

Dimenzioniranje spregnutih mostova

Sadržaj

1. Osnove za projektiranje, proračun i dimenzioniranje

Granično stanje nosivosti (GSN)

Granično stanje uporabe (GSU)

Konstruktivne odredbe za osiguranje trajnosti

2. Građiva

Konstruktivski čelik

Beton

Betonski čelik

Sredstva za sprežanje (moždanici)

3. Granična stanja nosivosti (GSN)

3.1 Općenito

3.2 Značajke poprečnog presjeka

3.2.1 Sudjelujuća širina spregnutih betonskih pojaseva za dokaz nosivosti

3.2.2 Krutost na savijanje

3.3 Podjela u klase (razrede)

3.4 Nosivost presjeka

3.4.1 Savijanje

3.4.1.1 Plastična otpornost – klase presjeka 1 i 2

3.4.1.2 Otpornost na savijanje s ograničenim deformacijama – klasa 3

3.4.1.3 Elastična otpornost na savijanje

3.4.1.4 Presjeci klase 4

3.4.2 Poprečna sila

3.4.3 Savijanje, normalna i poprečna sila

3.5 Proračun unutarnjih sila

3.5.1 Općenito

3.5.2 Utjecaj pojave pukotina u betonu

3.6 Bočno izvijanje

3.7 Vlačno naprezani konstrukcijski elementi

3.7.1 Beton u vlaku

3.7.2 Spregnuti konstrukcijski elementi u vlaku

4. Granična stanja uporabe (GSU)

- 4.1. Dokazi naprezanja
- 4.2. Dokaz sigurnosti na disanje hrpta
- 4.3. Minimalna armatura i ograničenje pukotina
- 4.4. Progibi i deformacije

5. Osiguranje sprežanja

6. Spregnute betonske ploče

7. Kolničke ploče s predgotovljenim dijelovima

8. Pravila projektiranja za rasponske sklopove cestovnih mostova sa glavnim nosačima na malom razmaku i/ili betonskim poprečnim nosačima nad osloncima

1. Osnove za projektiranje, proračun i dimenzioniranje

GSN

gubitak ravnoteže konstrukcije ili nekog njenog dijela
 otkazivanje uslijed velikih deformacija, izazvanih slomom ili gubitkom stabilnosti konstrukcije ili nekog njenog dijela, otkazivanjem sredstava za sprezanje, ležajeva ili temelja
 otkazivanje uslijed umornosti

GSU

deformacije i progibi, koji imaju negativni utjecaj na uporabu konstrukcije ili prouzrokuju oštećenja na nenosivim konstrukcijskim dijelovima
 vibracije, koje izazivaju nelagodu ljudi ili oštećenja na konstrukciji ili ograničavaju funkcioniranje konstrukcije
 pukotine u betonu, koje nepovoljno djeluju na trajnost i nepropusnost
 oštećenje betona uslijed prekomjernih tlačnih naprezanja, koje mogu dovesti do smanjenja trajnosti
 popuštanje u spoju za sprezanje
 prekomjerno puzanje i pojava mikropukotina kao i nereverzibilno (nepovratno) ponašanje konstrukcije uslijed prekomjernih naprezanja

GRANIČNO STANJE NOSIVOSTI

$$E_d \leq R_d$$

$$R_d = R \left[\frac{f_{yk}}{\gamma_a}, \frac{\alpha_c f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}, \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \right]$$

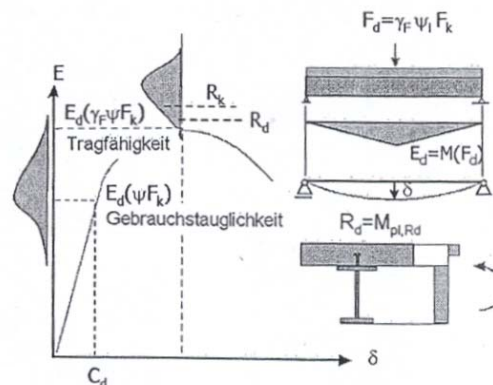
$$E_d = E (\gamma_F \psi F_k)$$

GRANIČNO STANJE UPORABE

$$E_d \leq C_d$$

$$E_d = E (\psi F_k)$$

C_d - zadani uvjeti
 (progibi, širina pukotina)



Sl. 1-1: Koncept sigurnosti i mjerodavna stanja nosivosti i uporabljivosti

1.1 Granično stanje nosivosti (GSN)

$$S_d = \sum \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

DJELOVANJE	PARCIJALNI KOEFICIJENTI SIGURNOSTI		KOMBINACIJSKI KOEFICIJENT ψ_{0i}
	POVOLJNO	NEPOVOLJNO	
STALNO DJELOVANJE γ_G	1,0	1,35	-
PROMET γ_Q	-	1,50	VOZILA: 0,75 KONTINUIRANO: 0,40
PLANSKI UNESENE DEFORMACIJE γ_P	1,0	1,10 1,0 – kod prednapinjanja	-
SKUPLJANJE γ_{Sh}	-	1,00	-
SLIJEGANJE γ_Q	-	1,00	-
TEMPERATURA γ_Q	-	1,50	0,0 bzw. 0,8 *)
VJETAR γ_Q	-	1,50	0,3 **)
HORIZONTALNI PRITISAK		1,50	
IZVANREDNO DJELOVANJE	-	1,00	

Tab.1-1: Parcijalni faktori sigurnosti odnosno koeficijenti kombinacije za djelovanja cestovnih mostova

VRSTA OPTEREĆENJA		VERTIKALNO OPTEREĆENJE	HORIZONTALNA		VERT. OPT. ZA PJEŠAČKE I BICIKLISTIČKE MOSTOVE	NAPOMENE
Lastmodell		GLAVNO OPTER.	VUČNE I KOČNE SILE	CENTRIFUG. SILE	JEDNOLIKO OPTEREĆENJE	
GRUPA OPTEREĆENJA	gr1	KAR. VRIJEDNOST	0	0	SMANJENA VRIJEDNOST OD 2,5 kN/m ²	MJERODAVNO ZA RASPOSKI SKLOP
	gr2	ČESTA VRIJEDNOST	KAR. VRIJEDNOST	KAR. VRIJEDNOST	0	U PRAVILU ZA DIM. LEŽAJA I DONJEG USTROJA
	gr3	0	0	0	KAR. VRIJEDNOST	

Tab.1-2: Grupe djelovanja za cestovne mostove

Kod dokaza graničnog stanja nosivosti uzimaju se u obzir mogući pomaci temelja, a kod graničnog stanja uporabe vjerojatni pomaci temelja.

Za opterećenja od gubitka hidratacijske topline uzima se parcijalni faktor sigurnosti 1,0.

Slučaj opterećenja zamjena ležaja promatra se kao izvanredno djelovanje.

Parcijalni faktori sigurnosti za otpornost gradiva navedeni su u Tab.1-3.

KOMBINACIJE	KONSTRUKCIJSKI ČELIK		ARMATURA	BETON	MOŽDANICI
	γ_a *)	γ_{Rd}	γ_s	γ_c	γ_v
OSNOVNA	1,0	1,1	1,15	1,5	1,25
IZVANREDNA	1,0	1,0	1,0	1,3	1,0

Tab.1-3: Parcijalni koeficijenti sigurnosti na otpornost gradiva

Granično stanje uporabe (GSU)

Spregnuti mostovi se u odnosu na dokaze graničnog stanja uporabljivosti svrstavaju u klase za osiguranje dovoljne trajnosti. Tom klasifikacijom određuje se kombinacija djelovanja mjerodavna za provođenje dokaza dekompresije (rastlačenja) i dokaza širine pukotina.

Za cestovne i željezničke spregnute mostove bez prednapinjanja kabelima usvaja se kategorija D.

Za granično stanje uporabljivosti definiraju se sljedeće mjerodavne kombinacije djelovanja:

- rijetka kombinacija (50 godina): $S_d = \sum G_{kj} + P_k + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- ne-česta kombinacija (1 godina): $S_d = \sum G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{1,i} Q_{k,i}$
- česta kombinacija (1 tjedan): $S_d = \sum G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- quasi-stalna kombinacija (1 dan): $S_d = \sum G_{kj} + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

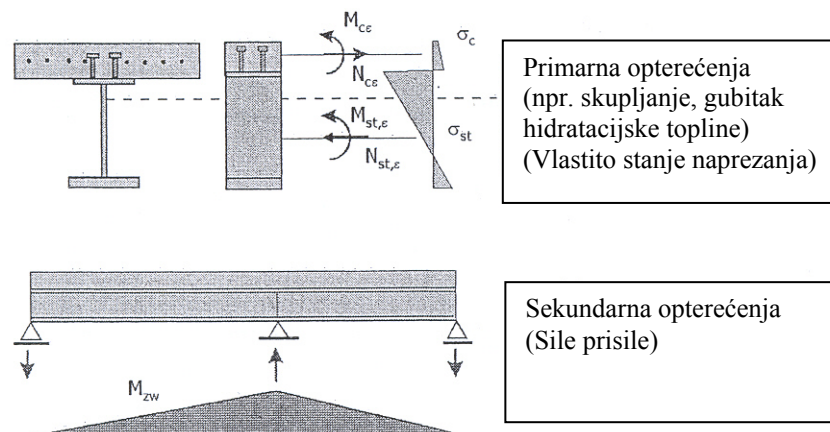
GRANIČNO STANJE UPORABE (GSU) $E_d \leq C_d$	
$C_d =$	-deformacije -pojava pukotina -prevelika tlačna naprezanja betona -preveliko popuštanje u spoju -preveliko puzanje -disanje hrpta -vibracije

PROPISANA KLASA	KOMBINACIJE DJELOVANJA ZA DOKAZ	
	DEKOMPRESIJA	OGRANIČENJE PUKOTINA
A	nečesta	
B	česta	nečesta
C	quasi stalna	česta
D		česta
E		quasi stalna

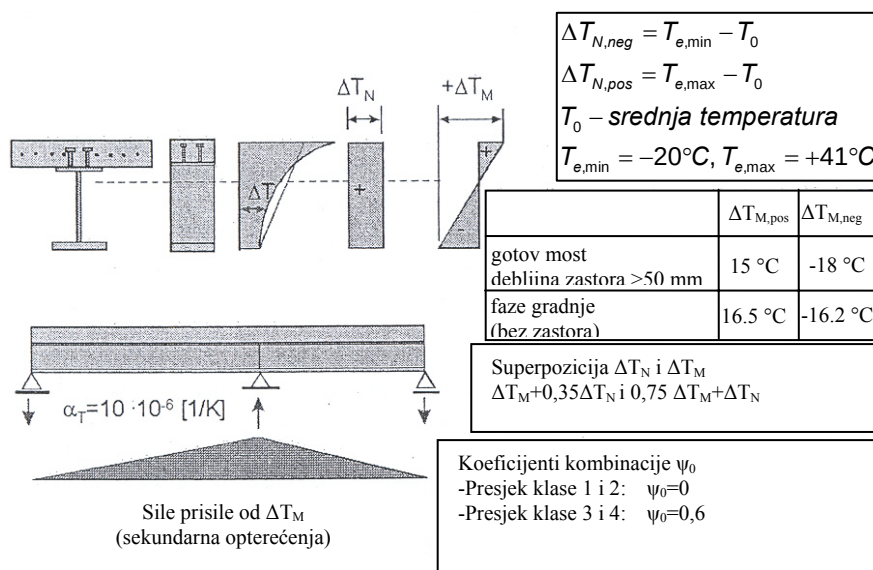
Sl. 1-2: Granična stanja uporabljivosti i klase

Parcijalni faktori sigurnosti za otpornost gradiva uzimaju se za stanje uporabljivosti s vrijednosti 1,0.

Kod djelovanja sila prisile uslijed skupljanja, puzanja i temperature kod spregnutih mostova ima nekih posebnosti. Puzanje i skupljanje betona, kao i nelinearna promjena temperature u spregnutim presjecima izazivaju vlastita naprezanja i deformacije (rotacije i izduženja). Djelovanja pridružena tim utjecajima dijele se na indirektna i direktna. Vlastita naprezanja kod statički određenih sustava označavaju se kao primarna naprezanja. Prisilna naprezanja koja nastaju uslijed ovih primarnih naprezanja kod statički neodređenih sustava uslijed uvjeta kompatibilnosti označuju se kao sekundarna naprezanja. Pripadna djelovanja, općenito ležajne reakcije, promatraju se kao promjenjive deformacije (indirektna djelovanja). Razlike između primarnih i sekundarnih naprezanja na primjeru skupljanja i promjene temperature prikazani su na sljedećoj skici.



Sl.1-3: Primarna i sekundarna naprezanja za indirektna djelovanja



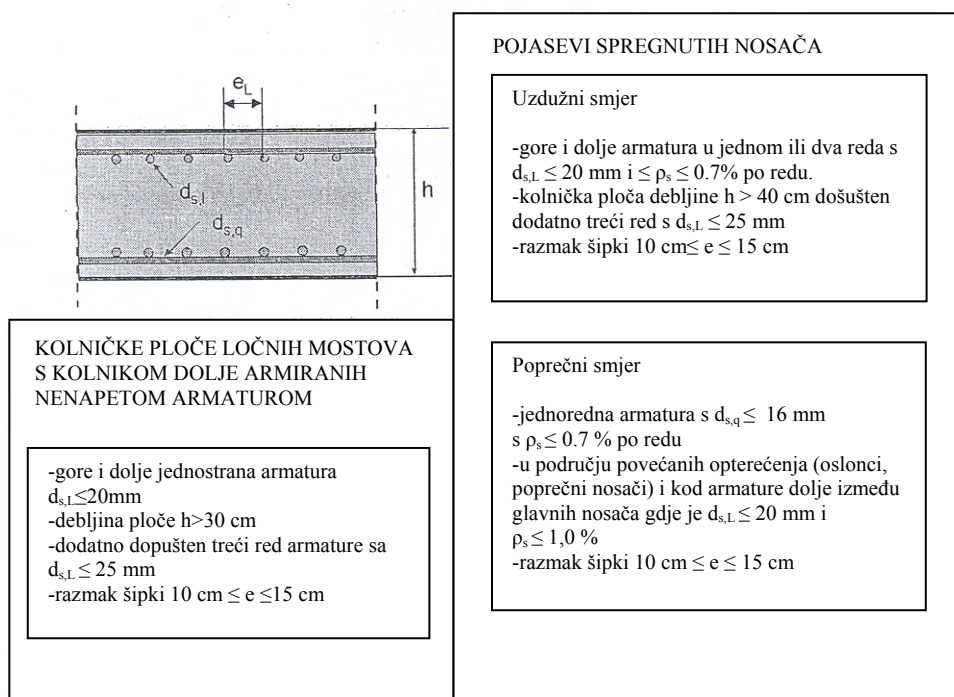
Sl.1-4: Temperaturna djelovanja za spregnute mostove

Konstruktivske odrednice za osiguranje trajnosti

Ovim konstruktivskim pravilima osigurava se ugradba i zbijanje betona i izbjegava se preopterećenje gornjih pojasa čeličnih nosača iznad srednjih oslonaca za sile u uzdužnoj armaturi betonske ploče.

