъжния разрез на мост система проста греда подпряна на двойки колони. Строго погледнато конструкцията представлява рамка с гъвкави колони. Тяхната коравина е малка и поради това те работят почти като лагери.



Фиг. 11.7. Надлъжен разрез на надлез – проста греда с ригели с форма на обърнато Т



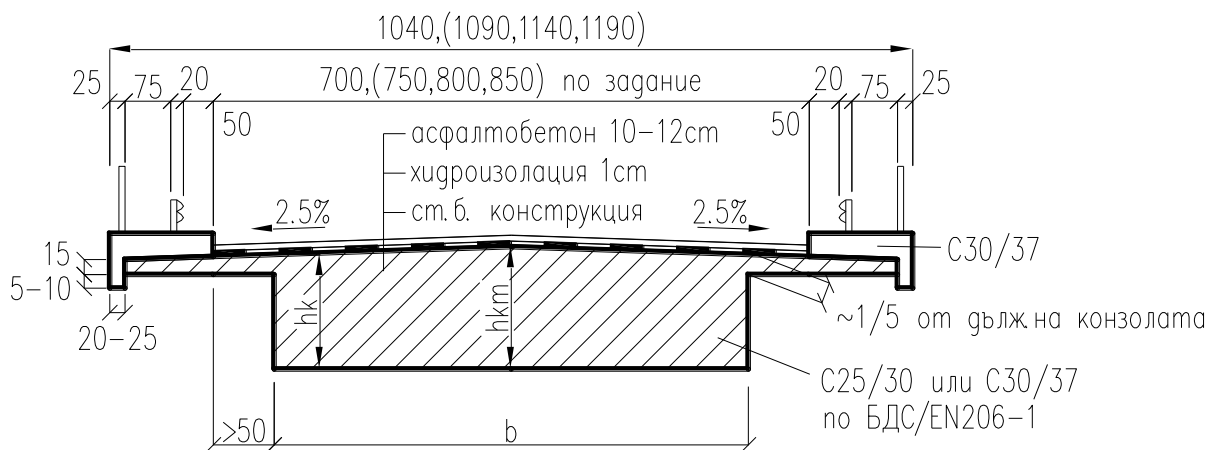
Фиг. 11.8. Детайл на ригел с форма на обърнато Т



Фиг. 11.9. Надлъжен разрез на надлез – проста греда, подпряна на гъвкави стени

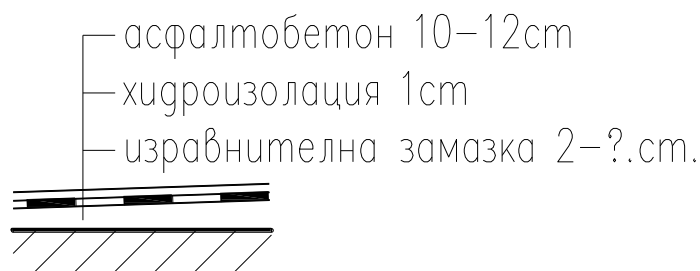
11.2.4. Напречен разрез на моста

На фиг. 11.10 е показан напречен разрез пътен мост, чиято върхна конструкция е плътна греда с конзоли. Дължината им е приета с оглед отводнителите да пресичат конзолите, а не дебелинното сечение. Конструкцията е с променлива височина, като върху нея се предвижда хидроизолация и асфалтобетонно покритие. Това изпълнение на мостовото платно понастоящем се предпочита от ИА “Пътища”. По-сложно в случая се оформя армировката, понеже стремената се получават с различна височина.

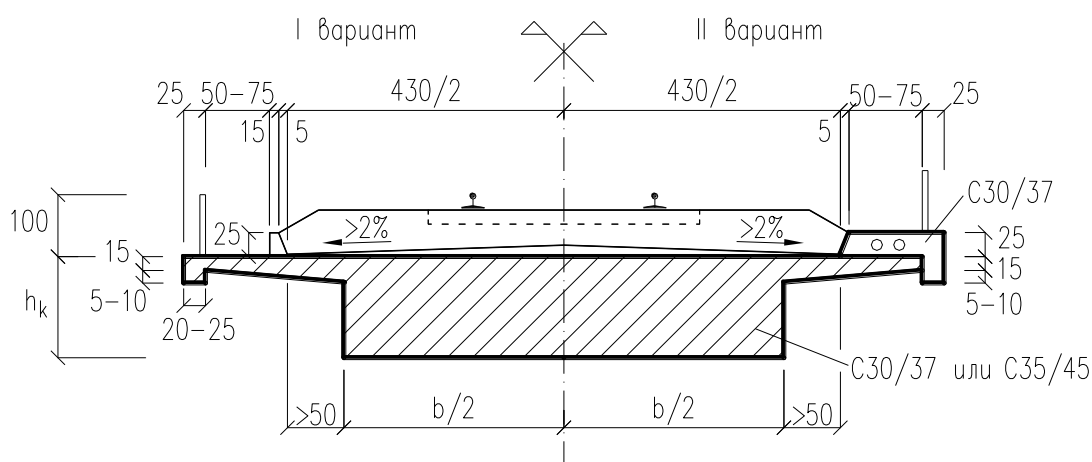


Фиг. 11.10. Напречен разрез на пътен мост

На фиг. 11.10 е даден вариант на оформяне на пътното платно, при който наклонът се постига чрез изравнителна замазка.



Фиг. 11.11. Детайл на мостовото платно за конструкция с хоризонтална горна повърхност



Фиг. 11.12. Напречен разрез на ж.п. мост

Конструктивната височина h_k за пътен мост се приема както следва:

- за проста греда $h_k = (1/14 \div 1/16) l_o$; l_o е изчислителният отвор на простата греда;

- за непрекъсната гредка $h_k = (1/17 \div 1/19) l_1$ е изчислителният отвор на крайно поле.

При конструкция с наклонена горна повърхност $h_{k,m}$ (височината в средата) се определя по формулата:

$$h_{k,m} = h_k + (b/2) \cdot 0,025$$

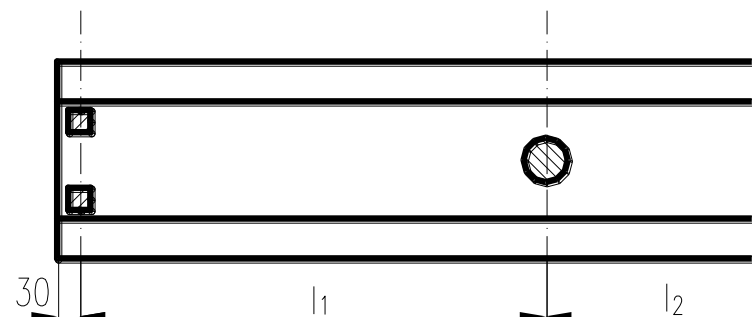
На фиг. 11.12 е даден напречният разрез на едноколовозен ж.п. мост. Показани са два варианта за оформяне на конзолата. II вариант се оказва подходящ в случая, при който по моста се прокарват електрически кабели.

