

УВАЖАЕМИ КОЛЕГИ,

В Еврокодовете има някои недостатъци, които могат да повлияят върху надеждността на конструкциите. Има се предвид, че при проектирането им, тези недостатъци могат да доведат до по-малко армировка от действително необходимата, или някои напрегнати конструкции могат да не бъдат осигурени срещу крехко разрушение.

Възможно е при предварително напрегнат стоманобетон зони над опорите, които са със сложно напрегнато състояние, да не бъдат с добре конструирана армировка, което да повлияе върху надеждността на елементите им.

Дадените тук предложения не са в разрез с действащите Еврокодове, а само ги уточняват.

Считам, че дадените по-долу уточнения ще помогнат на проектантите в тяхната работа.

ТОЧКА 1

СТАНДАРТ БДС EN 1992 част 1-1

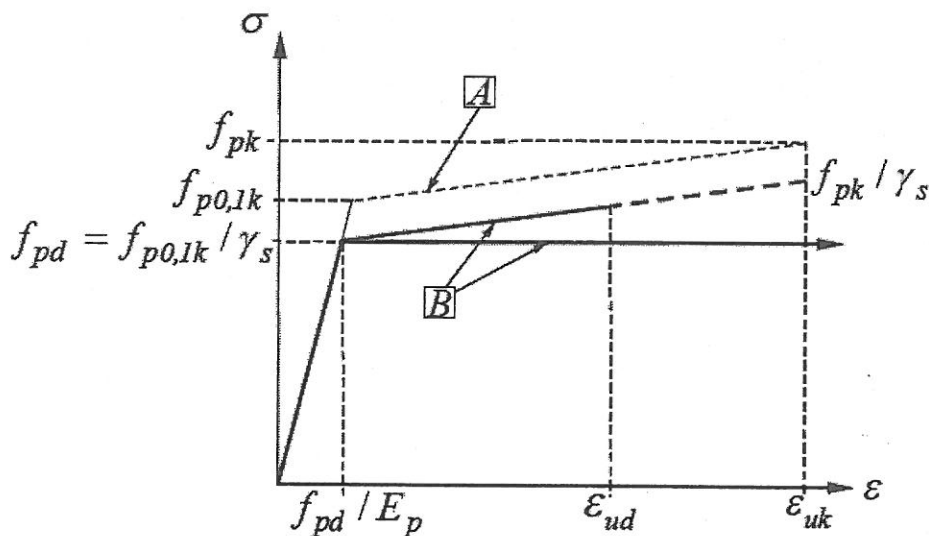
Съществуващи норми.

3.3.6 Изчислителни предпоставки

(7) При проверки на напречни сечения може да се направи едно от следните приемания (виж фигура 3.10):

- наклонен клон с максимална деформация ϵ_{ud} . Изчисляването може да се извършва също въз основа на занисимостта напрежения/деформации, ако е известна, като напрежението над еластичната граница се намали, както е показано на фигура 3.10, или
- хоризонтален горен клон без ограничаване на деформацията.

ЗАБЕЛЕЖКА: Стойността на ϵ_{ud} за съответната страна може да се намери в нейното Национално приложение. Препоръчителна стойност е $0,9 \cdot \epsilon_{uk}$. Ако не са известни по-точни стойности, препоръчителните стойности са $\epsilon_{ud}=0,02$ и $f_{pd}/f_{pk}=0,9$.



[A] – Идеализирана диаграма [B] – Изчислителна диаграма

Фигура 3.10 – Идеализирана, характеристична и изчислителна диаграми напрежения-деформации за стомана за предварително налягане (за опънното налягане и за деформацията са показани абсолютни стойности)

Недостатъци на съществуващия нормативен документ:

- За хоризонталния горен клон на диаграмата не е регламентирано при какво удължение на напрегащата армировка, елемента се разрушава.
- Написаното в нормите, че хоризонталния горен клон на напрегащата армировка е без ограничениена деформацията води до приемането, че напреженията във всички напрегащи елементи са граничните f_{pd} . Не винаги това е така. Може да има редове, в които напреженията не са f_{pd} , а σ_p . Това води до проектиране на конструкции с по-малка напрегаща армировка от необходимата.
- В нормите нищо не е дадено за предварителната относителна деформация $\epsilon_p^{(0)}$.