- razmak uzdužne i poprečne armature ne smije biti manji od 10 cm ni veći od 15 cm.
- zaštitni sloj nenapete i prednapete armature sukladno DIN Fachbericht 102.
- poprečni smjer: na svakoj strani jednoredna armatura $d_{s,q} \leq 16$ mm s postotkom armiranja $\rho_s \leq 0,7\%$ betonskog presjeka;
u područjima lokalno povećanih naprezanja (oslonci, poprečni nosači, pokrivanje uzdužnih posmičnih sila u betonskom pojasu) i kod donje armature u polju između glavnih nosača smije se usvojiti $d_{s,q} \leq 20$ mm s postotkom armiranja $\rho_s \leq 1,0\%$ betonskog presjeka.
- uzdužni smjer: gore i dolje armature u jednom ili dva reda $d_s \leq 20$ mm s postotkom armiranja svakog reda $\rho_s \leq 0,7\%$ betonskog presjeka;
kod ploča debljine $d > 40$ cm može se po potrebi ugraditi i dodatna centrična armatura u sredini ploče $d_s \leq 25$ mm; kod prijeklopa uzdužna armatura $< 2,5\%$ betonskog presjeka; izvan područja prijeklopa $< 3\%$.
- kod poprečno prednapetih kolničkih ploča sa nenapetom armaturom u uzdužnom smjeru u poprečnom smjeru treba ugraditi minimalnu armaturu $d_s = 12$ mm na razmaku $s = 15$ cm.
- kod lukova s kolnikom dolje kod koji kolnička ploča djeluje kao zatega u osnovnom nosivom sustavu, debljina $d \geq 30$ cm i gore i dolje nenapeta armatura s $d_s \leq 20$ mm, s time da se po potrebi može se po potrebi ugraditi i dodatna centrična armatura u sredini ploče $d_s \leq 25$ mm.

Ograničenje promjera nenapete armature u poprečnom smjeru na 16 mm (iznimno na 20 mm) služi poglavito za izbjegavanje premalih debljina ploče kod konzola.



Sl.1-5: Konstruktivna pravila za kolničke ploče s nenapetom armaturom

Cestovne mostove treba u načelu projektirati tako da se izbjegne prednapinjanje kabelima. Ako se ne može izbjeći poprečno prednapinjanje kabelima, u načelu se ima predvidjeti kabele bez sprežanja, koje je po potrebi moguće zamijeniti.

Kod željezničkih mostova u pravilu se dopušta primjena i nenapetih spregnutih mostova i spregnutih mostova, prednapetih kabelima za prednapinjanje.

Kod proračuna pomaka ležajeva deformacije od skupljanja se množe s parcijalnim faktorom od 1,6, a deformacije od puzanja s parcijalnim faktorom od 1,35.

2. Građiva

2.1 Konstrukcijski čelik

Za spregnute mostove koriste se čelici kakvoće S235, S275, S355 i S460.

Kod dimenzioniranja rabi se bilinearni σ - ε dijagram (linearni porast s E- modulom do karakteristične vrijednosti granice popuštanja i dalje horizontalno).

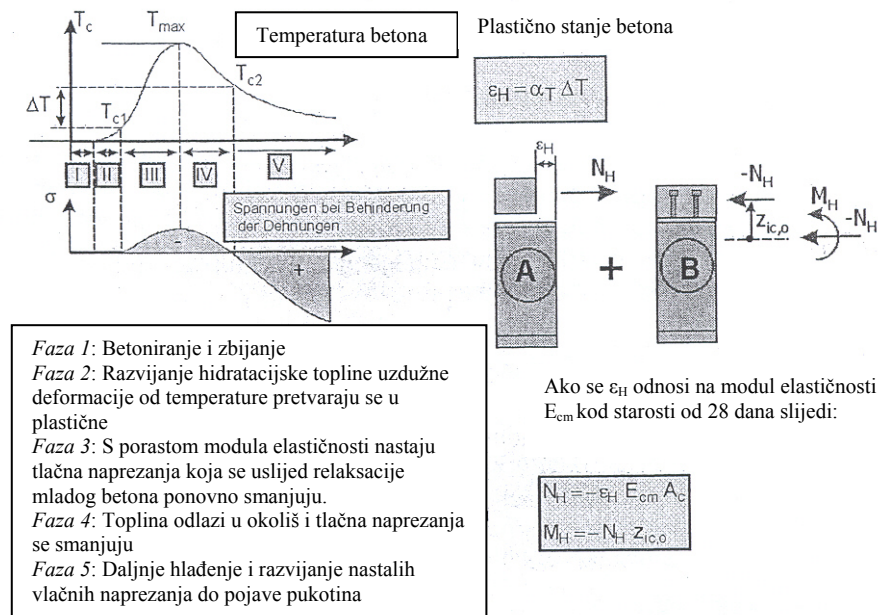
Kod izračuna sila prisile od linearne promjene temperature dopušta se primjena temperaturnog koeficijenta izduženja od $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ za beton i konstrukcijski čelik.

2.2 Beton

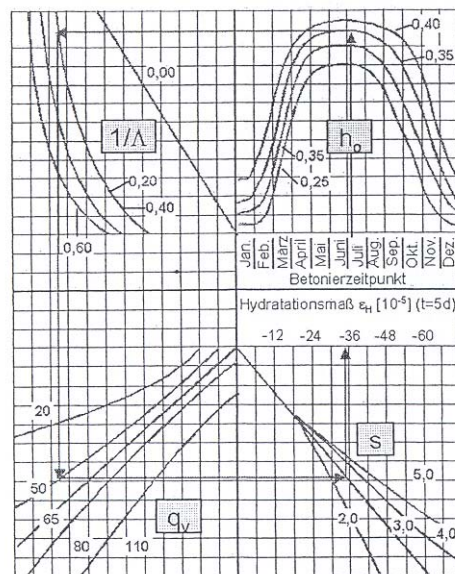
Za spregnute mostove mogu se koristiti normalni betoni razreda C30/37 do C50/60. Za kolničke ploče se načelno koristi beton razreda C35/45. Za betone viših razreda traži se dopuštenje investitora. Ovo ograničenje razreda betona slijedi iz uvjeta malih vlačnih naprezanja u kolničkoj ploči od skupljanja i gubitka hidratacijske topline. Vrsta cementa i udjel cementa treba se prilagoditi vanjskoj temperaturi (kod većih vanjskih temperatura treba ograničiti temperature svježeg betona i izbjegavati cemente CEM-I) a vodocementni faktor treba ograničiti na 0,45.

Za σ - ε odnos može se koristiti parabolični ili pravokutni dijagram, odnosno pojednostavnjeno bilinearni dijagram. Modul elastičnosti E_{cm} definiran je kod toga kao sekantni modul između naprezanja $\sigma_c=0$ i $\sigma_c=0,4 f_{ck}$. Za betone treba primijeniti dodatni faktor smanjenja karakteristične vrijednosti tlačne čvrstoće f_{cd} , $\alpha_c = 0,85$, kojim se uzima u obzir smanjena dugotrajna čvrstoća u odnosu na kratkotrajnu čvrstoću i ostali nepovoljni utjecaji uslijed vrste unosa opterećenja.

Ako se koriste veći razredi betona od C35/45 kod dokaza uporabljivosti ima se uzeti u obzir hidratacijska toplina, hlađenjem betonske ploče odnosu na čelični nosač za 20 K. Rezultirajuća primarna i sekundarna naprezanja računaju se s redukcijskim faktorom n_0 za kratkotrajna djelovanja i uzimaju u obzir kod dokaza granične nosivosti i uporabljivosti za stanja izvedbe.



Sl.2-1: Određivanje primarnih naprezanja od gubitka hidratacijske topline



Djelotvorna debljina ploče

$$h_0 = \frac{2A_c}{U_c} [m]$$

Otpornost zaštitnog sloja na prolazak topline

$$\frac{1}{\Lambda} = \sum \frac{d_i}{\lambda_i} \left[m^2 \cdot \frac{K}{W} \right]$$

Volumetrijsko razvijanje topline

$$q_v = Z \cdot H_1 \left[(kJ/m^3) \cdot 10^3 \right]$$

Z - Zementgehalt

H₁ - Hydrationswärme des Zementes nach einem Tag

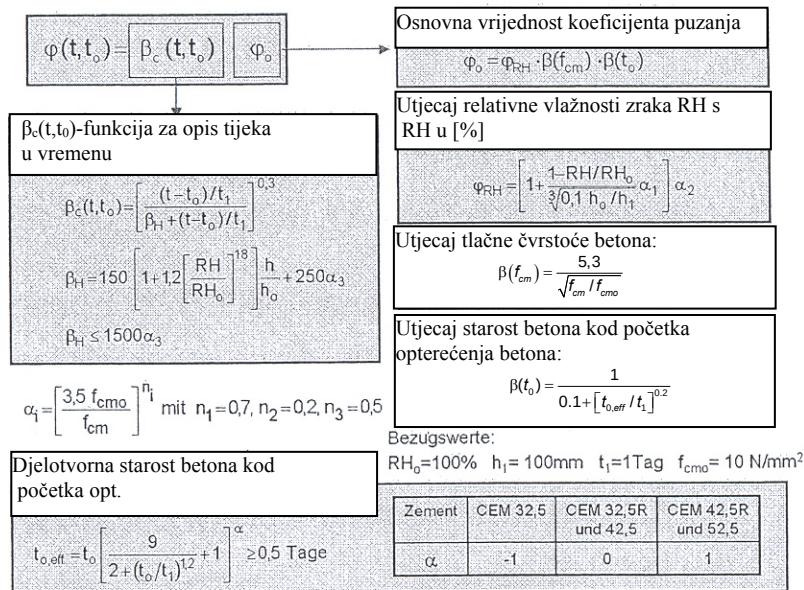
Značajke presjeka

$$s = \frac{j_0 n_0}{A_c z_{ic,0}} [m] \quad n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

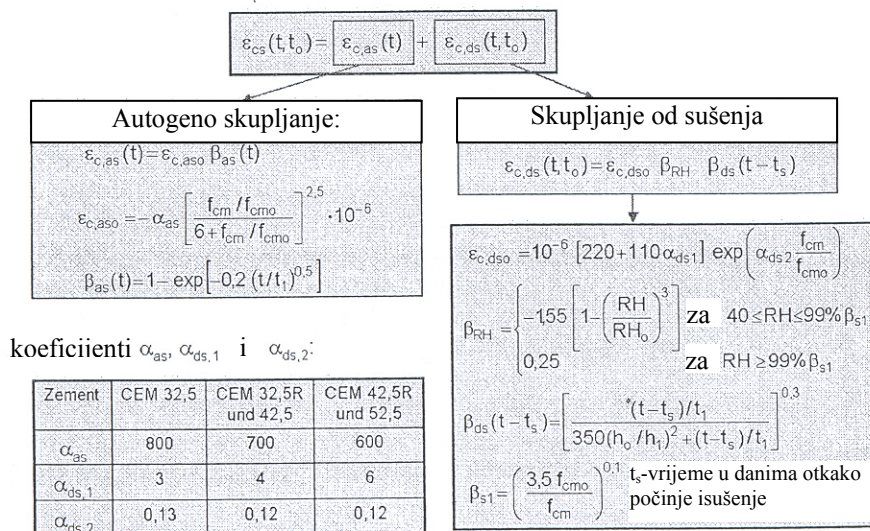
Sl.2-2: Određivanje deformacija od hidratacije

Kod spregnutih mostova s sprežanjem i za vlastitu težinu (betoniranje na pomoćnim stupovima) principijelno treba uzeti u obzir utjecaj gubitka hidratacijske topline na deformacije, radionički oblik čeličnog sklopa i naprezanja u pomoćnim stupovima.

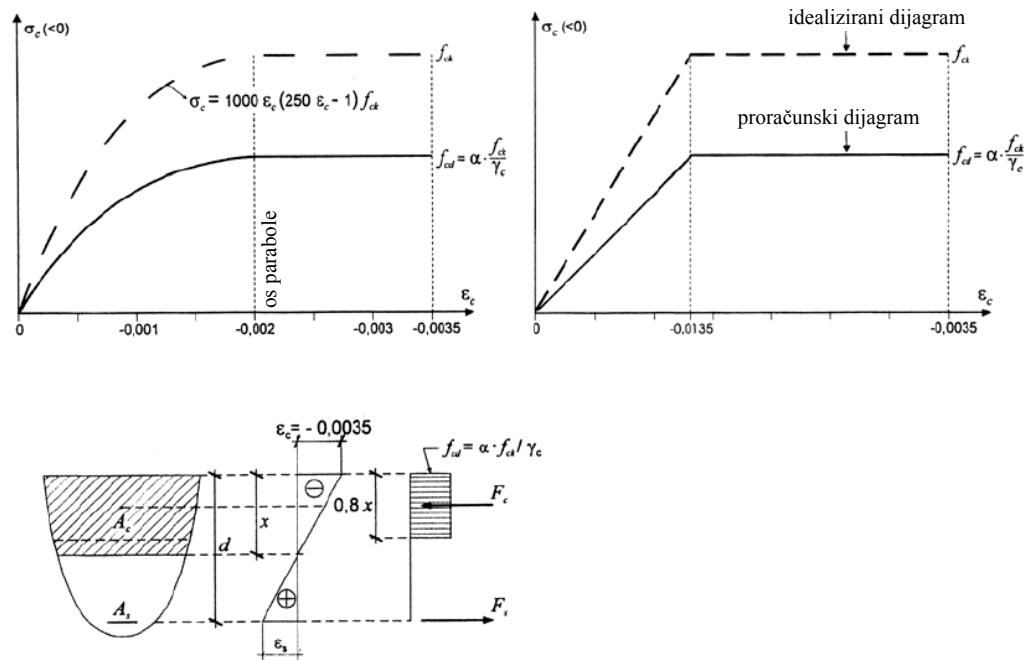
Utjecaji puzanja i skupljanja proračunavaju se prema sljedećim izrazima:



Sl.2-3: Proračun koeficijenata puzanja



Sl.2-4: Proračun deformacija od skupljanja



Sl.2-5: σ - ε dijagrami za beton

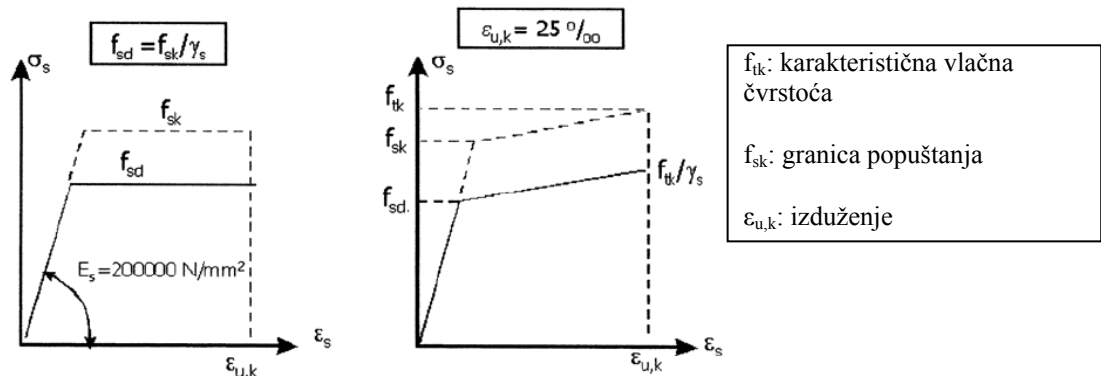
C35/45:

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ tlačna čvrstoća cilindra
 $f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$ srednja vrijednost vlačne čvrstoće
 $f_{ctk,5\%} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ donja granična vrijednost vlačne čvrstoće
 $f_{ctk,95\%} = 4,2 \text{ N/mm}^2$ gornja granična vrijednost vlačne čvrstoće
 $E_{cm} = 33500 \text{ N/mm}^2$ modul elastičnosti

2.3 Betonski čelik

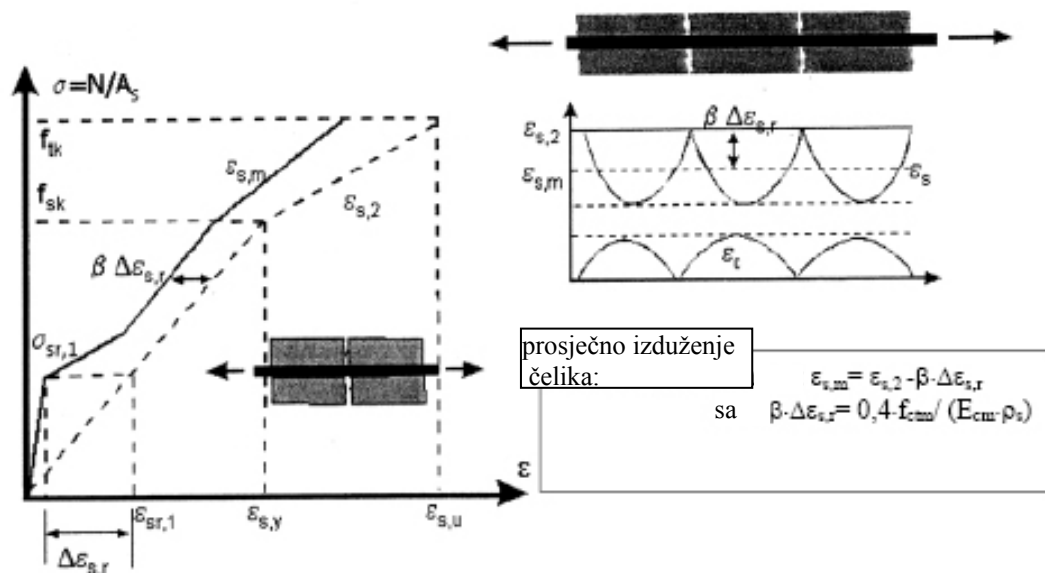
Betonski čelik se za dimenzioniranje spregnutih konstrukcijskih dijelova uzima s bilinearnim σ - ε dijagramom s E-modulom od 210000 N/mm^2 .

Kod plastičnog dimenzioniranja presjeka vlačno naprezani betonski čelik mora ispuniti zahtjev visoke duktilnosti (H). Deformacija čelika ograničuje se na $\varepsilon_{u,k} = 0,025$.



Sl.2-6: σ - ϵ dijagrami za betonski čelik

Kod spregnutih konstrukcijskih dijelova sa vlačno napreznim betonskim pojascima u više dokaza mora se uzeti u obzir utjecaj sudjelovanja betona između pukotina (Sl.2-7).



Sl.2-7: Utjecaj sudjelovanja betona između pukotina

2.4 Sredstva za sprezanje (moždanici)

Kao sredstva za sprezanje dopuštaju se samo čepasti moždanici do maksimalnog promjera od 25 mm. Primjena ostalih sredstava za sprezanje dopušta se samo uz privolu investitora. Karakteristične vrijednosti nosivosti moždanika P_{RK} i gradivo spojnih sredstava definirani su kao 5% fraktilne vrijednosti.

3. Granična stanja nosivosti (GSN)

3.1 Općenito

Nosivost i deformabilnost spregnutih nosača bitno ovisi o rotacijskom kapacitetu presjeka, povijesti opterećenja, otvaranju pukotina u betonu, utjecajima puzanja i skupljanja betona, kao i deformacijskom ponašanju spojnih sredstava.

3.2 Značajke poprečnog presjeka

3.2.1 Sudjelujuća širina spregnutih betonskih pojaseva za dokaz nosivosti

Za granično stanje nosivosti (GSN) i zamor sudjelujuća širina definirana je izrazom:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei}$$

b_0 razmak vanjskih moždanika prema sl. 3-1

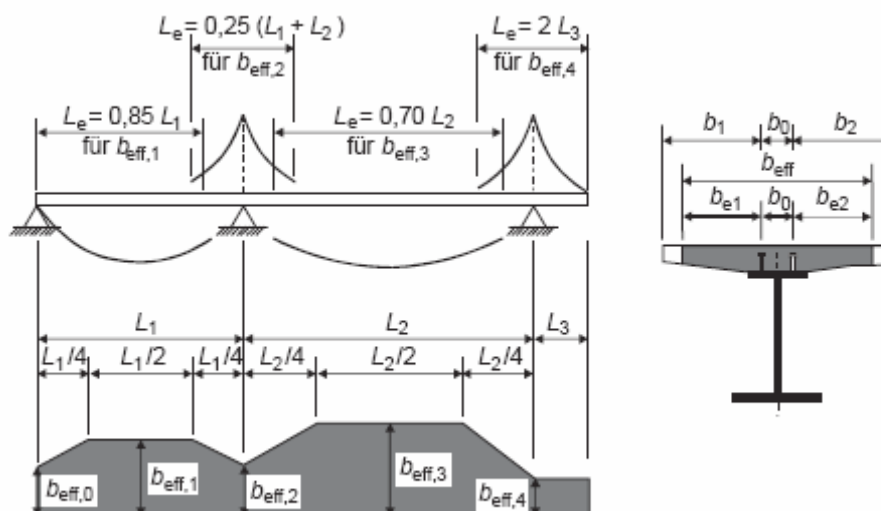
$b_{ei} = L_e / 8 \leq b_i$ sudjelujuća širina sa svake strane hrpta

L_e približno razmak nul-točaka momenata savijanja (Sl.3-1)

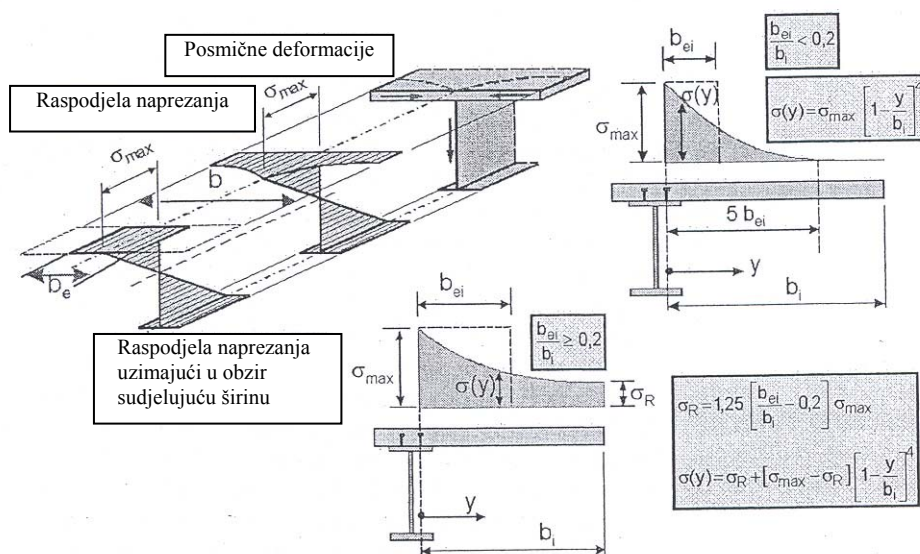
Sudjelujuća širina na krajnjim osloncima iznosi:

$$b_{\text{eff},0} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} ; \beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_i) \leq 1,0$$

sa b_{ei} ... sudjelujuća širina krajnjeg polja ; L_e ekvivalentni raspon krajnjeg polja



Sl.3-1: Sudjelujuća širina i ekvivalentni rasponi L_e



Sl.3-2: Sudjelujuća širina pojasa i raspodjela napreznja u poprečnom smjeru pojasa

Ako su pojasi spregnutih nosača prednapeti u uzdužnom smjeru raspodjela napreznja nije prema gornjoj skici. Uslijed prijelaza sile prednapinjanja u čelični nosač nastaje stanje napreznja kod kojeg su napreznja u betonskom pojasu najmanja nad hrptom a najveća na rubu pojasa.

3.2.2 Krutost na savijanje

(1) Krutost na savijanje spregnutog presjeka s betonskim pojaskom u tlaku proračunava se klasičnim elastičnim proračunom cijelog spregnutog presjeka.

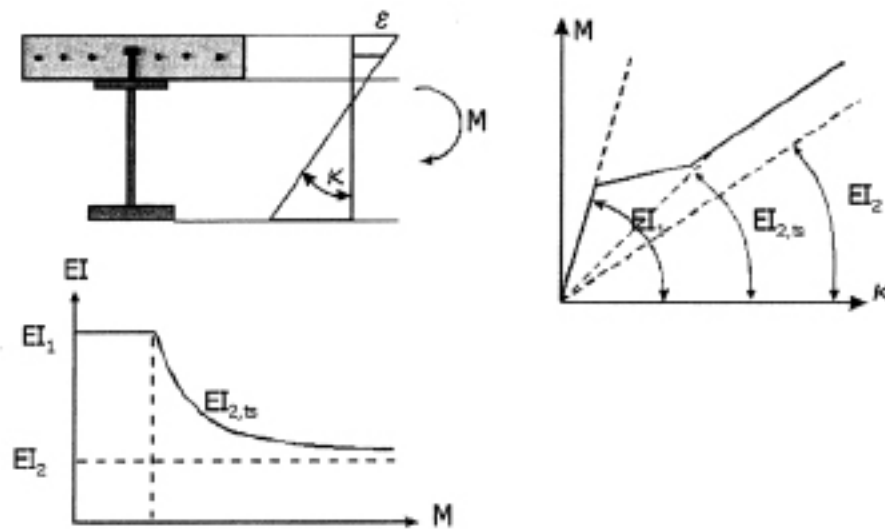
Za presjeke s betonskim pojaskom u vlaku i za sudjelovanje betona između pukotina za određivanje krutosti na savijanje vrijede kasnije navedeni izrazi.

(2) Krutosti na savijanje određene su kako slijedi:

- $E_a I_1$: krutost na savijanje idealnog spregnutog presjeka uz pretpostavku da su vlačno napregnjeni betonski dijelovi neraspucani; kod toga se uzimaju u obzir faktori redukcije ovisni o vrsti opterećenja prema (4).

- $E_a I_2$: krutost na savijanje idealnog spregnutog presjeka bez uzimanja u obzir vlačno napreznog betonskog dijela; nenapeta armatura unutar sudjelujuće širine uzima se u obzir.

- $E_a I_{2,ts}$: krutost na savijanje idealnog spregnutog presjeka kao kod $E_a I_2$, ali uzimajući u obzir sudjelovanje betona između pukotina.



Sl.3-3: Definicija krutosti na savijanje

- (3) Ako se ne koristi točniji postupak, puzanje betona kod spregnutih mostova uzima se u obzir pomoću faktora redukcije n_L . Za dvostruko spregnute presjeke (npr. Sandučasti poprečni presjek s dva betonska pojasa) vrijedi (5).
- (4) Faktori redukcije ovise o vrsti djelovanja (indeks L).

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t)$$

$$n_0 = E_a / E_{cm} \text{ faktor redukcije za kratkotrajna djelovanja}$$

φ_t koeficijent puzanja $\varphi(t, t_0)$ prema propisu za betonske konstrukcije

Ovisan je o starosti betona (t) i starosti betona kod početka djelovanja (t_0). Za skupljanje se usvaja $t_0 = 1$ dan. Kod izvedbe kolničke ploče u odsječcima za stalna djelovanja može se uzeti konstantna srednja vrijednost t_0 početka djelovanja za izračun $\varphi(t, t_0)$. Jednaka pretpostavka dopuštena je i za prednapinjanje kablovima i utjecaje od planski uvedenih deformacija, ako je beton u trenutku prednapinjanja pojedinog odsjeka stariji od 14 dana.

ψ_L popravni koeficijent puzanja ovisan o koeficijentu puzanja, koeficijentu relaksacije i značajkama presjeka konstrukcijskog čelika i spregnutog presjeka. Za spregnute mostove prema (3) mogu se koristiti konstantne vrijednosti kako slijedi:

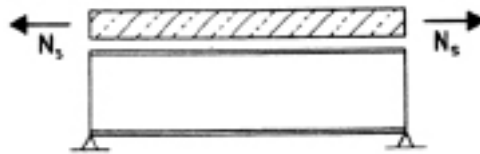
- stalna djelovanja, uključivo prednapinjanje nakon uspostavljanja sprezanja: $\psi_L = 1,10$
- primarna i sekundarna naprezanja od skupljanja i vremenski ovisna sekundarna naprezanja prema (5): $\psi_L = 0,55$
- planski unešene deformacije: $\psi_L = 1,50$

Dokazi naprezanja betonskog pojasa provode se na idealnoj debljini betonske ploče. Za proračun te idealne debljine ploče mjerodavan je odnos faktora redukcije n_L^F / n_L^I , pri čemu se n_L^I za stalna djelovanja približno proračunava s $\psi_B^I = 1,7$, a za naprezanja od skupljanja s $\psi_S^I = 0,7$.