Конструктивната височина h_k за ж.п. мост се приема както следва:

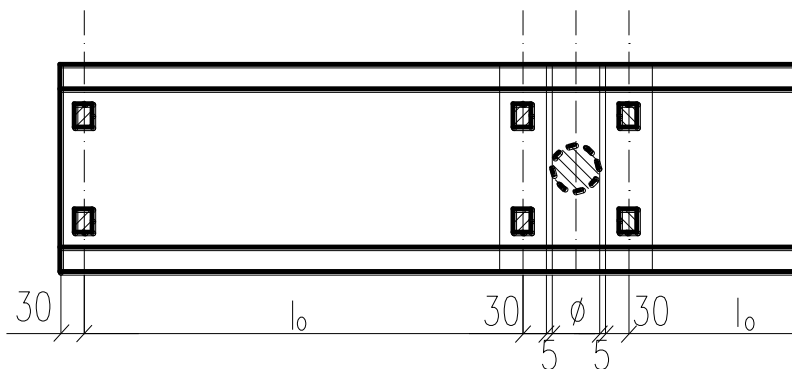
- за проста гредка $h_k = (1/12 \div 1/14) l_o$; l_o е изчислителният отвор на простата гредка;
- за непрекъсната гредка $h_k = (1/15 \div 1/17) l_1$ е изчислителният отвор на крайно поле.

11.2.5. План на конструкцията

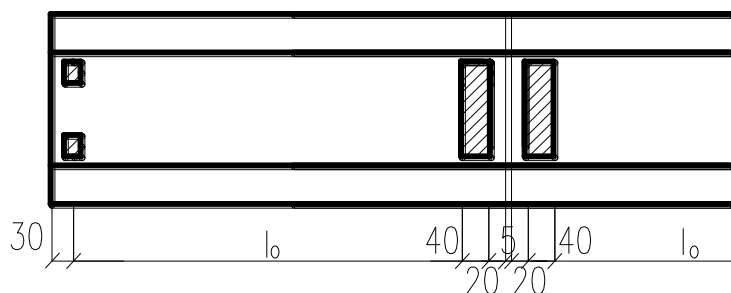
На фиг. 11.12, 11.13 и 11.14 – са дадени различни варианти на плана на конструкцията.



Фиг. 11.13. План на конструкция – непрекъсната гредка



Фиг. 11.14. План на конструкция – проста гредка с ригели с форма на обърната T



Фиг. 11.15. План на конструкция – проста греда, подпряна на двойки стени

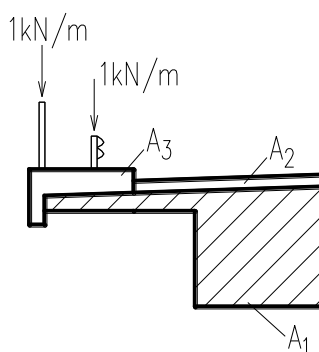
11.3. Определяне на усилията в пътен мост

11.3.1. Постоянни натоварвания

Равномерно разпределените постоянни натоварвания се определят по формулата:

$$(11.1) \quad g_i = A_i \gamma_i,$$

където $A_i (m^2)$ е площта на съответната част, виж фиг. 11.16, а γ_i - обемното ѝ тегло.



Фиг. 11.16. Схема за определянето на постоянните натоварвания

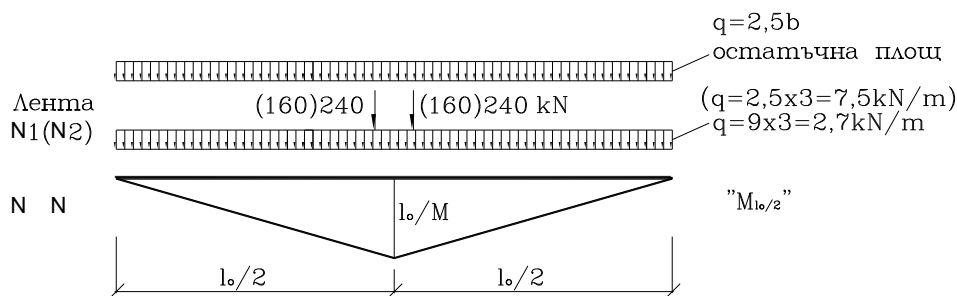
Таблица 11.1. Постоянни натоварвания за пътен мост

i	Вид елемент	$\gamma_i (kN/m^3)$
1	Стоманобетонна конструкция	26
2	Настилка	24
3	Тротоар	26
4	Парапети и еластични огради	Общо $4 kN/m$ за 2 парапета и 2 еластични огради

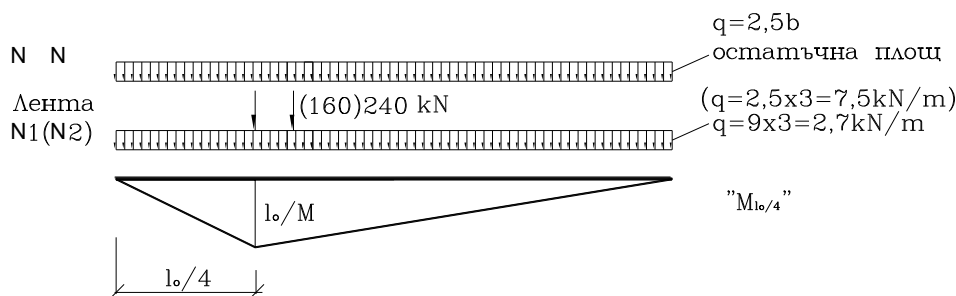
11.3.2. Огъващи моменти в проста греда

На фиг. 11.17 и 11.18 са начертани линиите на влияние за моменти в средата и за сечението в четвъртината на проста греда. За определяне на моментите от постоянни

натоварвания се прилага равномерно разпределения товар върху линията на влияние. За моментите от подвижни натоварвания равномерно разпределените натоварвания от пътните ленти и остатъчната площ се прилагат по цялата дължина на гредата. Максималната стойност на момента от двuosния товар за сечението в средата се получава, като товара се прилага симетрично върху линията на влияние. За линията на влияние за момента в четвъртината се **опитват** няколко положения на двuosката и взема онова, което дава екстремна стойност на момента.



Фиг. 11.17. Линия на влияние за момента в средата и на проста греда



Фиг. 11.18. Линия на влияние за момента в четвъртината на проста греда

Разрезните усилия (огъващи моменти, напречни сили и усукващи моменти) се определят за две състояния:

- натоварване по цялата ширина на мостовото платно (фиг.11.21);
- натоварване половината ширина на платното (фиг. 11.22).

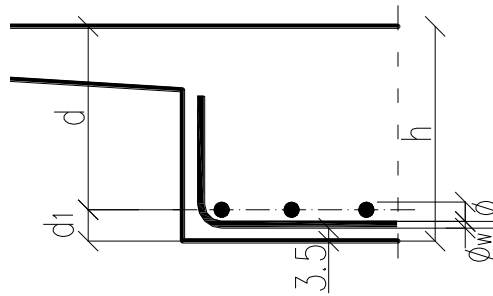
При състояние а) се получават максимални огъващи моменти и напречни сили и съответни усукващи моменти, а при б) - максимални усукващи моменти и съответни огъващи моменти и напречни сили. За да могат лесно да се определят усукващите моменти, всички усилия се определят поотделно за ленти №1, №2, остатъчната площ, ляв и десен тротоар, а комбинирането им се извършва в табл. 11.2.