Предложение:

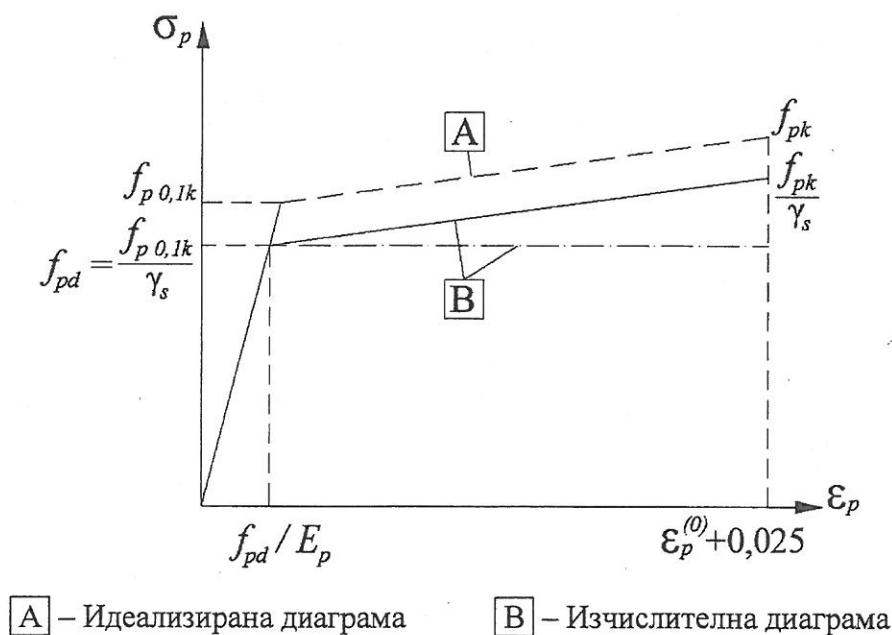
Описаните недостатъци могат да бъдат отстранени с използване на идеализирана и изчислителна диаграма напрежения-относителни деформации за стомана за предварително напрегане, регламентирана в DIN Fb 102. Изчислителните предпоставки и идеализираната изчислителна диаграма са дадени в П.3.3.6.

П.3.3.6 Изчислителни предпоставки

(7) Изчислителната проверка се провежда въз основа на номиналната площ на напречното сечение на напрегащата армировка с приемане на изчислителната диаграма напрежения-относителни деформации, дадена на фиг.П.3.10.

Опростяващо е позволено да се приеме хоризонтален горен клон на диаграмата напрежения-деформации съгласно фиг.П.3.10.

За оразмеряване на напречното сечение относителната деформация на армировката ϵ_p е ограничена на стойността $(\epsilon_p^{(0)} + 0,025)$. При това $\epsilon_p^{(0)}$ е предварителна относителна деформация на напрегащата армировка.



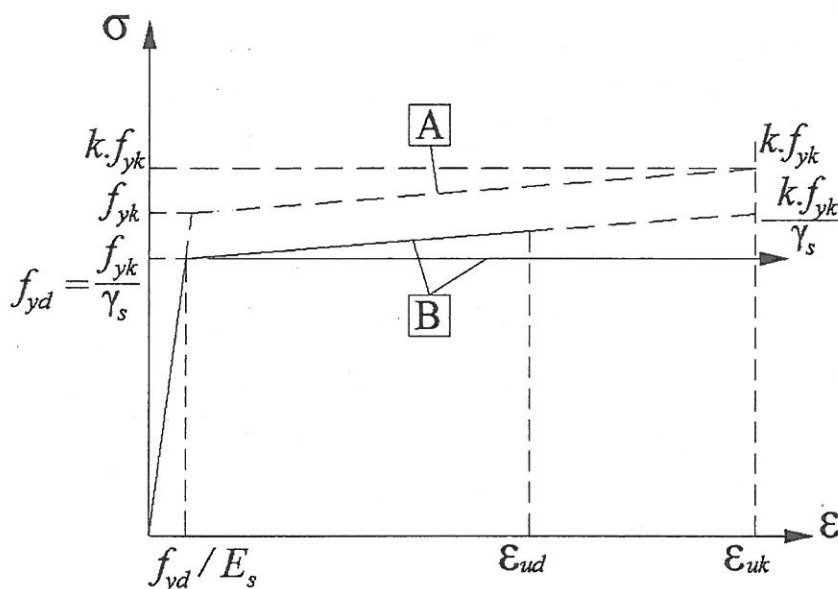
Фигура П.3.10 – Идеализирана и изчислителна диаграми напрежения-относителни деформации за стомана за предварително напрегане

Съществуващи норми.**3.2.7 Изчислителни предпоставки**

(2) При обичайното проектиране може да се направи едно от следващите приемания (виж фигура 3.8):

- а) наклонен горен клон с гранична деформация ϵ_{ud} и максимално напрежение $k f_{yk}/\gamma_s$, съответно на ϵ_{uk} , където $k = (f_t/f_y)_k$;
- б) хоризонтален горен клон без необходимост от проверка на граничната деформация.