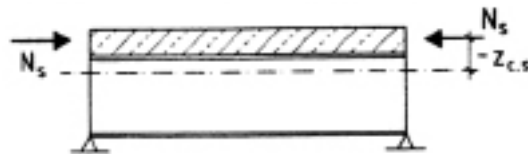
- 1) Betonski pojas odvojen od čeličnog nosača;
uzdužne deformacije od skupljanja spriječene s N_s .

- 1) Betongurt losgelöst vom Stahlträger.
 Schwinddehnungen durch N_s verhindert :

$$N_s = \epsilon_s \cdot \frac{n_0}{n_{f,s}} \cdot E_{c,m} A_c$$



- 2) Sprezanje betonskog pojasa s čeličnim nosačem
 nastajanje sile pridrzanja N_s .

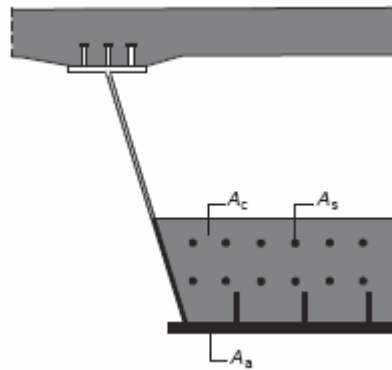


Sl.3-4: Model za proračun naprezanja od skupljanja

- (5) Ako utjecaji puzanja izazivaju zamjetna sekundarna naprezanja, vremenski ovisne sile prisile uslijed puzanja moraju se točnije proračunati.
- (6) Ako se prednapinjanje kabelima unosi prije uspostavljanja sprezanja, povijest izvedbe i koeficijent puzanja u trenutku izvedbe sprezanja.
- (7) Kod dvostruko spregnutih presjeka prema Sl. 4.2 ψ_L se računa prema Tab.4.2 kao funkcija α_L . A_a , A_s i A_c su površine konstrukcijskog čelika, armature i betona pojedinog spregnutog pojasa, uključivo dijelove hrpta unutar obrisa (Sl.4.2).

DJELOVANJE ODNOSNO KOEFICIJENT	ψ_L bzw. α_L
Stalno djelovanje uključeno prednapinjanje kabelima nakon uspostave sprezanja, planski unešene deformacije.	$\psi_L = \frac{1}{1 - 0,5 \alpha_L \phi_t + 0,08 (\alpha_L \phi_t)^2}$
Primarna i sekundarna naprezanja od skupljanja i vremenski ovisna sekundarna naprezanja.	$\psi_L = 0,5 + 0,08 \alpha_L \phi_t$
koeficijent α_L	$\alpha_L = \frac{A_a + A_s}{A_a + A_s + A_c / n_0}$

Tab. 3-1 Popravni koeficijenti puzanja za dvostruko spregnute presjeke



Sl.3-5: Primjer za mjerodavne površine presjeka za izračun α_L

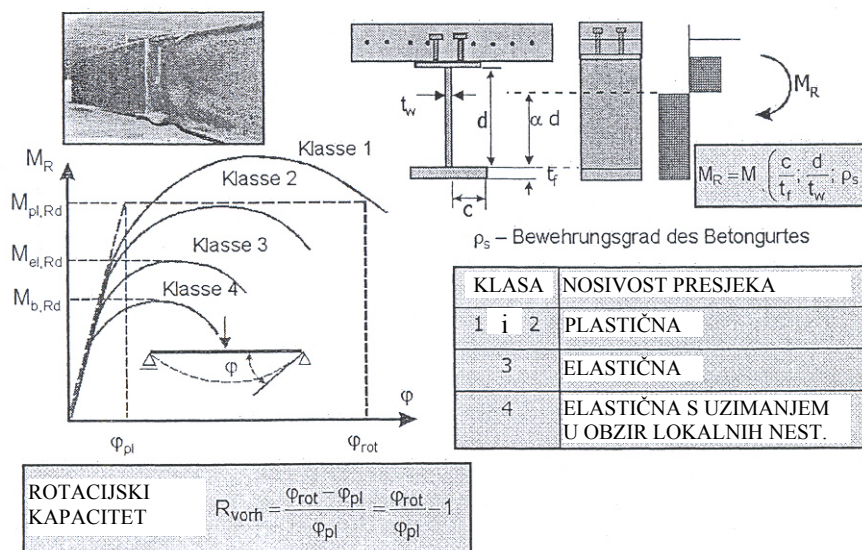
3.3 Podjela u klase (razrede)

Klasa 1: Presjeci koji omogućuju plastične zglobove sa dovoljnim rotacijskim kapacitetom za plastični proračun sustava → teorija plastičnih zglobova (kod mostovskih sklopova se ne dopušta)

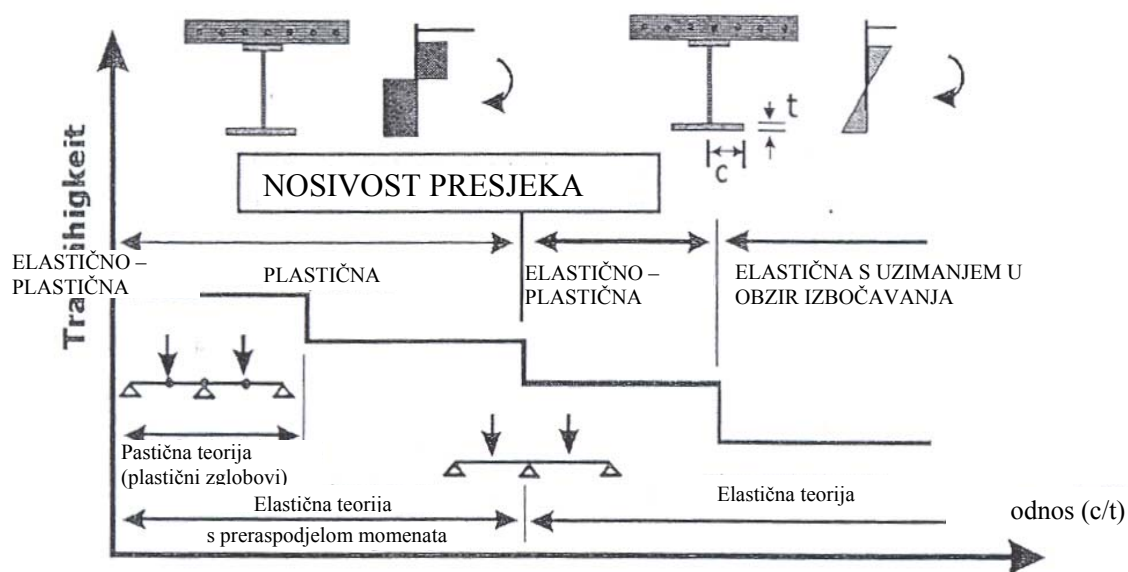
Klasa 2: Presjeci koji kod ograničenog rotacijskog kapaciteta razvijaju punu plastičnu nosivost presjeka. → Kod proračuna reznih sila smije se uzeti u obzir preraspodjela momenata uslijed pojave pukotina i djelomične plastifikacije prije nastajanja prvog plastičnog zgloba.

Klasa 3: Presjeci koji se na rubovima poprečnog presjeka mogu iskoristiti do granice popuštanja. Plastične rezerve ne postoje. → Moguća je preraspodjela u sustavu uslijed pojave pukotine i tečenja u vlačno napregnutim dijelovima čeličnog presjeka.

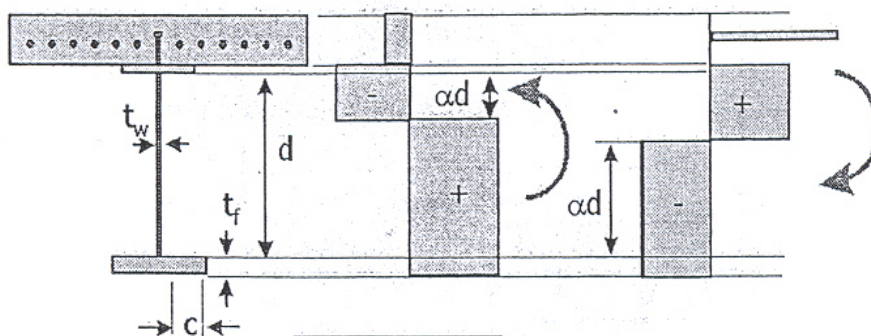
Klasa 4: Presjeci koji se moraju dokazati uzimajući u obzir lokalno izbočavanje, tj. Metodom elastičnosti s djelotvornim presjecima. → Do preraspodjele momenata u sustavu dolazi samo uslijed pojave pukotina.



Sl.3-6: Klasifikacija presjeka i rotacijski kapacitet



Sl.3-7: Klasifikacija presjeka, nosivost presjeka i proračun unutarnjih sila



Presjek klasa 1

$$\varepsilon = \frac{235}{\sqrt{f_{yk} [\text{N/mm}^2]}}$$

Presjek klasa 2

Hrbat:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha} \quad \text{für } \alpha \leq 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} \quad \text{für } \alpha > 0,5$$

Pojas:

Valjani profili: $c/t_f \leq 10\varepsilon$

Zavareni profili: $c/t_f \leq 9\varepsilon$

Hrbat:

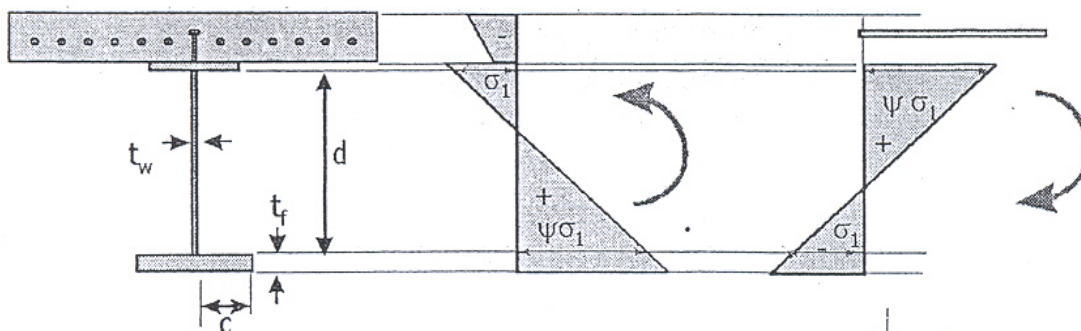
$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{415 \varepsilon}{\alpha} \quad \text{für } \alpha \leq 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1} \quad \text{für } \alpha > 0,5$$

Pojas:

Valjani profili: $c/t_f \leq 11\varepsilon$

Zavareni profili: $c/t_f \leq 10\varepsilon$



Presjek klasa 3

Hrbat:

für $\psi > -1,0$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \varepsilon}{0,67 + 0,33 \psi}$

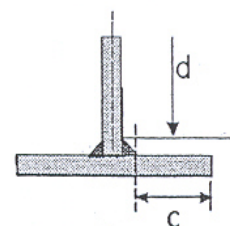
für $\psi \leq -1,0$: $\frac{d}{t_w} \leq 0,62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$

Pojas:

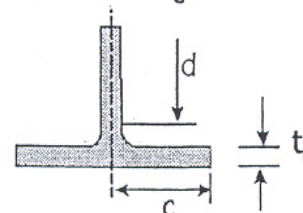
Valjani profili: $c/t_f \leq 15\varepsilon$

Zavareni profili: $c/t_f \leq 14\varepsilon$

Zavareni
profili



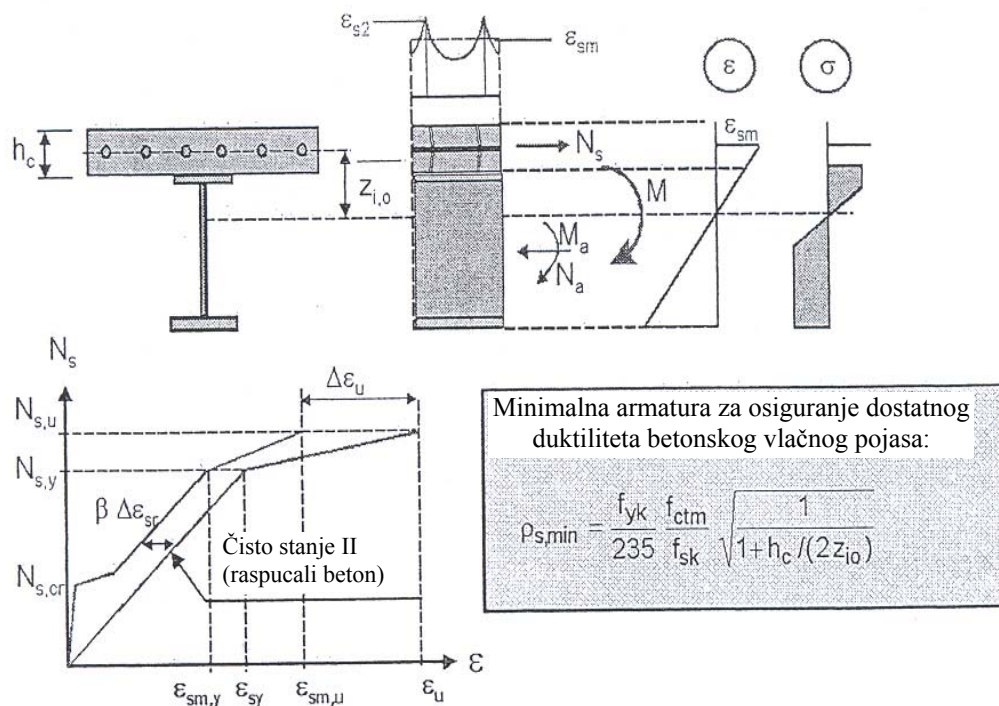
Valjani
profili



Sl.3-8: Klasifikacija presjeka

Osim ograničavanja odnosa c/t i d/t kod presjeka klase 2 u području negativnih momenata savijanja (betonski pojas u vlaku) treba ugraditi odgovarajuću nenapetu armaturu betonskog pojasa (armatura za duktilnost).

Eksperimentalno je utvrđeno da kod spregnutih nosača s malim postotkom armiranja armature odkazuje prije dosizanja punog momenta plastičnosti. To se tumači činjenicom da kod malog postotka armiranja betonskog pojasa nastaju samo pojedinačne pukotine u kojima se koncentriraju plastične deformacije – vidi Sl.3-9.