11.3.3. Напречни сили в проста греда

Меродавното сечение близо до опората, което се проверява за напречни сили е дадено на фиг. 6.2. То се определя от полезната височина на сечението d , виж фиг. 11.19.

$$(11.2) \quad d_1 = 3,5 + (\phi_w + \phi/2) \cdot 1,1$$

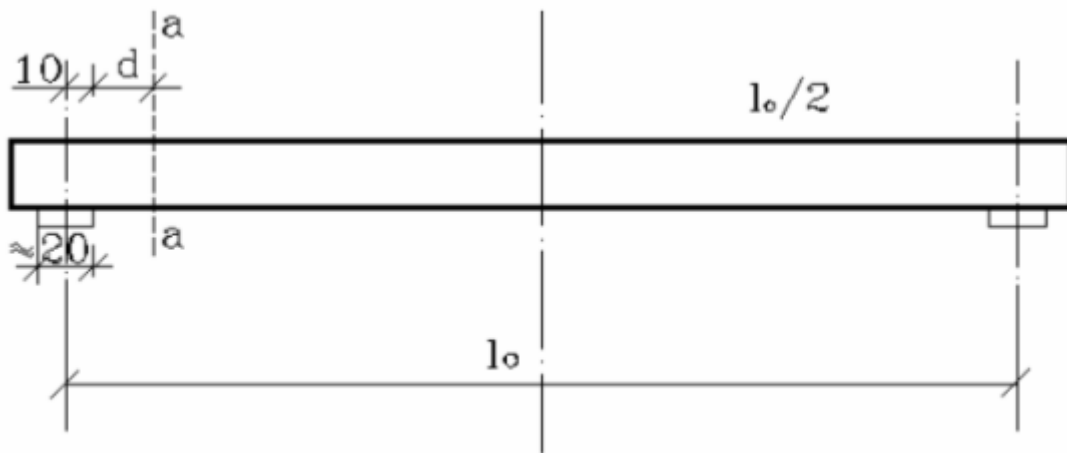
$$(11.3) \quad d = h - d_1$$



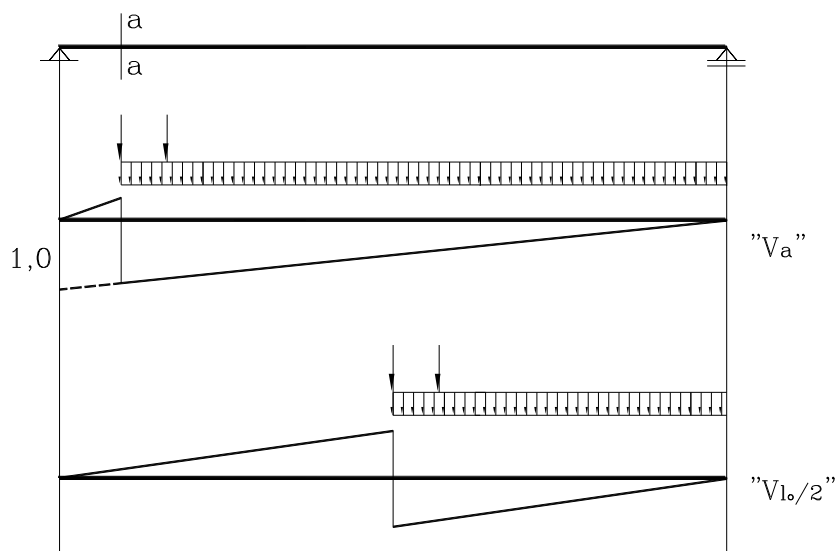
Фиг.11.19. Определяне полезната височина на сечението d

Като първо приближение може да се приеме:

- диаметър на стремената $\phi_w = 12mm$;
- диаметър на надлъжната армировка $\phi = 28mm$;
- коефициентът 1,1 отчита факта, че Ст АIII е оребрена армировка и външният диаметър е по-голям от номиналния означаван с N .



Фиг. 11.20. Мередажни сечения за напречните сили;

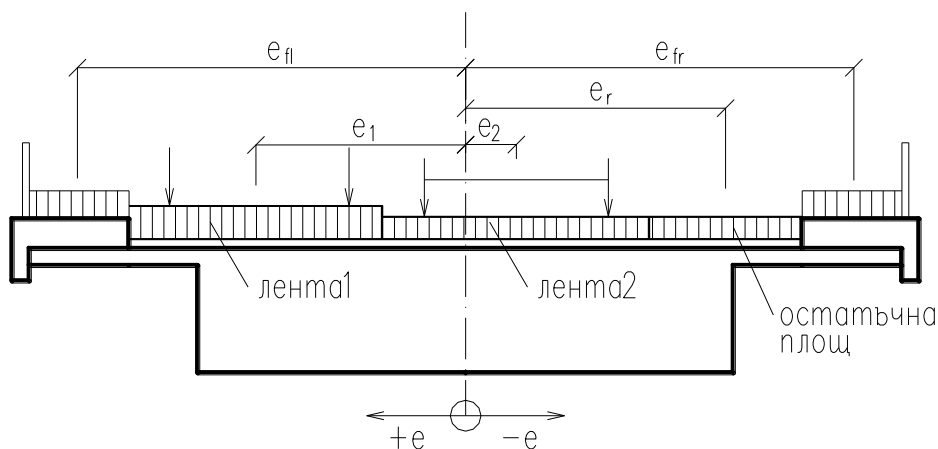


Фиг. 11.21. Линии на влияние за напречни сили

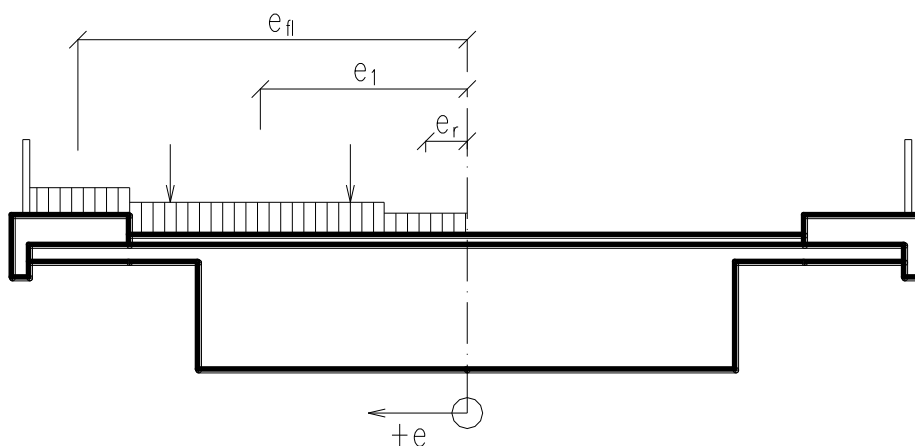
На фиг. 11.20 и 11.21 са дадени сеченията, в които се определят напречните сили и техните линии на влияние с положението на натоварванията за определяне на екстремните стойности на напречните сили.

11.3.4. Усукващи моменти в проста греда

Усукващите моменти се определят за две схеми на натоварване. По тази от фиг. 11.22 се получават максимални стойности на огъващите моменти (M) и напречните сили (V), както и съответните стойности на усукващи моменти (T), а по фиг. 11.23 – максималните стойности на усукващите моменти и съответните стойности на напречните сили и огъващите моменти.



Фиг. 11.22. Напречно положение на подвижните товари за $\max M$, $\max V$ и съотв. T



Фиг. 11.23. Напречно положение на подвижните товари за $\max T$, съотв. V и съотв. M

Усукващите моменти се определят по формулата:

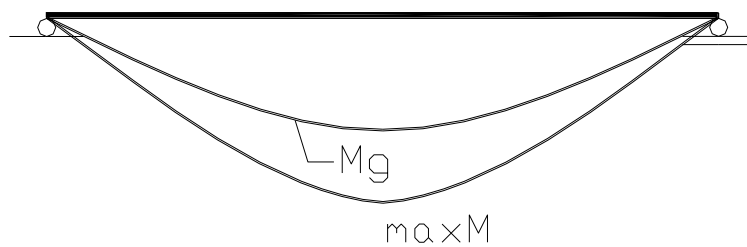
$$(11.4) \quad T = \sum V_i e_i,$$

където V_i е напречната сила за съответния товар (лента №1, или №2, остатъчна площ, товар върху тротоарите), а e_i - съответния му ексцентрицитет.