ЗАБЕЛЕЖКА: Стойността на ϵ_{ud} за съответната страна може да се намери в нейното Национално приложение. Препоръчителна стойност е $0,9 \cdot \epsilon_{uk}$.



Фигура 3.8 – Идеализирана характеристична и изчислителна диаграми напрежения-деформации за армировъчна стомана (за опън и натиск)

Недостатъци на съществуващия нормативен документ:

- Написаното в нормите, че “хоризонталния горен клон без необходимост от проверка на граничната деформация” не регламентира при какво удължение елемента се разрушава.
- То води до приемането, че напреженията във всички пръти са граничните f_{yk}/γ_s . Може да има редове, в които напреженията не са f_{yk}/γ_s , а σ_y . В този случай следва, че проектираните конструкции са с по-малка по площ армировъчна стомана от необходимата.

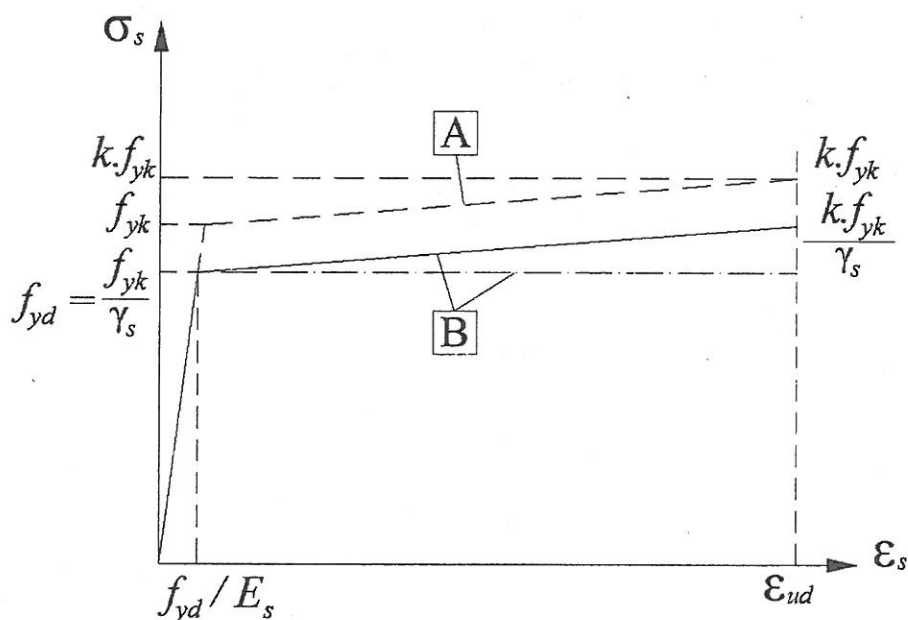
Предложение:

3.2.7 Изчислителни предпоставки

(2) При обичайното проектиране може да се направи едно от следващите приемания (виж фигура П.3.8):

а) Наклонен горен клон с гранична деформация ϵ_{ud} и максимално напрежение $k.f_{yk}/\gamma_s$, където $k=(f_t/f_y)_k$. За оребрени армировки от армировъчна стомана класове B500A, B500B и B500C в DIN Fb 102 е приет коефициент, който зависи от класа на дуктилност, $k=1,05$. Предлага се за всички оребрени армировки от армировъчна стомана да се приеме $k=1,05$.

б) Хоризонтален горен клон с гранична деформация ϵ_{ud} . Относителната деформация на армировката ϵ_s да се ограничи на стойността $\epsilon_{ud} = 0,025$.



[A] – Идеализирана характеристична диаграма

[B] – Изчислителна диаграма

Фигура П.3.8 – Идеализирана и изчислителна диаграми напрежения-относителни деформации за армировъчна стомана.

ТОЧКА 3

СТАНДАРТ БДС EN 1992-2

Съществуващи норми.

В Еврокодовете не е предвидена един вид задължителна армировка. Такава е повърхностната армировка при предварително напрегнати строителни елементи. Основните положения на този вид армировка са дадени в DIN Fb 102/ 2009 г.

Предложение:

6.1 Огъване с или без нормална сила

(111) При строителни елементи с предварително напрегане винаги се конструира повърхностна армировка по таблица 6.2. За основна стойност на ρ да се използват стойностите от таблица 6.1.

Таблица 6.1 Основни стойности на коефициента на армиране ρ за определяне на най-малката армировка.