Sl.3-9: Armatura za duktilnost kod plastičnog dimenzioniranja u području negativnih momenata savijanja (vlačna zona)

Podjela jednog poprečnog presjeka u klase provodi prema najnepovoljnijoj klasi tlačno opterećenog dijela. Kod spregnutih presjeka klase dodatno ovisi i o predznaku momenta savijanja zbog moguće pojave pukotina u betonskom pojasu.

Kod dokaza za faze gradnje klase presjeka ima se odrediti za stvarnu starost betona uzimajući u obzir povijest izvedbe.

Kod plastičnog određivanja nosivosti presjeka kod vlačno napregnute nenapete armature u djelotvornom presjeku smije se računski obuhvatiti samo armatura visoke duktilnosti. Za presjeke klase 1 i 2 s betonom u vlaku unutar sudjelujuće širine potrebno je predvidjeti minimalnu armature za osiguranje dostatne duktilnosti.

Minimalni koeficijent armiranja $\rho_{s,min}$ definiran je izrazom:

$$\rho_{s,min} = \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c}$$

Za klasifikaciju čeličnih pojaseva vrijede odgovarajuće tabele iz propisa za čelične mostove.

Gornji čelični pojas može se svrstati u klasu 1, ako je lokalno izbočavanje spriječeno sprežanjem s betonskom pločom.

Za klasifikaciju hrptova jednako tako vrijede tabele iz propisa za čelične mostove.

Kod presjeka klasa 3 i 4 klasifikacija se određuje temeljem elastične raspodjele naprezanja.

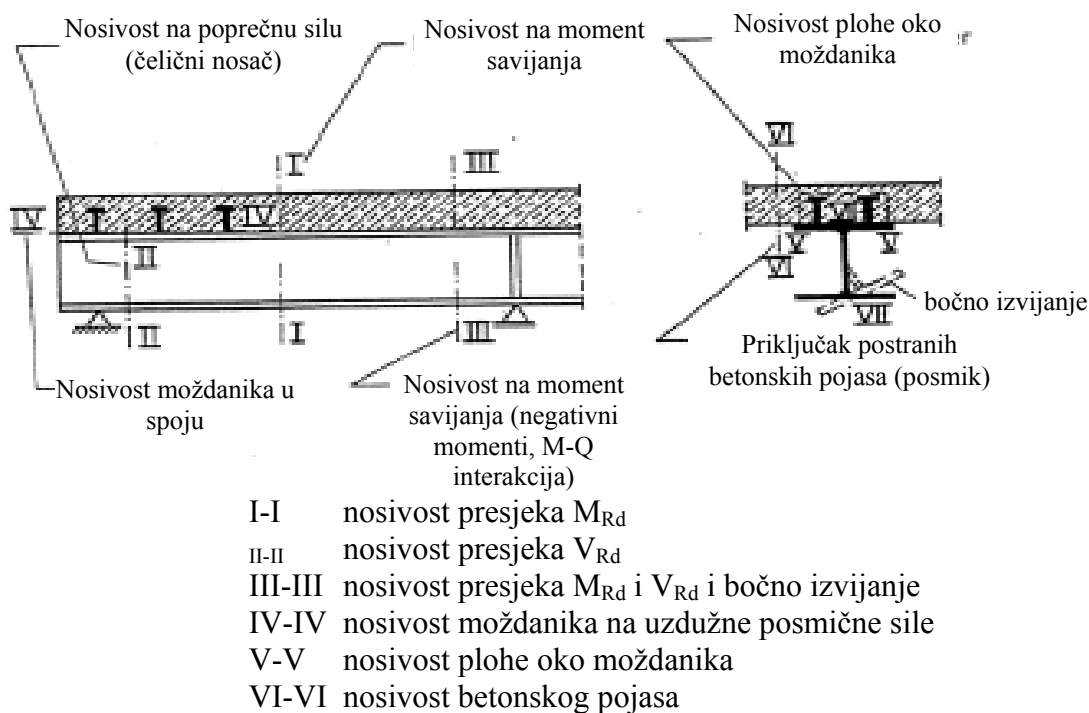
Beton u vlaku i sudjelovanje betona između pukotina zanemaruje se.

Utjecaji od povijesti unosa opterećenja i puzanja i skupljanja imaju se uzeti u obzir.

Za spregnute mostove preporuča se uporaba klase 3 (ne i 4), zbog pojednostavnjenja provjere izbočavanja.

3.4 Nosivost presjeka

Dokazi nosivosti imaju se provesti u kritičnim presjecima prema sl.



Sl.3-10: Presjeci za GSN dokaz

3.4.1 Savijanje

Utjecaj kosih glavnih osi mora se uzeti u obzir.

Otpornost presjeka smije se računati kao potpuno plastična ako su najmanji djelotvorni presjeci klase 1 i 2.

Elastični proračun dopušta se za sve klase presjeka.

Vlačna čvrstoća betona zanemaruje se kod proračuna otpornosti presjeka. Ako su moždanici izvedeni prema kasnije navedenim pravilima, može se pretpostaviti da ukupni presjeci ostaju ravni.

3.4.1.1 Plastična otpornost – klase presjeka 1 i 2

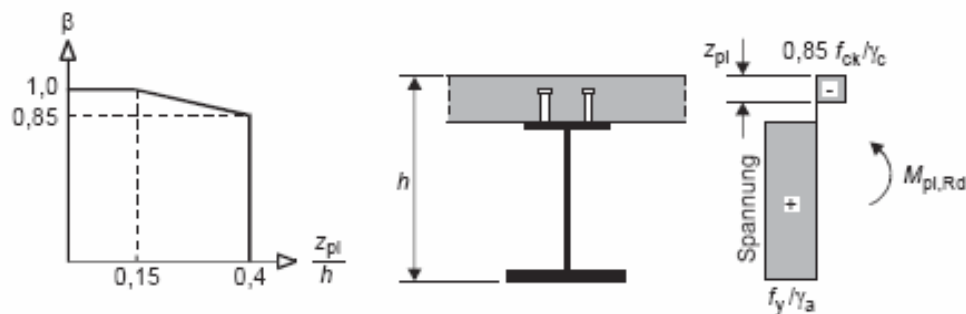
Plastična otpornost vrijedi samo za spregnute nosače sa ravnim (ne zakrivljenim) čeličnim nosačima.

Predpostavke za proračun plastičnog graničnog momenta $M_{pl,Rd}$:

- nema popuštanja između čelika, betona i armature.
- U čeličnom nosaču djeluju vlačna i tlačna naprezanja s proračunskom vrijednosti granice popuštanja f_y / γ_a .
- U armaturi unutar sudjelujuće širine djeluje vlak i tlak s proračunskom vrijednosti granice popuštanja f_{sk} / γ_s . Armatura se u tlačnoj zoni može zanemariti.

U tlačnoj zoni sudjelujuće širine betonskog presjeka između plastične neutralne linije i rubnih vlakana uzima se proračunska vrijednost tlačne čvrstoće $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$.

Ako je beton u tlaku otpornost na savijanje računa se prema 3.4.1.2 ili 3.4.1.3, ako razmak z_{pl} između plastične neutralne linije i rubnih vlakana tlačne zone betonskog presjeka premašuje 15% ukupne visine nosača h . Alternativno se može koristiti izraz $M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd}$ s faktorom redukcije β određenim na sl.4.3 do vrijednosti $z_{pl}/h \leq 0,4$.



Sl.3-11: Faktor redukcije β , presjek i raspodjela naprezanja

Ako se proračun kontinuiranih nosača provodi prema teoriji elastičnosti u području pozitivnih momenata savijanja presjeka klase 1 i 2 proračunska vrijednost momenta savijanja ne smije biti veća od $0,9 M_{pl,Rd}$, ako su nad osloncima predviđeni presjeci klase 3 i 4 i ako je odnos susjednih polja (L_{min} / L_{max}) manji od 0,6.

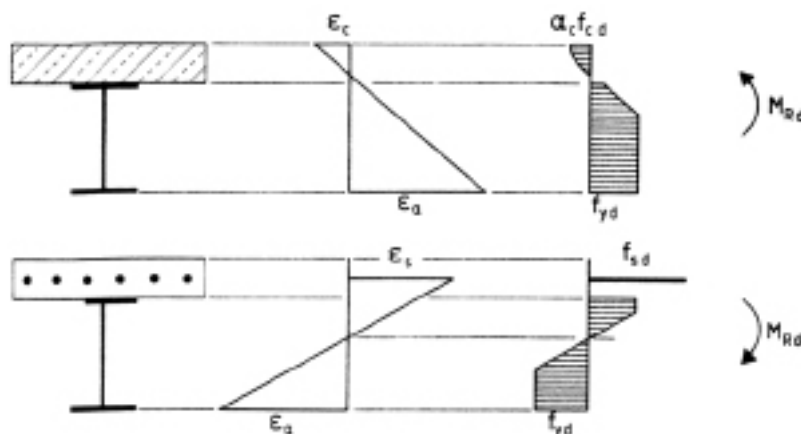
3.4.1.2 Otpornost na savijanje s ograničenim deformacijama – klasa 3

U rubnim vlakancima smiju se iskoristiti granična naprezanja (odgovara elastičnoj otpornosti presjeka).

Nelinearni proračun otpornosti na savijanje dopušten je za sve presjeke svih klasa.

Predpostavlja se da ukupni presjeci ostaju ravni i da postoji kruto sprezanje između betona i armature u vlačnoj i u tlačnoj zoni. Utjecaj sudjelovanja betona između pukotina može se zanemariti.

Dijagrami σ - ε pojedinog materijala uzimaju se prema važećim propisima. Za čelik se uzima idealni bilinearni σ - ε dijagram. Utjecaj povijesti opterećenja i djelovanja puzanja i skupljanja imaju se uzeti u obzir. Kod presjeka klase 3 (i 4) deformacije u tlaku ograničuju se na vrijednost $f_y / E_a \gamma_a$.



Sl.3-12: Raspodjela naprezanja kod deformacijama ograničene otpornosti na savijanje

3.4.1.3 Elastična otpornost na savijanje

Kod proračuna elastičnog graničnog momenta $M_{el,Rd}$ moraju biti zadovoljena sljedeća granična naprezanja:

$0,85 f_{ck} / \gamma_c$ za betonski pojas u tlaku

f_y / γ_a za dijelove presjeka u vlaku i za tlačno napregnute presjeke klase 1, 2 i 3,

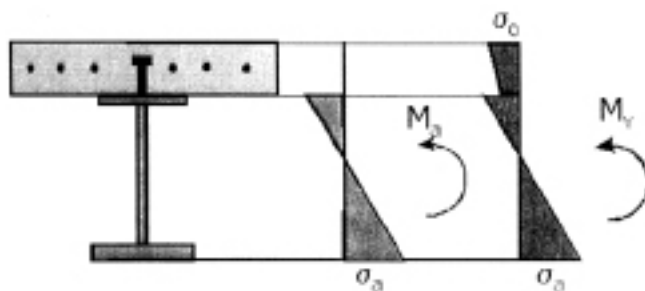
σ_{Rd} granično naprezanje za dijelove čeličnih nosača klase 4 u tlaku s $\gamma_{Rd} = 1,1$ postupak sukladno važećim propisima za čelične mostove

f_{sk} / γ_s za betonski čelik u vlaku i tlaku. U tlaku se može zanemariti.

$f_{p0,1k} / \gamma_s$ za kabele za prednapinjanje. Pred-deformacija kabela uzima se u obzir.

Utjecaj povijesti opterećenja (faze gradnje) uzima se u obzir, tj. naprezanja koja djeluju samo na čelični dio presjeka i naprezanja koja djeluju na spregnuti presjek superponiraju se.

Za presjeke s raspucalim betonom zanemaruju se primarna naprezanja od skupljanja.

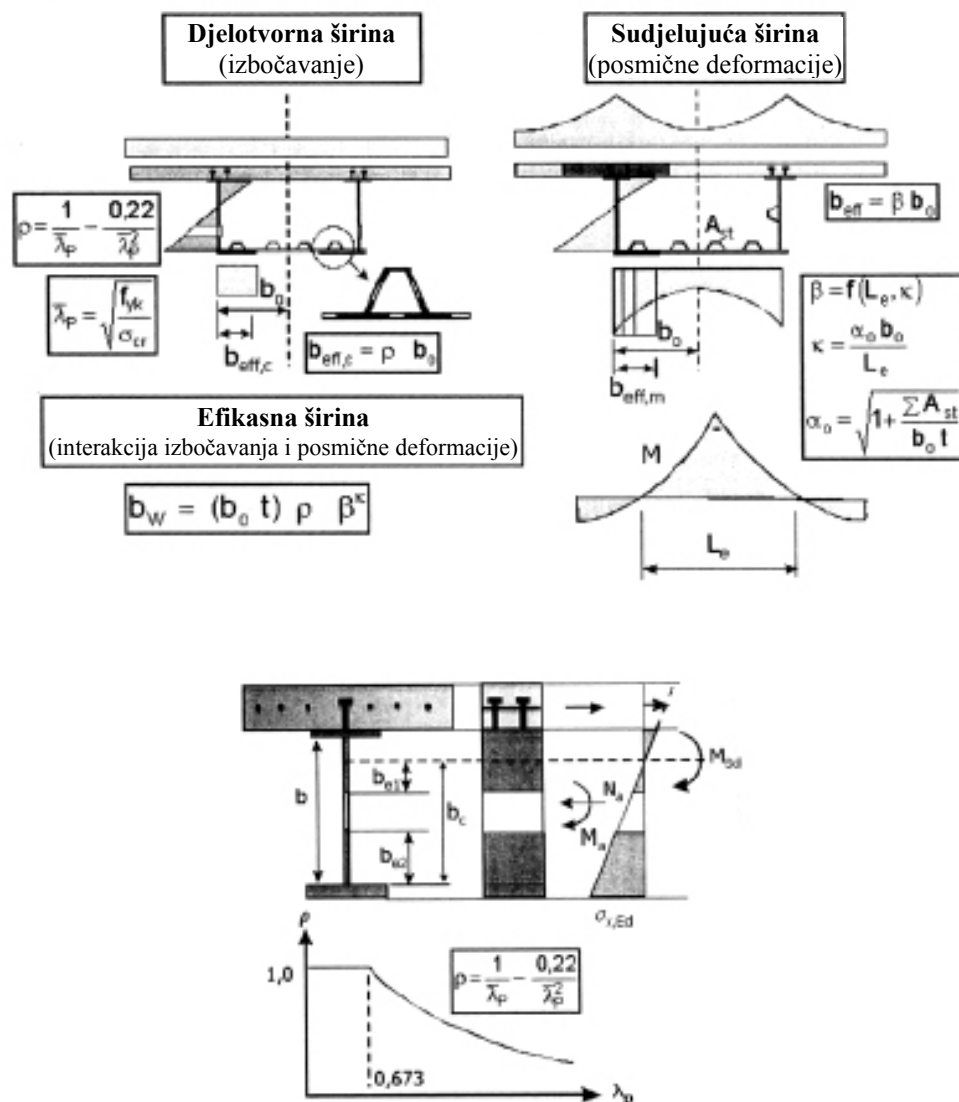


Sl.3-13: Granična naprezanja za elastičnu otpornost presjeka na savijanje

3.4.1.4 Presjeci klase 4

Za presjeke klase 4 otpornost presjeka računa se uzimajući u obzir izbočavanje, sa efektivnim odnosno djelotvornim širinama temeljem redukcijskog koeficijenta ρ , koji ovisi o vitkosti lima u polju izbočavanja. U rubnim vlakancima presjeka moraju biti zadovoljena granična naprezanja.