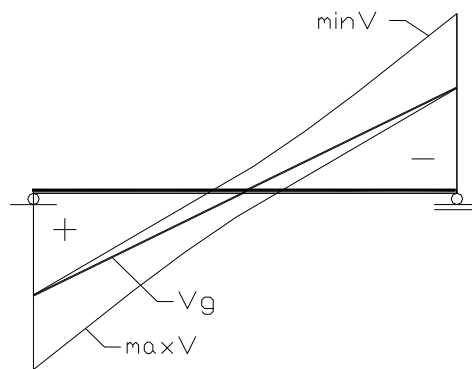
11.3.5. Мередажни стойности на разрезните усилия

Таблица 11.2. Таблица за усилията в пътен мост, система проста греда

i	Вид товар	M_i	V_i	e_i	$T_i = V_i e_i$
1	Постоянни товари – характеристични стойности $g_k = g_1 + g_2 + g_3 + g_4$, виж табл. 11.1				
2	Постоянни товари- изчислителни стойности $g_d = g_k \gamma_g = 1,35 g_k$				
Подвижни товари –характеристични стойности за max.M, max.V и съотв.Т					
3	Равномерно разпределен товар, лента №1				
4	Равномерно разпределен товар, лента №2				
5	Равномерно разпределен товар, остатъчна площ				
6	Пешеходци върху два тротоара *				
7	Двуосен товар, лента №1				
8	Двуосен товар, лента №2				
9	Сумарно $Q_k = (3)+(4)+(5)+(6)+(7)+(8)$				
Подвижни товари –характеристични стойности за max.Т, съотв.М и съотв.В					
10	Равномерно разпределен товар, лента №1				
11	Равномерно разпределен товар, остатъчна площ				
12	Пешеходци върху един тротоар				
13	Двуосен товар, лента №1				
14	Сумарно $Q_k = (10)+(11)+(12)+(13)$				
Комбинации за крайни гранични състояния					
15	За max.M, max.V и съотв.Т (2)+1,5.(9)				
16	За max.Т, съотв.М и съотв.В (2)+1,5.(14)				
Комбинации за експлоатационни гранични състояния , виж табл. 1.9					
17	Рядко повтаряща се (1)+(9)		**	**	**
18	Често повтаряща се (1)+0,75.[(7)+(8)]+0,4.[(3)+(4)+(5)+(6)]		**	**	**
19	Квази-постоянна (1)+0,2.[(3)+(4)+(5)+(7)+(8)]		**	**	**
<p>* При подвижни товари върху пътното платно, натоварването от пешеходци се приема $q_{fk}/2=2,5 \text{ kN/m}^2$.</p> <p>** За експлоатационни гранични състояния не се определят V и Т, понеже те не участват в проверките, дадени по-долу.</p>					

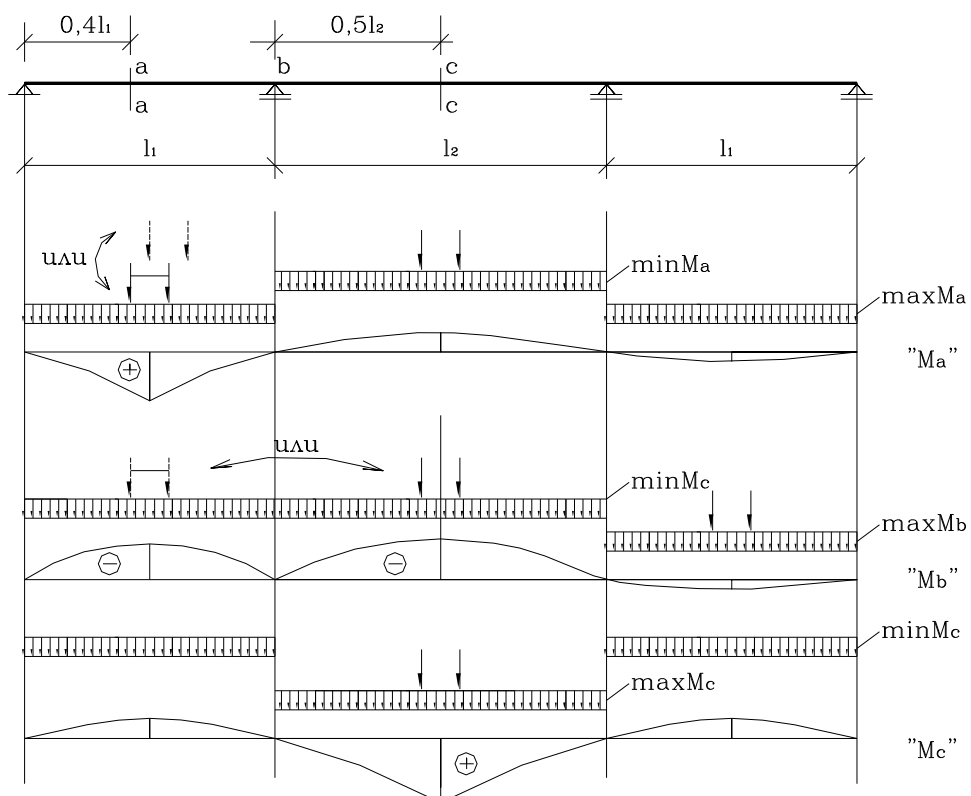


Фиг. 11.24. Гранична диаграма на моментите в проста греда



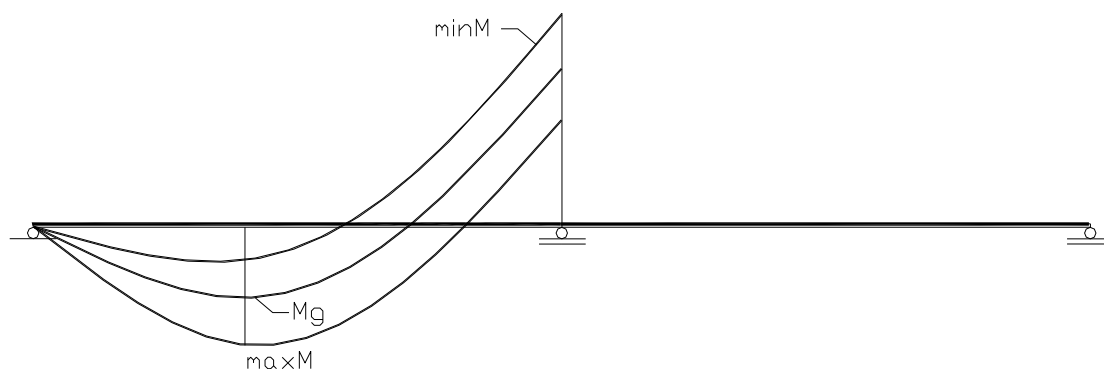
Фиг. 11.25. Гранична диаграма на напречните сили в проста греда