колона	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
ред	Характеристична натискава якост на бетона f_{ck} в N/mm^2									
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	
1	ρ [%] ^a	0,51	0,61	0,70	0,83	0,93	1,02	1,12	1,21	1,31

^a Тези стойности следват от $\rho = 0,16 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$. Таблица 6.1 не може да се ползва за леки бетони.

Повърхностната армировка определена по 1* (виж по-надолу) може да се включи при всички доказателства в гранични състояния по носеща способност и експлоатационна пригодност на изискваната армировка за различните случаи, когато тя изпълнява правилата за конструирането и закотвянето.

Повърхностната армировка в опънатата и натисквата зона на плочи се конструира във вид на армировъчни мрежи, които се състоят от два приблизително под прав ъгъл кръстосани реда от обикновена армировка с изисквана площ на напречното сечение за различните случаи по таблица 6.2. При това разстоянието между прътите не може да бъде по-голямо от 200 mm.

За конструктивна минимална армировка трябва да се изпълнят следните изисквания:

Всички външни и вътрешни ограничителни повърхности на строителни елементи тип шайби и плочовидни строителни елементи, съответно части с подобни елементи (например кухи опори) трябва да съдържат кръстосана армировка. Всяка ограничителна плоскост трябва да съдържа в двете армировъчни посоки стоманено напречно сечение 0,06 % от бетонното напречно сечение с диаметър на прътите $d_s \geq 10 \text{ mm}$ и $S \leq 200 \text{ mm}$.

Таблица 6.2 Минимална повърхностна армировка за различните области на предварително напрегнат стоманобетонен елемент

колона		1	2	3	4
ред		плочи, плочогреди и широки греди ($b_w > h$) на m'		греди с $b_w \leq h$ и стебла на плочогреди и кутиеобразни носачи	
1	- при греди по всяка странична повърхност - при плочи с $h \geq 1,0 m$ по всеки опрян или неопрян ръб	$1,0 \cdot \rho \cdot h$ съотв. $1,0 \cdot \rho \cdot h_f$		$1,0 \cdot \rho \cdot b_w$ на m'	
2	- в натисковата зона на греди и плочи по външен ръб - в предварително натиснати опънни зони на плочи	$1,0 \cdot \rho \cdot h$ съотв. $1,0 \cdot \rho \cdot h_f$		$1,0 \cdot \rho \cdot h \cdot b_w$	
3	- в натиснати пояси с $h > 12 cm$ (горно и долно положение)	$1,0 \cdot \rho \cdot h_f$		-	

При това:

h е височината на гредата или дебелината на плочата;

h_f - дебелината на натиснатия или опънатия пояс от профилни (Т, двойно Т и др.) напречни сечения;

b_w – широчината на стеблото на гредата;

ρ – основна стойност по таблица 6.1.

1* Най-малката стойност на надлъжната армировка $A_{s,min}$ на общата площ на напречното сечение се определя от уравнението:

$$A_{s,min} = (0,15 \cdot |N_{ed}|) / f_{yd}, \text{ където } f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Стойността на $A_{s,min}$ не трябва да бъде по-голяма от $0,003 \cdot A_c$.

Най-малката армировка при това не трябва да се избере по-голяма от съответстваща на диаметър $d_s = 16 mm$ при разстояние между прътите $s = 150 mm$.

Коментар

Съгласно раздел 6.1. на БДС EN 1992-2 :2002 за избягване на крехкото разрушение, се използва методът даден в (109) на раздел 6.1.

То може да бъде удовлетворено по един от следните методи:

а) Чрез проверката за носимоспособност с намалено сечение на напрегнатата армировка.

По този метод се прави редукция на площта на напрегнатата армировка и с така определената напрегната армировка се определя носимоспособността и ако тя е удовлетворена се избягва крехкото разрушение, като не е необходима обикновена армировка за това.

При това по БДС EN 1992-2 :2002 няма предварителна минимална армировка за предварително напрегнат стоманобетон.

По DIN Fb 102 е даден същия метод а) със същото заключение, но там има предвидена минимална армировка за напрегнат стоманобетон.

От написаното може да се направи заключението, че по метода а) на БДС EN не се осигурява обикновена армировка срещу крехко разрушение, докато по DIN Fb 102 се осигурява с минималната армировка за напрегнат стоманобетон.

Затова при проектирането използвайте само метод b) на раздел 6.1 точка (109)

В този случай се спазват правилата дадени в (110) на БДС EN 1992-2 :2002 на раздел 6.1.

При метод b) обикновената армировка предвидена по други причини, може да се включи в $A_{s,min}$.

Надявам се дадените уточнения да помогнат на проектантите на стоманобетонни мостове в тяхната работа.

Съставил: проф. дтн. инж. И. Лалов