Dokazi nosivosti za klasu 4 su numerički vrlo opsežni, jer djelotvorne širine ovise o raspodjeli naprezanja i zbog toga za svaki provjeravani vremenski trenutak (zbog utjecaja puzanja i skupljanja) moraju biti ponovno proračunate.

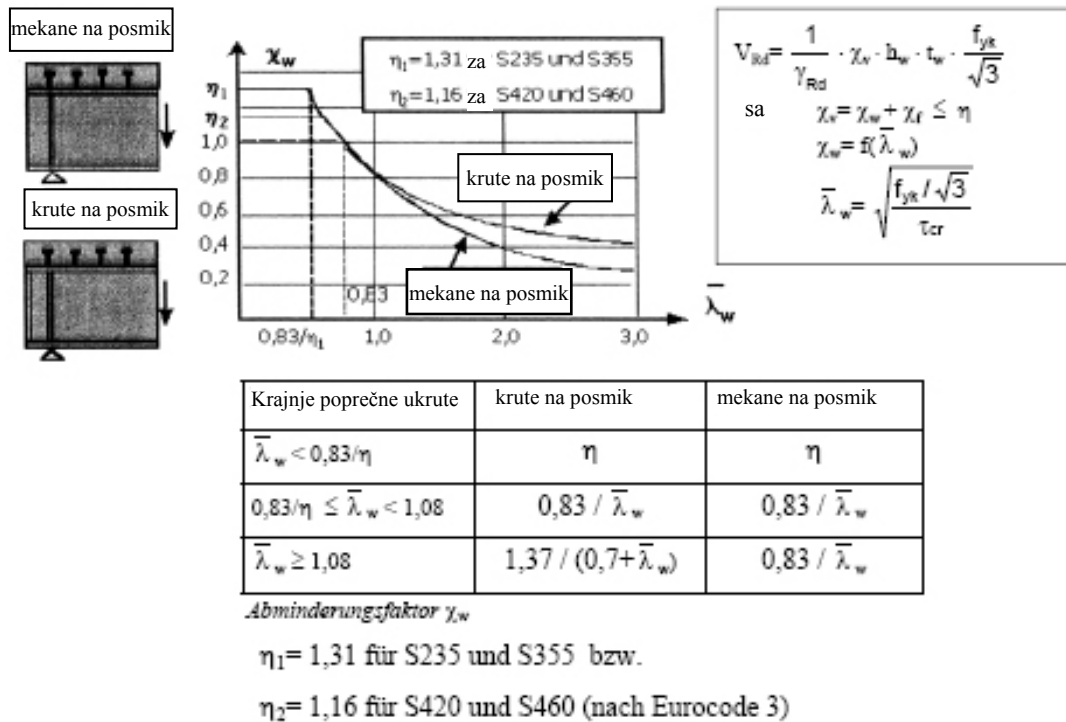


Sl.3-14: Određivanje djelotvornih širina, dokaz nosivosti za presjeke klase 4

3.4.2 Poprečna sila

Granična poprečna sila određuje se na čeličnom dijelu spregnutog presjeka, sukladno odredbama propisa za čelične mostove odnosno EC 1993. Uzima se u obzir kombinirano djelovanje posmika i vlačnog polja hrpta (veličina χ_w)

Veličina χ_f , koja predstavlja povećanje posmične nosivosti uslijed pridržanja pojasom ne uzima se u obzir, zbog nedovoljnog iskustva u svezi ponašanja sljubnice sprežanja kod visoke iskoristivosti djelovanja vlačnog polja. Osim toga kod spregnutih mostova vrijedi $\chi_w \leq 1$.



Sl.3-15: Posmična nosivost prema EC 1993

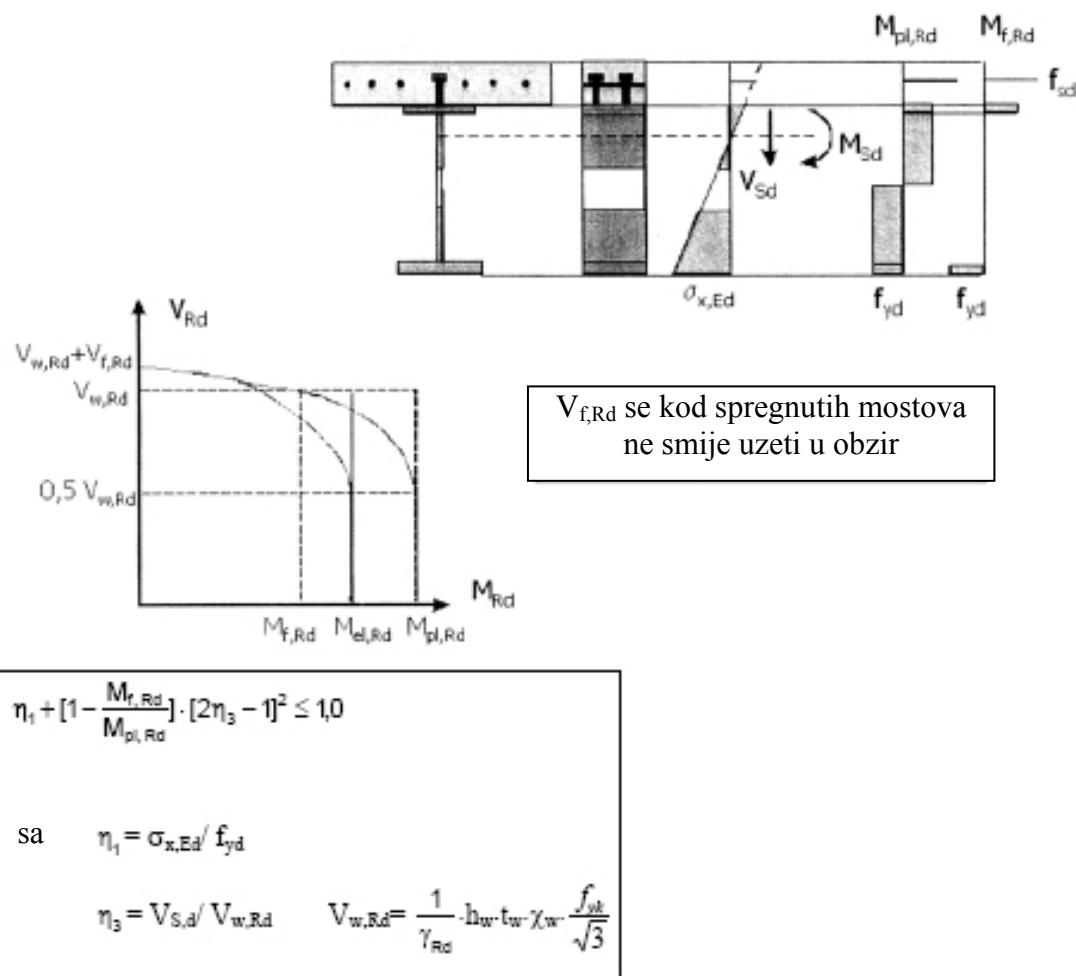
3.4.3. Savijanje, normalna i poprečna sila

Kod djelovanja normalne sile kod presjeka klase 1 i 2 utjecaj normalne sile na punu plastičnu otpornost presjeka uzima se u obzir.

Ako je kod presjeka klase 1 i 2 poprečna sila V_{Ed} veća od 0,5 granične sile V_{Rd} presjeka, uzima se redukcija plastičnog graničnog momenta uslijed djelovanja poprečne sile, smanjenjem granice popuštanja u djelotvornoj posmičnoj površini s faktorom ρ_w :

$$\rho_w = 1 - [(2 V_{Ed} / V_{Rd}) - 1]^2$$

Za presjeke klase 3 i 4 mora se dokazati sljedeći interakcijski uvjet:



Sl.3-16: Interakcijski uvjet

Alternativni proračunski postupak za dokaz nosivosti klase 4

Zbog numerički vrlo opsežnog dokaza za presjeke klase 4 dopušta se i alternativa provjere temeljem geometrijskog presjeka i reduciranih graničnih naprezanja.

$$\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{xP,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{sa} \quad \sigma_{xP,Rd} = \kappa_\sigma \cdot f_{yd}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{P,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{sa} \quad \tau_{P,Rd} = \kappa_\tau \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$$

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{xP,Rd}}\right)^{1+\kappa_\sigma^4} + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{P,Rd}}\right)^{1+\kappa_\tau \cdot \kappa_\tau^2} \leq 1,0$$

3.5 Proračun unutarnjih sila

3.5.1 Općenito

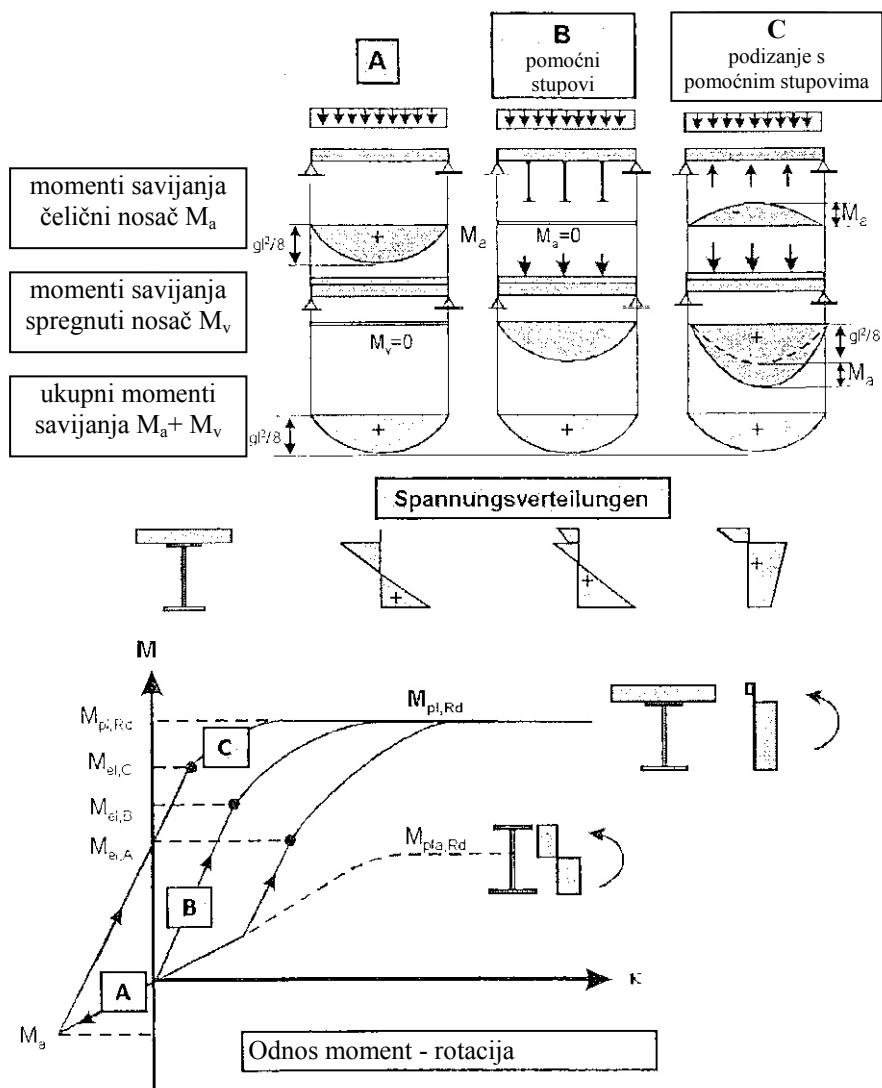
Proračunski modelom i pretpostavkama proračuna ima se obuhvatiti ponašanje konstrukcije za granično stanje nosivosti (GSN).

U načelu se koristi proračun prema teoriji elastičnosti.

Utjecaj popuštanja spojnih sredstava može se zanemariti, ako je sprezanje provjereno prema toč.5.

Usvaja se linearni odnos moment-rotacija presjeka neovisno o razini naprezanja.

Utjecaj povijesti opterećivanja mora se dovoljno točno obuhvatiti.



Sl.3-17: Utjecaj povijesti opterećivanja na unutarnje sile kod uporabe (GSU)

Kod nosača A u donjem pojasu čeličnog nosača vrlo rano se dosiže granica popuštanja, zbog relativno velikih napreznja od vlastite težine. Nakon prekoračenja granice popuštanja napreznja uslijed vlastite težine se plastifikacijom preraspodjeljuju s čeličnog nosača na spregnuti presjek.

U nosaču B granica popuštanja u donjem pojasu čeličnog nosača dosiže se tek za veću razinu djelovanja, jer sva opterećenja djeluju na spregnuti presjek. Za granično stanje nosivosti uspostavlja se potpuno plastična raspodjela napreznja u presjeku.

U nosaču C ostvaruje se vlastito stanje napreznja uslijed podizanja pomoćnih oslonaca s odtirećujućim tlačnim napreznjima u donjem pojasu. Granica popuštanja prekoračuje se tek kod vrlo velike razine djelovanja. S dosizanjem plastičnog graničnog opterećenja to vlastito stanje napreznja se isplasticira i nastaje potpuno plastična raspodjela napreznja kao i za nosače A i B.

Ovakvo ponašanje se ostvaruje samo ako prije dosizanja graničnog opterećenja ne dolazi do nikakvih nestabilnosti, što je slučaj za presjeke klasa 1 i 2.