11.3.6. Разрезни усилия в непрекъснатата греда

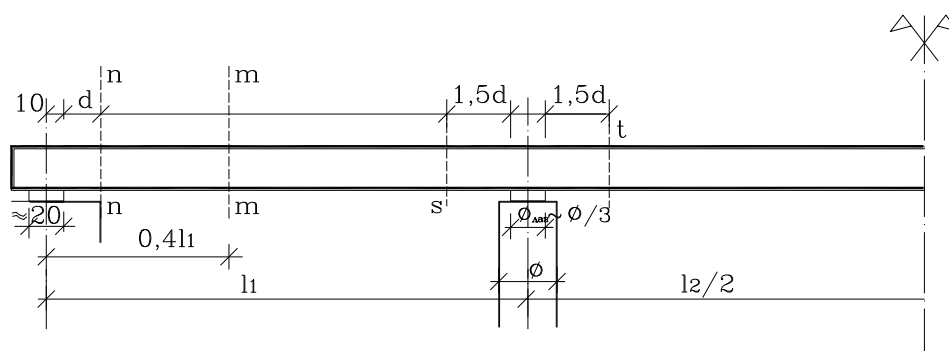


Фиг. 11.26. Линии на влияние за моментите в непрекъснатата греда

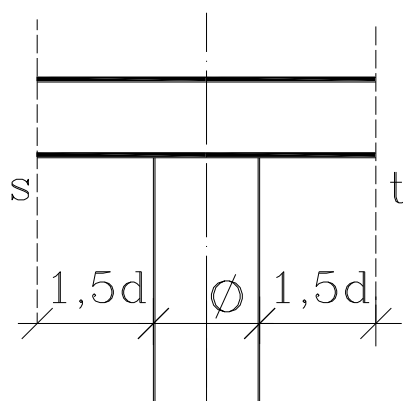
На фиг. 11.26 са дадени линиите на влияние за моментите в непрекъснатата греда. , на фиг. 11.27 – гранична моментова диаграма. Фиг. 11.28 и 11.29 показват меродавните сечения за определяне на напречните сили, а на фиг. 11.30 техните линии на влияние. Показани са положенията на товарите с оглед получаването на екстремни стойности на разрезните усилия.



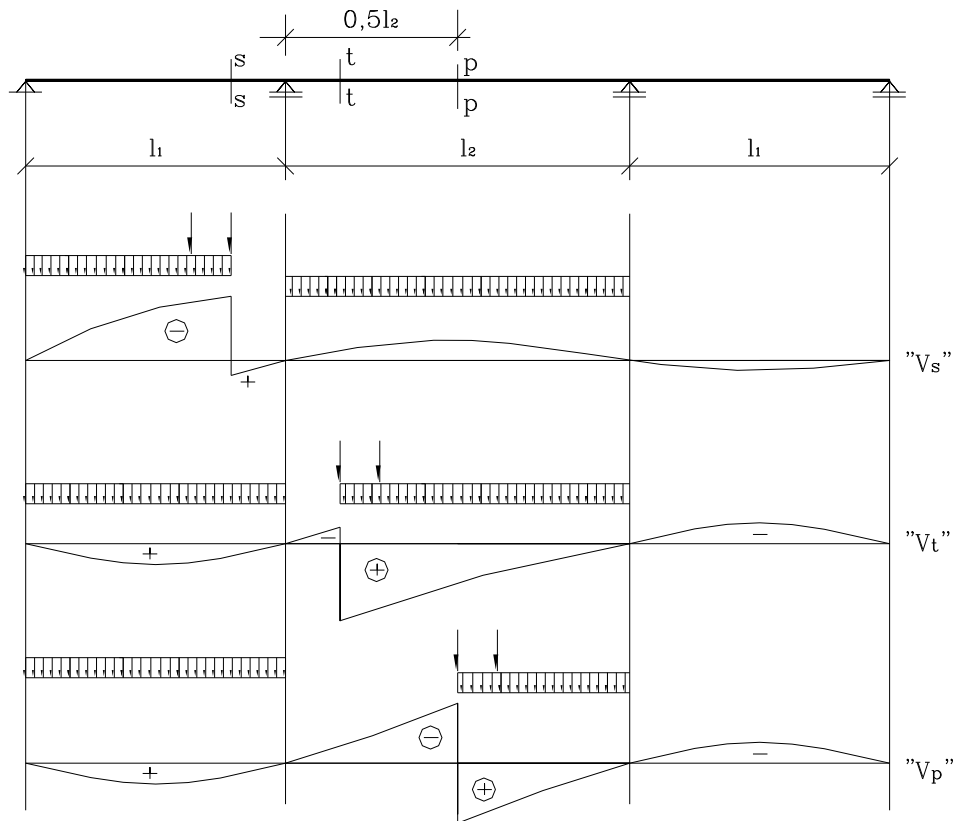
Фиг. 11.27. Гранична моментова диаграма в непрекъснатата греда



Фиг. 11.28. Меродавни сечения за напречни сили в непрекъснатата греда



Фиг. 11.29. Меродавни сечения за напречни сили при колона кораво свързана с върхната конструкция

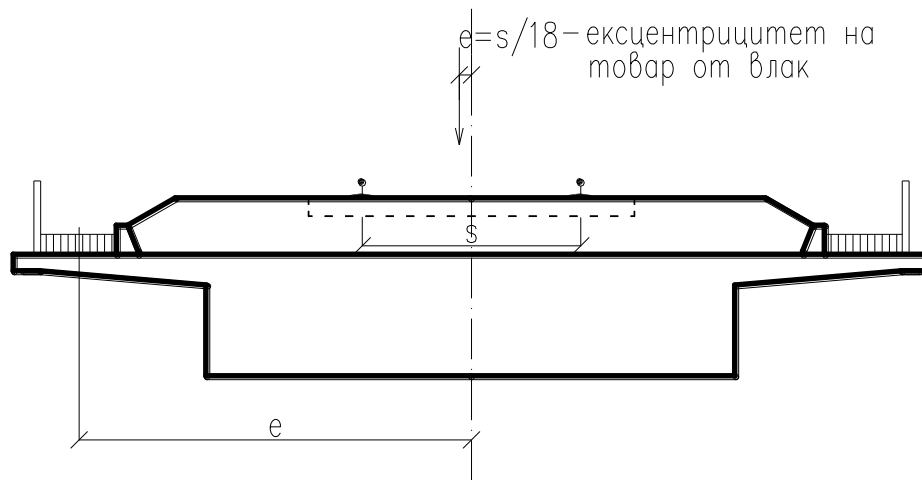


Фиг. 11.30. Линии на влияние за напречните сили в непрекъсната греда

11.4. Определяне на усилията в железопътни мостове

11.4.1. Постоянни натоварвания

Равномерно разпределените постоянни натоварвания се определят по формула (11.1).