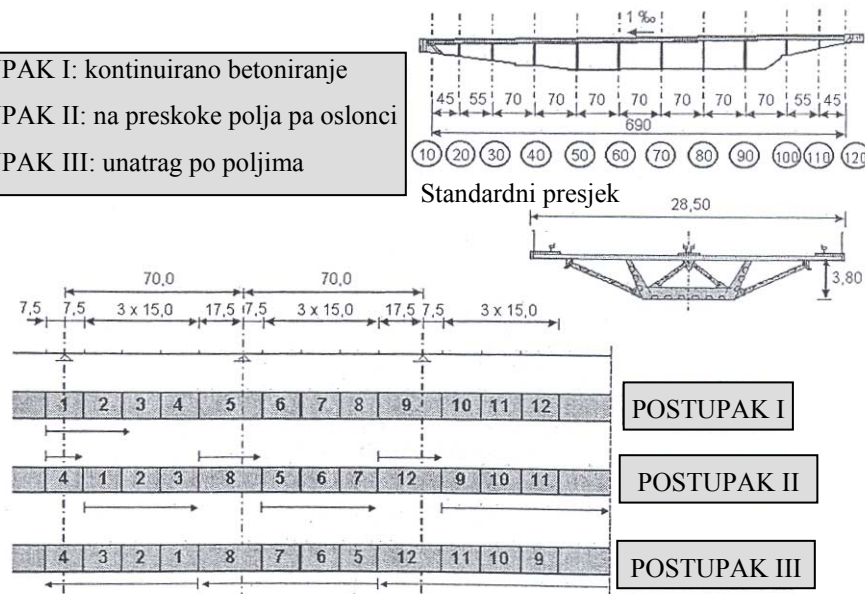
Slijedi da se kod proračuna nosivosti presjeka klasa 1 i 2 povijest opterećivanja (slijed nanošenja opterećenja) može zanemariti.

Presjeci klasa 3 i 4 mogu se iskoristiti samo do granice popuštanja odnosno do graničnog napreznja uslijed izbočavanja. Obzirom da prvo dosizanje granice popuštanja bitno ovisi o povijesti nanošenja opterećenja, ova se za te klase uvijek ima uzeti u obzir.

Kod dokaza uporabljivosti (GSU), kao npr. provjera deformacija ili ograničenje pukotina u betonu, povijest opterećivanja ima se uzeti u obzir za sve klase presjeka, jer postupak izvedbe bitno utječe na deformacije i unutarnje sile na razini uporabljivosti.

Čelični presjeci većih spregnutih mostova se danas često montiraju postupkom uzdužnog potiskivanja. U prošlosti su se ponekad potiskivali i kompletni spregnuti presjeci. Potiskivanje spregnutih presjeka načelno nije preporučljivo, jer dovodi do neprihvatljive pojave pukotina na cijeloj duljini mosta. Izvedba betonskih kolničkih ploča danas se u pravilu izvodi betoniranjem u odsječcima. Koriste se razni postupci (Sl. 3-18), kojima se poglavito nastoji smanjiti na najmanju moguću mjeru vlačna napreznja uslijed stalnih djelovanja. Kod proračuna unutarnjih sila mora se kod betoniranja svakog pojedinog odsječka uzeti u obzir utjecaj kontinuirane promjene krutosti.

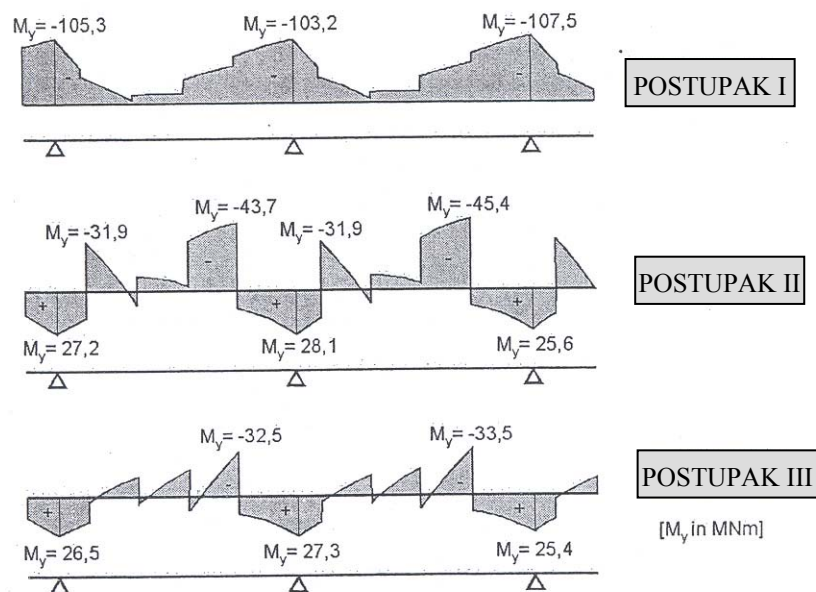
POSTUPAK I: kontinuirano betoniranje
 POSTUPAK II: na preskoke polja pa oslonci
 POSTUPAK III: unatrag po poljima



Sl. 3-18: Primjer uzimanja i obzir povijesti opterećivanja – različiti postupci izvedbe kolničke ploče u odsječcima

Sl. 3-18 prikazuje tipični primjer mogućeg redoslijeda betoniranja duljeg vijadukta u odsječcima duljine 15-17,5 m. Na sl.3-19 prikazane su unutarnje sile na spregnuti presjek od težine kolničke ploče za unutarnje polje raspona 70 m. Bitno različiti momentni dijagrami zorno pojašnjavaju veliki utjecaj povijesti opterećivanja.

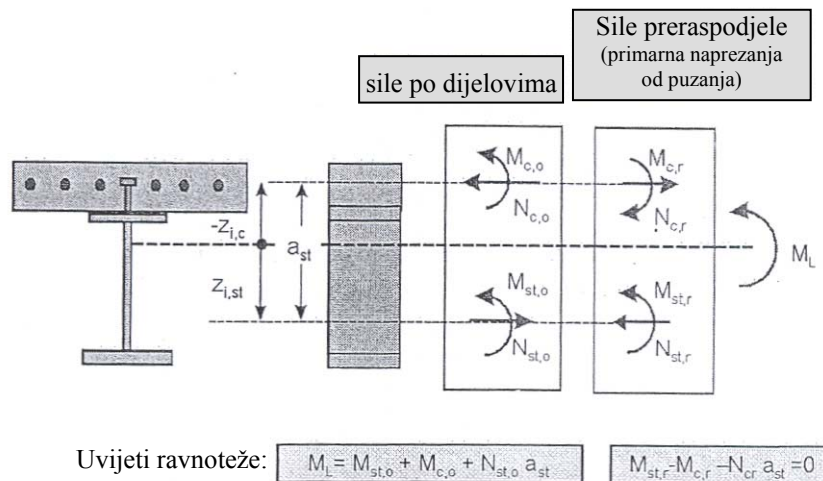
Za postupak I nad unutarnjim osloncima nastaju vrlo veliki negativni momenti savijanja, koji djeluju na spregnuti presjek. Taj postupak se stoga može preporučiti samo za mostove manjih raspona do oko 40-45 m. Kod postupaka II i III nad unutarnjim osloncima pojavljuju se pozitivni momenti savijanja, što se kod spregnutih mostova armiranih nenapetom armaturom povoljno odražava na ponašanje za stanje uporabljivosti.



Sl.3-19: Momenti savijanja na spregnuti presjek od stalne težine kolničke ploče

Za kratkotrajna djelovanja od prometa, vjetra i temperature, kao i za stalna djelovanja kada se aktiviraju za proračun naprezanja koristi se idealni ukupni spregnuti presjek, uz uobičajene pretpostavke o ravnosti i važenju Hooke-ovog zakona. Idealne značajke presjeka proračunavaju se svođenjem na modul elastičnosti čelika tj. s fiktivnim čeličnim presjekom, pri čemu se površina betonskog pojasa A_c i moment tromosti I_c reduciraju s faktorom redukcije

$$n_0 = E_a / E_{cm} .$$



Sl.3-20: Utjecaj puzanja na unutarnje sile po dijelovima presjeka

Osim elastičnih deformacija kod betona se za dugotrajna djelovanja pojavljuju i deformacije puzanja, kao i o opterećenju neovisne deformacije skupljanja. Deformacije, unutarnje sile i naprezanja spregnutog presjeka uslijed tog viskoelastičnog ponašanja postaju ovisne o vremenu. Ukupna unutarnja sila koja djeluje na spregnuti presjek može se temeljem Bernoullijeve hipoteze o ravnosti presjeka razdijeliti na unutarnje sile koje djeluju na beton i čelik. Te unutarnje sile, dobivene temeljem linearno elastičnih odnosa, nazivaju se silama po dijelovima presjeka. Za trenutak početka djelovanja opterećenja $t = t_0$ označavaju se indeksom „0“.

Kod statički određenih spregnutih konstrukcija dolazi do preraspodjele naprezanja unutar presjeka uslijed poštivanja uvjeta kompatibilnosti. Preraspodjelom se ostvaruje primarno stanje vlastitih naprezanja, koje ne prouzročuje ukupnu unutarnju silu u presjeku, ali izaziva vremenski ovisne promjene deformacija.

Te deformacije kod statički neodređenih sustava prouzrokuju sile prisile (sekundarna vlastita naprezanja), koja izazivaju promjenu ukupnih unutarnjih sila presjeka i time jednako tako i raspodjelu na dijelove presjeka.

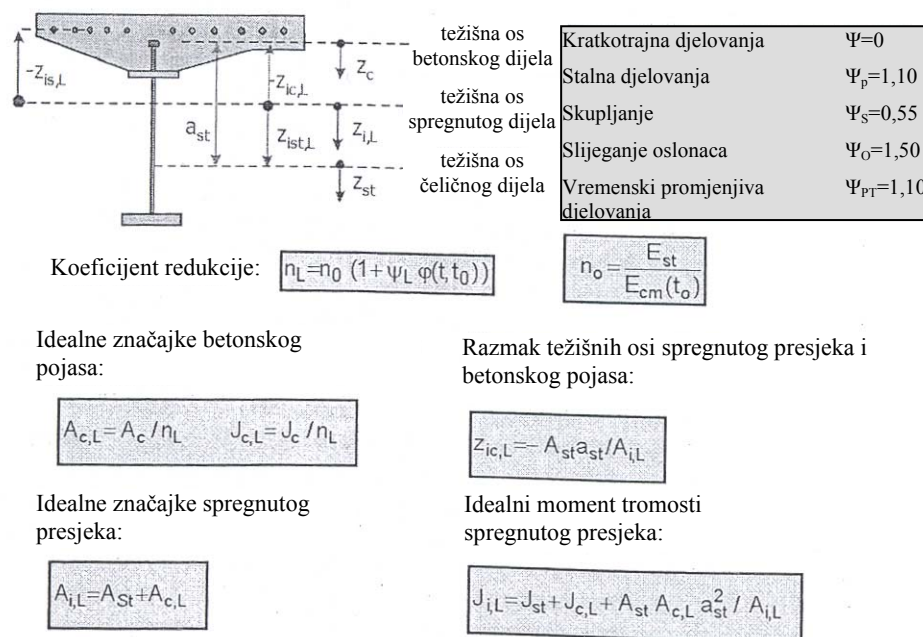
U inženjerskoj praksi se koriste dva postupka za proračun naprezanja od puzanja i skupljanja. Prvim postupkom tzv. postupkom unutarnjih sila po dijelovima, se direktno proračunavaju sile preraspodjele od puzanja u dijelovima presjeka, betonu i čeliku.

Naprezanja u dijelovima presjeka u trenutku t dobivaju se od unutarnjih sila u trenutku početka djelovanja t_0 i od sila preraspodjele uslijed puzanja. Taj postupak koristi programski paket *Sofistik*.

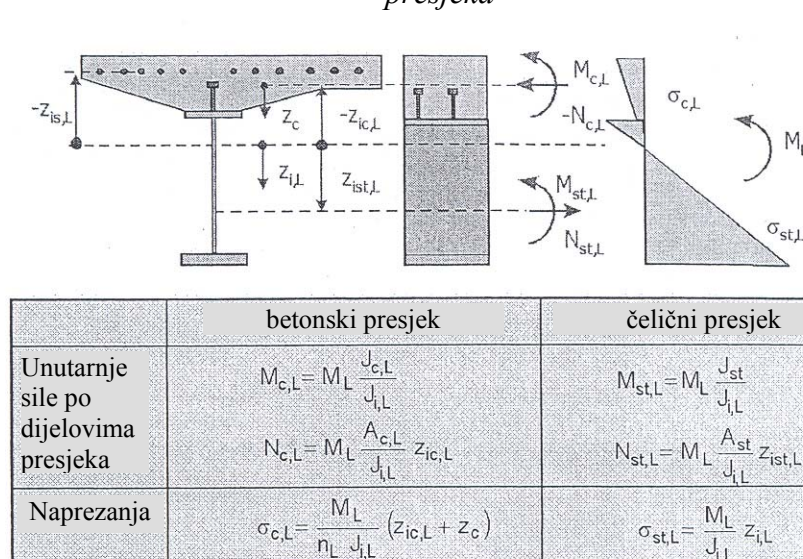
Drugi postupak je tzv. postupak ukupnog presjeka, koji se u praksi najčešće koristi.

Utjecaj puzanja obuhvaćen je analogno proračunu kratkotrajnih djelovanja vremenski ovisnim redukcijskim koeficijentima n_L za površinu i moment tromosti betona. Redukcijski koeficijenti ovise o koeficijentu puzanja ϕ_t i o popravnom koeficijentu ψ_L , ovisnom o vrsti opterećenja. Za razlikovanje vrste opterećenja ukupne unutarnje sile i pripadne značajke presjeka označuju se dodatnim indeksom L .

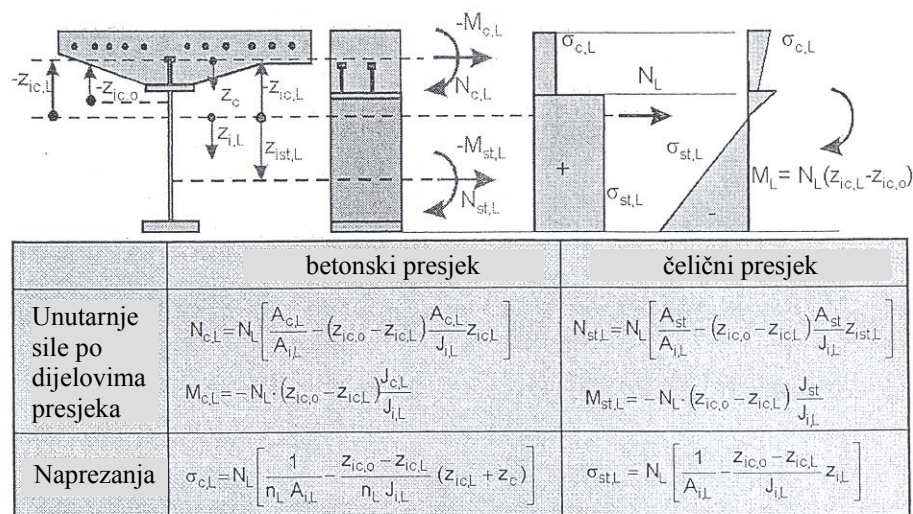
Proračun se mora zasebno provesti za vremenski nepromjenjiva djelovanja ($L = P$ – permanent action), skupljanje ($L = S$ – shrinkage), naprezanja od vremenski afino puzanju nastajućih unutarnjih sila ($L = PT$ – permanent action developing with time) i naprezanja uslijed unešenih deformacija ($L = D$ – imposed deformation).