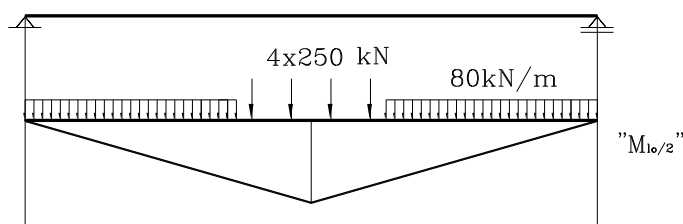
Фиг. 11.31. Схема за определянето на натоварвания на ж.п. мост

Таблица 11.3. Постоянни натоварвания за железопътен мост

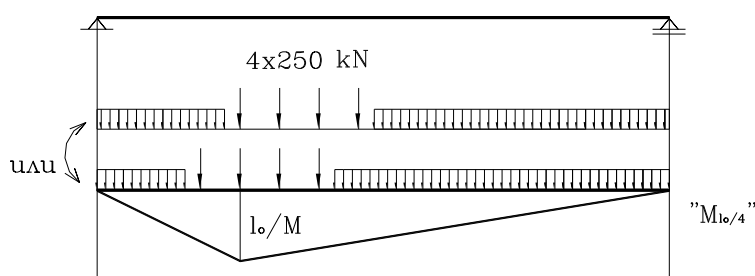
i	Вид елемент	γ_i (kN/m^3)
1	Стоманобетонна конструкция	26
2	Хидроизолационни пластове	24
3	Баласт	20
4	Релси и контрарелси	2,5 kN/m за коловоз
5	Парапети	Общо 2 kN/m за 2 парапета

11.4.2. Огъващи моменти в проста греда

На фиг. 11.32 и 11.33 са начертани линиите на влияние за моменти в средата и в сечението в четвъртината на проста греда. За определяне на моментите от постоянни натоварвания се прилага равномерно разпределение товар върху линията на влияние. Максималната стойност на момента от подвижен ж.п. състав за сечението в средата се получава, като товара се разполага симетрично върху линията на влияние. За линията на влияние за момента в четвъртината се опитват няколко положения на влака и взема това, което дава екстремна стойност на момента.



Фиг. 11.32. Линия на влияние за момента в средата на проста греда



Фиг. 11.33. Линия на влияние за момента в четвъртината на проста греда

Разрезните усилия от подвижен състав се определят като се отчита ексцентрицитетът $e = s/18 = 8,3$ cm (фиг. 11.31). Изследват се две състояния за товара от пешеходци:

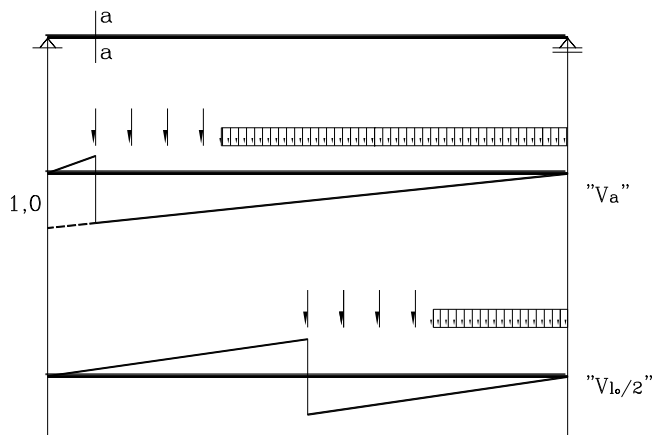
а) с натоварени два тротоара - за максимални огъващи моменти и напречни сили, както и съответни усукващи моменти.

б) с натоварен един тротоар – максимални усукващи моменти и съответни огъващи моменти и напречни сили.

В комбинациите участва и лъкатушната сила, която предизвиква усукващ момент.

11.4.3. Напречни сили в проста греда

Меродавното сечение близо до опората, което се проверява за напречни сили е дадено на фиг. 6.2 и фиг. 11.20. На фиг. 11.34 са линиите на влияние за напречни сили с положението на натоварванията за определяне на екстремните им стойности.

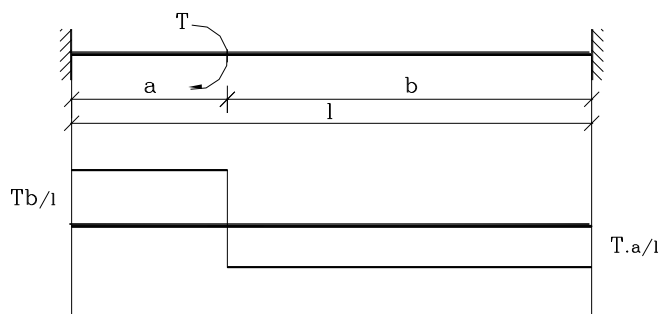


Фиг. 11.34. Линии на влияние за напречни сили

11.3.4. Усукващи моменти в проста греда

Усукващите моменти от вертикални товари при двете схеми на натоварване се определят по формула (11.4).

Лъкатушната сила има хакаристична стойност равна на 100 kN и може да бъде приложена на произволно място по коловоза. Тя действа на горния ръб на релсите, т.е. ексцентрично спрямо сечението и затова създава усукващ момент. Ексцентрицитетът се мери от горния ръб на релсите до центъра на правоъгълника. Така се получава концентриран усукващ момент. Гредата е подпряна на два лагера в края си или на стена и затова при подпорите си е запъната за усукване (но свободно подпряна за огъване). Усилията от концентриран усукващ момент се получават по схемата от фиг. 11.32. За получаване на екстремната стойност, усукващия момент се прилага в изследвания разрез. Диаграмата на усукващите моменти по дължината на гредата е показана на фиг. 11.35. За поемането на усукващите моменти се разглежда правоъгълната част на сечението без конзолите, виж т. 11.5.2.1.



11.35. Диаграма на усукващите моменти от концентриран усукващ момент

11.4.5. Меродавни стойности на разрезните усилия

Таблица 11.4 Таблица за усилията в железопътен мост, система проста греда

i	Вид товар	M_i	V_i	e_i	$T_i = V_i e_i$
1	Постоянни товари – характеристични стойности $g_k = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5$, виж табл. 11.3			0	
2	Постоянни товари- изчислителни стойности $g_d = g_k \gamma_g = 1,35 g_k$			0	
Подвижни товари –характеристични стойности					
3	Вертикални товари от влак LM71			0	
4	Лъкатушна сила				фиг. 11.32
5	Пешеходци върху един тротоар				
6	Пешеходци върху два тротоара			0	
Комбинации за крайни гранични състояния					
7	За max.M, max.V и съотв.Т (2)+1,45.(3)+?(4)+1,2(5)				
8	За max.Т, съотв.М и съотв. V (2)+1,45.(3)+?(4)+1,2(5)				
Комбинации за експлоатационни гранични състояния, виж т. 2.3.4					
9	Рядко повтаряща се (1)+(3)+0,8.(5)		**	**	**
10	Често повтаряща се (1)+0,8.(3)		**	**	**
11	Квази-постоянна (1)		**	**	**

Граничните диаграми на моментите и напречните сили в проста греда имат вида показан на фиг. 11.24 и 11.25.

11.5. ПРОВЕРКИ ПО КРАЙНИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

11.5.1. Проверка по нормални сечения

При проверката по нормални сечения е редно да се разгледа Т-сечение и решението се основава на предпоставките от т. 5.1. Но напречният разрез на връхната конструкция не прилича на типична плочогреда с тънко ребро и широк натисков пояс. В случая “реброто” е широко, сравнено с конзолите. За опростяване и в полза на сигурността сечението може да се изчислява като правоъгълно по методиката, изложена в т. 5.3.

11.5.2. Поемане на напречни сили и усукващи моменти

11.5.2.1. Общи положения

За поемането на напречните сили виж раздел 6. При наличие на усукващи моменти трябва да се отчете комбинираното им действие с напречните сили.

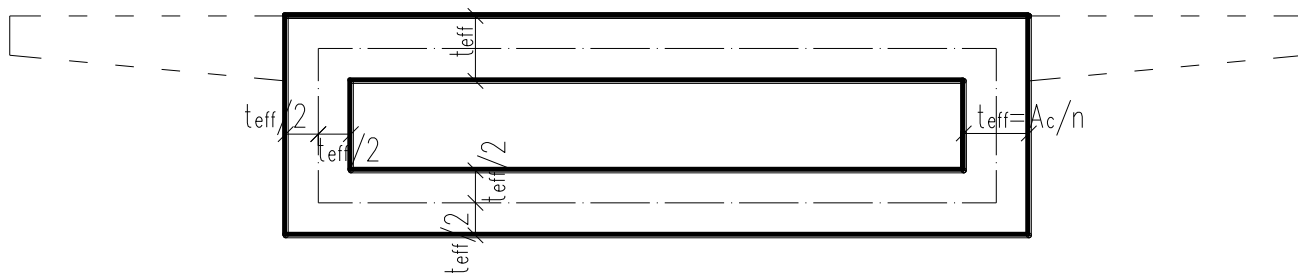
Напрегнатото състояние, дължащо се само на усукващ момент се получава от изчислителен модел условно кухо сечение, фиг. 11.34. За изследваната връхна

конструкция се пренебрегват конзолите и се разглежда правоъгълно сечение. На него съответства условното кухо сечение. Дебелината t_i на стените му се приема равна на:

$$(11.5) \quad t_i = A_c / u$$

където A_c е площта на напречното сечение (в случая на правоъгълника), а u - периметърът му. Съблюдава се условието, че t_i се приема не по-малко от два пъти разстоянието от центъра на надлъжните пръти до пълвърхността.

В осите на условното кухо сечение се развива пространствена ферма. Нейните пояси съответстват на надлъжните армировъчни пръти, а стремената играят ролята на вертикали. Диагоналите представляват натиснати бетонни ивици (диагонали), оформени между наклонените пукнатини, сключващи ъгъл θ с оста на елемента.



Фиг. 11.36. Условно кухо сечение; A_k - площта, заградена от пунктирната линия и включваща кухината

Максималният усукващ момент $T_{Rd,max}$, който може да бъде поет от сечението се получава по формулата:

$$(11.6) \quad T_{Rd,max} = \frac{2\nu_{red}f_{cd}A_k}{\cot g\theta + tg\theta}$$

където:

ν_{red} - коефициент за редуциране якостта на бетона при изследване на бетонните диагонали; за плътно сечение $\nu_{red} = 0,7\nu$; $\nu = 0,6$ (виж т. 6.3), т.е. $\nu_{red} = 0,42$;

f_{cd} - изчислителна стойност на напрежението в бетона, виж форм. (3.6);

A_k - площта заградена от осите на условното кухо сечение.

При съвместното действие на усукващ момент и напречна сила се приема $\cot g\theta = 1,2$.

Максималният изчислителен усукващ момент $T_{Ed,max}$, получен от статическото решение, трябва да удовлетворява условието:

$$(11.7) \quad T_{Ed,max} \leq T_{Rd,max}$$

При съвместното действие на напречна сила и усукващ момент трябва да бъде удовлетворено още и условието:

$$(11.8) \left[\frac{T_{Ed}}{T_{Rd, \max}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Ed}}{V_{Rd, \max}} \right]^2 \leq 1$$

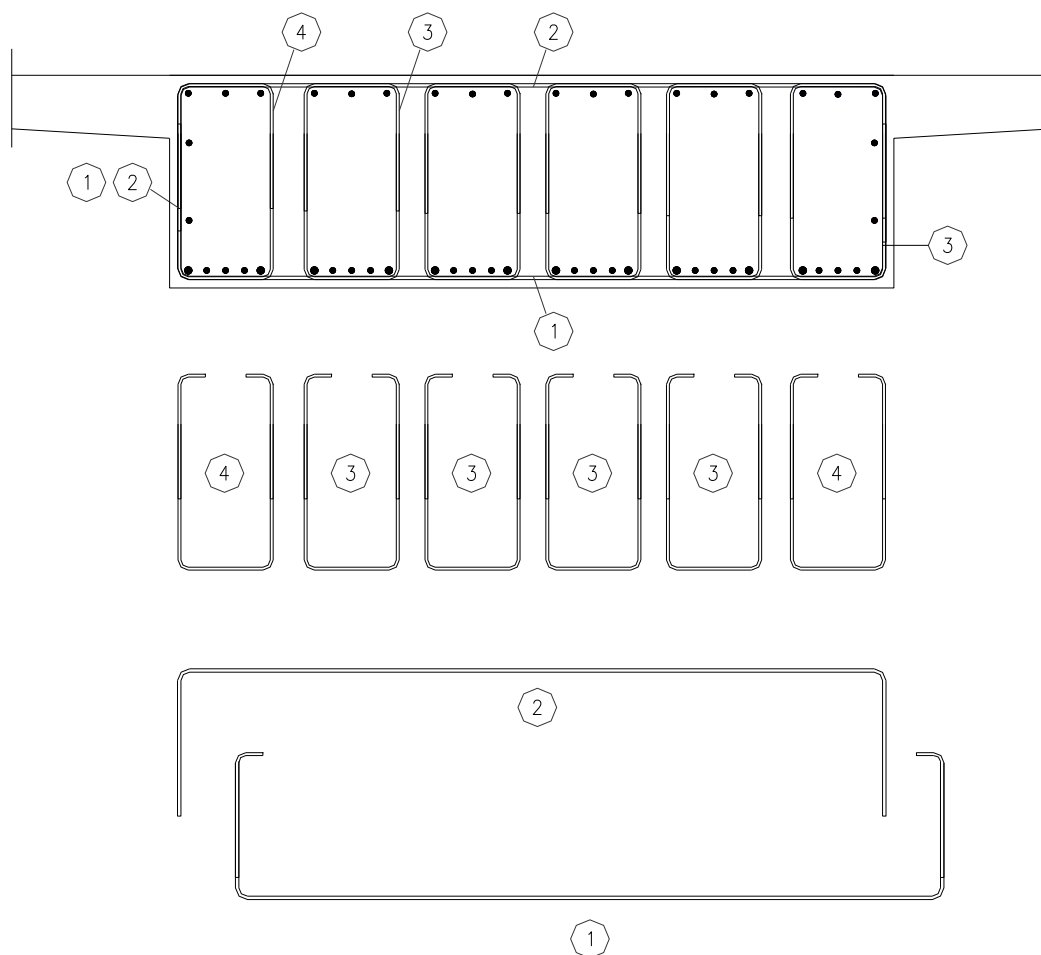
Формула (11.8), важи за плътни сечения, а за кутиеобразни дробите са на първа степен. В (11.8) T_{Ed} и V_{Ed} са от една комбинация, т.е. изследват се комбинациите:

1) max.T и съотв.V; 2) max.V и съотв.T.

Ако условия (11.7) и (11.8) не са изпълнени се увеличават размерите на сечението или се приема по-висок клас бетон.

11.5.2.2. Начин на армиране

Армировката за усукващи моменти се определя отделно от тази за напречни сили и огъващи моменти.



Фиг.11.37. Схема на армиране

Стремената за усукване трябва да бъдат по периферията (т.е. следвайки стените на условното кухо сечение), а тези за напречни сили – по цялата ширина на плътното сечение. Освен това трябва да се съблюдава условието, че най-много 5 надлъжни пръта трябва да бъдат обхванати от едно стреме. Поради това се предлага, конструирането да се извърши както е показано на фиг. 11.37 с две групи от стремени:

- Стремената за усукване се състоят от долна част (1) и капак (2). Снаждането на двете части трябва да бъде не по-малко от дължината на застъпване, определена по формула (9.5).

- Стремената за напречни сили (3) обхващат групи от надлъжни пръти (не повече от 5 броя). Препоръчва всички стремени в напречното сечение да бъдат еднакви. Възможно е също крайните стремени да обхващат по 4 пръта, а вътрешните по 5.

11.5.2.3. Стремена за напречните сили

Стремената за напречни сили трябва да удовлетворяват формула (6.9), която за случая е удобно да бъде преобразувана във вида:

$$(11.9) \quad (A_{sw}/s_w) = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta}$$

A_{sw} - общото сечение на стремени в напречния разрез, равно на произведението от броя на всичките им вертикални клонове (срезността) и напречното сечение на един клон;

s_w - разстояние между стремени;

z - рамо на вътрешните сили; допуска да се приеме $z \approx 0,9d$;

f_{yd} - изчислително напрежение на стоманата за стремени, виж. фиг. 3.6;

V_{Ed} - максималната напречна сила за изследваното сечение;

θ - ъгъл на наклона на натисковите диагонали; приема се $\cot \theta = 1,2$

Удобно е (A_{sw}/s_w) да бъде получено в cm^2/cm . Броят на вертикалните клонове (срезността n) зависи от конструирането, виж. фиг. 11.33. След това може да се избере диаметър на стремени и да се търси s_w , като се има предвид че $A_{sw} = n A_{sw}^1$, където A_{sw}^1 е сечението на един клон от стреме. Алтернативата е да се приеме $n A_{sw}^1$, а да се търси s_w .

Най-голямото количество стремени се получава за сечението близо до опората. Стремената може да бъдат еднакви за цялото протежение на гредата, или да бъдат променяни към средата в зависимост от диаграмата на напречната сила.

11.5.2.4. Стремена за усукващите моменти

Стремената за усукващи моменти се определят по формулата:

$$(11.10) \quad \frac{A_{sw}^1}{s_w} = \frac{T_{Ed}}{2 A_k f_{yd} \cot \theta}$$

където

A_{sw}^1 - напречното сечение на стреме, поемащо усукване, а s_w е разстоянието между стремени

T_{Ed} - максималният усукващ момент за разглежданото сечение;

A_k , f_{yd} и $\cot \theta = 1,2$ са обяснени по-горе.

С оглед на изпълнението на армировката разстоянието между стремени за усукване се приема равно или кратно на разстоянието между стремени за напречна сила.

Напр. ако за поемането на напречната сила е прието $s_w=20$ cm, то за стремената за усукващи моменти е подходящо $s_w=20, 30$ или 40 cm.

11.5.2.5. Надлъжна армировка за усукващи моменти

Необходимата надлъжна армировка за усукващи моменти се определя по формулата:

$$(11.11) \quad \frac{A_{si}}{b_i} = \frac{T_{Ed} \cot \theta}{2 A_k f_{yd}} t_{eff}$$

където

A_{si} - надлъжната армировка за усукване при съответната страна основа, или височина на сечението;

b_i - дължина на съответната страна, мерена в средите на дебелините на условното кухо сечение;

T_{Ed} - усукващ момент за разглежданото сечение при съответната комбинация;

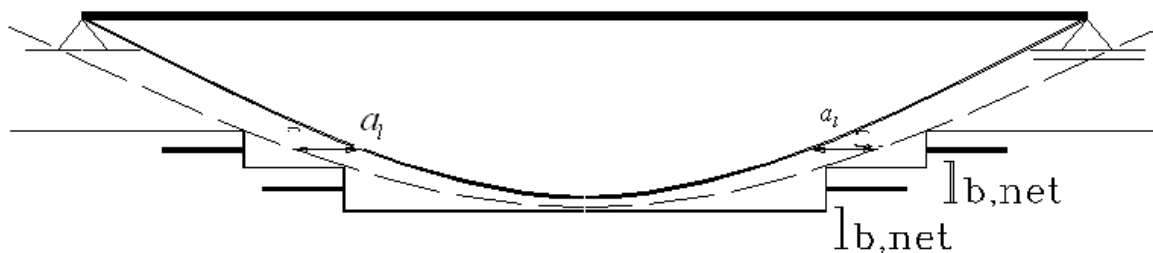
A_k , f_{yd} и $\cot \theta=1,2$ са обяснени по-горе.

Армировката A_{si} при долната повърхност на сечението, поемаща усукващия момент (в cm^2) се приема като брой пръти със същия диаметър като тази за поемане на огъващия момент, вж. т. 11.5.1. При това трябва да се вземе под внимание, че огъващия момент е най-голям в средата, а усукващия момент при опората. Освен това е редно армировката за максимален усукващ момент да се сумира с тази за съответния огъващ момент.

Надлъжната армировка по вертикалните стени и горната повърхност може да бъде с друг диаметър, напр. N28 за долната надлъжна армировка, а N14 – за страничната. В натисковата зона надлъжната армировка за усукване може да бъде намалена. Но в случая са необходими надлъжни пръти във всеки ъгъл на стремената и тази конструктивна армировка може би ще покрие и необходимата надлъжна армировка за усукване.

11.5.2.6. Конструирание на надлъжната армировка с оглед поемането на напречните сили

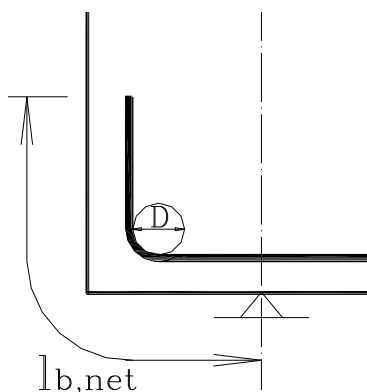
При поемането на напречните сили, напреженията в надлъжната опънна армировка нарастват. Това се прави практически чрез “разтягане” на диаграмата на опънните сили, както е показано на фиг. 6.5 и фиг. 11.34. От диаграмата на моментите се получава подобната на нея диаграма на опънните сили $F_{s1}=M/z$. Начертава се хоризонтално разтегнатата с a_l диаграма, начертана с пунктир на фиг. 11.34. Вертикалните линии на “стъпалата” отговарят на прекъсването на прътите, където те не са необходимо по изчисление. След “стъпалото” прътът трябва да бъде удължен със закотвящата дължина $l_{b,net}$, виж формула (9.4). Трябва да се има предвид, че не бива да се прекъсват прътите в ъглите на стремената, т.е. поне 20% от прътите се стигат до опорите. Тези пръти трябва да бъдат сигурно закотвени с оглед поемането на напречните сили.



Фиг. 11.38. Покриване на диаграмата опънните сили в армировката

Силата F_{s1} в прътите минаващи през теоретичната ос на крайната опора (лагер или стена) се определя по формулата:

$$(11.12) F_{s1} = 0,5 V_{Ed} \cot g \theta$$



Фиг. 11.39. Закотвяне на надлъжната армировка при крайна опора

От F_{s1} се определя дължината на закотвяне $l_{b,net}$, която се мери от теоретичната ос на опората до края на пръта. Обикновено разстоянието до челото на гредата е недостатъчно и поради това прътите се завиват вертикално нагоре, виж. фиг. 11.39. Диаметърът на огъване трябва да отговаря на изискванията от табл. 9.1.

Изискванията за закотвяне важат и за надлъжните пръти поемащи усукващия момент, които са определени в съответствие с 11.5.2.5 и които се добавят към тези необходими за напречните сили и огъващите моменти.

11.6. ПРОВЕРКИ ПО ЕКСПЛОАТАЦИОННИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Методиките за извършване на проверките по експлоатационни гранични състояния са дадени в раздел 7 на настоящите Методични указания. Стойностите на усилията за тези проверки при съответните комбинации се взимат от табл. 11.2 и 11.4.