Sl. 3-21: Redukcijski koeficijenti i značajke presjeka za pojednostavnjeni postupak ukupnog presjeka



Sl. 3-22: Unutarnje sile po dijelovima presjeka i naprezanja za djelovanje momenta savijanja



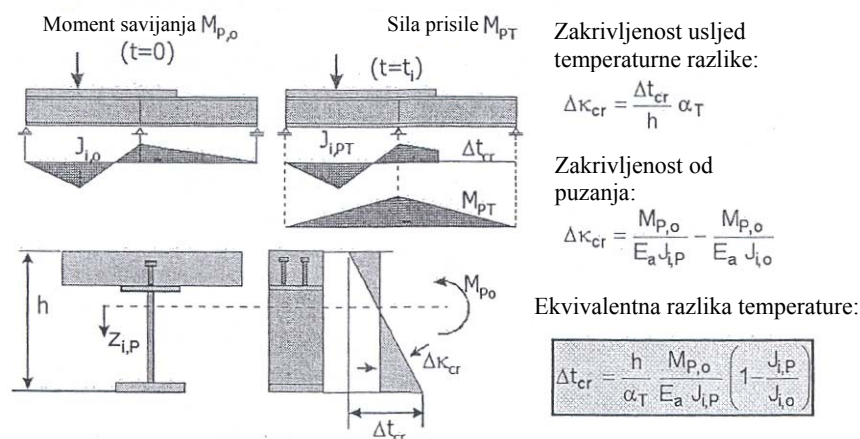
Sl. 3-23: Unutarnje sile po dijelovima presjeka i naprezanja za djelovanje normalne sile

Kod primjene postupka ukupnog presjeka deformacije konstrukcije proračunavaju se uobičajenim statičkim metodama. Utjecaj puzanja obuhvaća se u ovisnosti o vrsti djelovanja odgovarajućim idealnim značajkama presjeka.

Sekundarna naprezanja (sile prisile) uslijed puzanja kod statički neodređenih sustava nastaju vremenski afino puzanju.

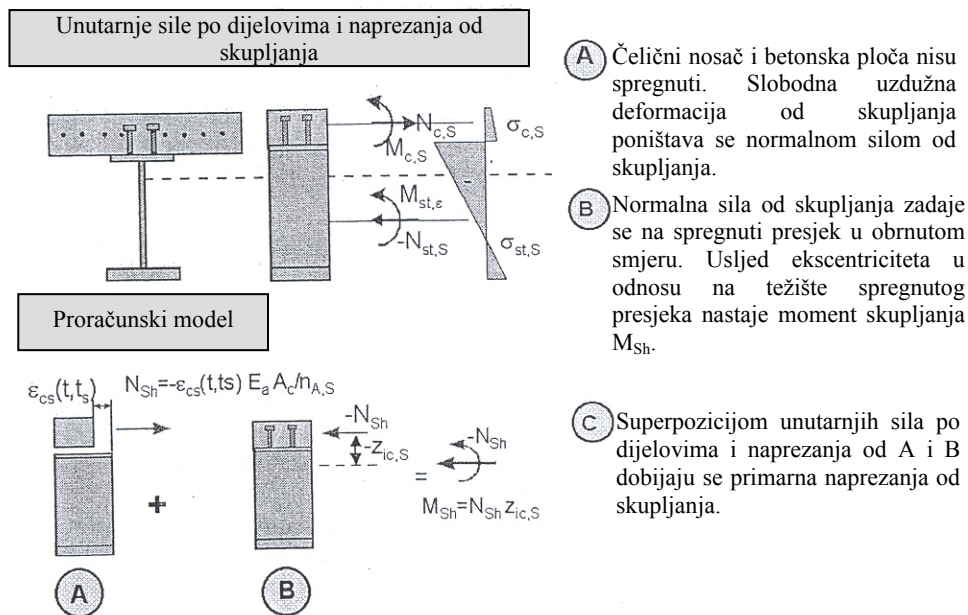
Sile prisile se danas jednostavno mogu odrediti uporabom specijalnih računalnih programa za spregnute konstrukcije.

Ako se ne raspolože takvim programima vremenski ovisne sile prisile mogu se izračunati i konvencionalnim štapnim programima pomoću ekvivalentne promjene temperature. Promjena zakrivljenosti $\Delta\kappa_{cr}$ uslijed puzanja uzima se u obzir ekvivalentnom razlikom temperature Δt_{cr} (Sl.3-24).



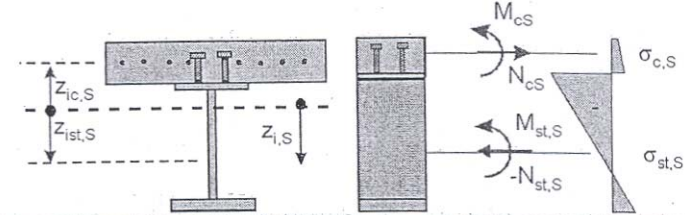
Sl. 3-24: Izračun sile prisile od puzanja pomoću ekvivalentne promjene temperature

Kod statički određenih sustava skupljanje prouzročuje primarna naprezanja. Postupak proračuna prikazan je na sl.3-25.



Sl. 3-25: Izračun primarnih naprezanja od skupljanja

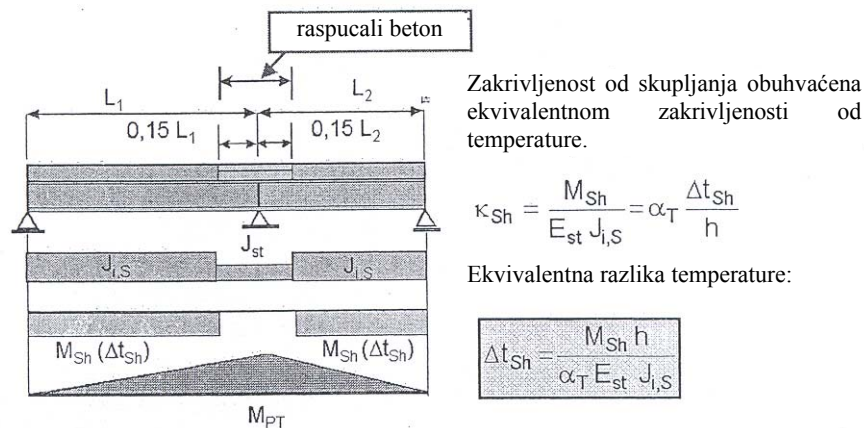
Odnosi za proračun unutarnjih sila po dijelovima presjeka i naprezanja od skupljanja prikazani su na sl.3-26. Proračun se provodi s redukcionskim koeficijentom $n_L = n_S$.



	betonski presjek	čelični presjek
Unutarnje sile po dijelovima presjeka	$N_{c,S} = N_{Sh} \left(1 - \frac{A_{c,S}}{A_{l,S}} - \frac{A_{c,S}}{J_{l,S}} Z_{ic,S}^2 \right)$ $M_{c,S} = -N_{Sh} Z_{ic,S} \frac{J_{c,S}}{J_{l,S}}$	$N_{st,S} = -N_{Sh} \left(\frac{A_{st}}{A_{l,S}} + \frac{A_{st}}{I_{l,S}} Z_{ist,S} \cdot Z_{ic,S} \right)$ $M_{st,S} = -N_{Sh} Z_{ic,S} \frac{J_{st}}{J_{l,S}}$
Naprezanja	$\sigma_{c,S} = \frac{N_{Sh}}{A_c} \frac{N_{Sh}}{n_S A_{l,S}} + \frac{N_{Sh} Z_{ic,S}}{n_S J_{l,S}} (Z_{ic,S} + Z_c)$	$\sigma_{st,S} = -\frac{N_{Sh}}{A_{l,S}} + \frac{N_{Sh} Z_{ic,S}}{J_{l,S}} Z_{l,S}$

Sl. 3-26: Unutarnje sile po dijelovima presjeka i naprezanja za primarno djelovanje skupljanja

Kod statički neodređenih sustava od primarnih naprezanja nastaju sile prisile (sekundarna naprezanja), koja se mogu izračunati pomoću ekvivalentne promjene temperature korištenjem krutosti na savijanje $E_a J_{l,S}$. Ekvivalentna promjena temperature određuje se kao i kod puzanja iz zakrivljenosti od djelovanja momenta skupljanja M_{Sh} (sl.3-27).



Sl. 3-27: Izračun sile prisile od skupljanja pomoću ekvivalentne promjene temperature

Sekundarna djelovanja (sile prisile) od puzanja i skupljanja, kao i od temperature uzimaju se u obzir.

U područjima, u kojima je betonski pojas raspucao kod proračuna sekundarnih naprezanja od skupljanja primarna naprezanja se zanemaruju.

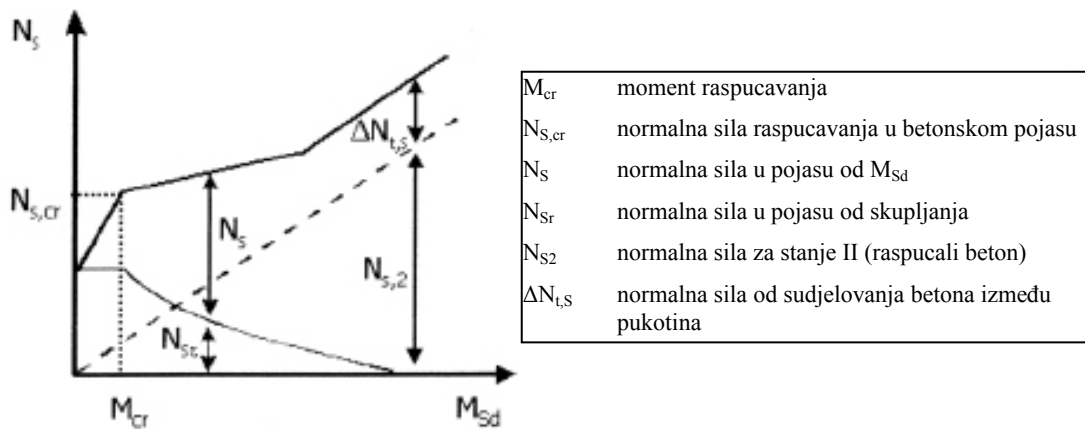
3.5.2 Utjecaj pojave pukotina u betonu

Utjecaji pojave pukotina u betonu moraju se uzeti u obzir. U područjima u kojima je premašena vlačna čvrstoća betona pojava pukotina prouzrokuje redukciju normalne krutosti i krutosti na savijanje betonskog pojasa i time preraspodjelu unutarnjih sila po dijelovima od betonskog pojasa na čelični nosač, tj. normalne sile u betonskom pojasu i čeličnom nosaču, kao i moment savijanja u betonskom pojasu se smanjuju a moment savijanja u čeličnom nosaču raste. Preraspodjela unutarnjih

sila jako ovisi o stupnju raspucavanja i sudjelovanju betona između pukotina.

Kod kontinuiranih nosača pukotine nastaju samo u području negativnih momenata savijanja u okolini srednjih oslonaca. Smanjenje krutosti na savijanje vezano s pojavom pukotina prouzrokuje za utjecaje vanjskih djelovanja preraspodjelu momenata savijanja u polja. Pojava pukotina jednako tako dovodi do velikog smanjenja primarnih naprezanja od skupljanja. Sekundarna naprezanja od skupljanja, koja nastaju kod statički neodređenih sustava uslijed primarnih naprezanja od skupljanja, naročito se jako smanjuju zbog smanjenja primarnih naprezanja i jednovremene promjene raspodjele krutosti.

Osnovni odnosi između momenta savijanja M_{Ed} i normalne sile u pojasu N_s prikazani su na sl.3-28.



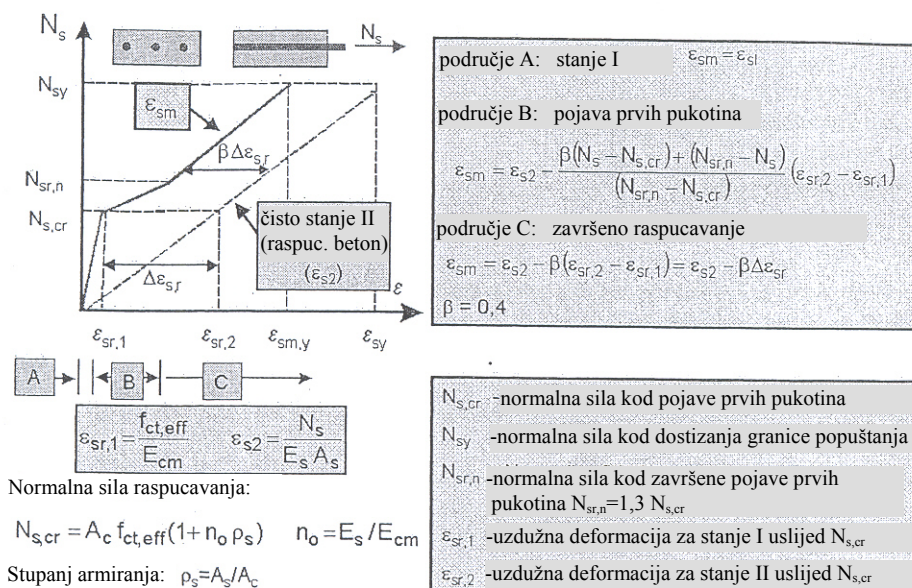
$$N_{s,cr} = f_{ctm} \cdot (1 + \rho \cdot n_0) \cdot A_c \cdot k_c \quad \text{sa} \quad k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_{i0}}}$$

z_{i0} : razmak težišnih osi beton-spregnuti presjek za stanje I (neraspucali beton)
 $n_0 = E_s / E_{cm} \quad \rho = A_s / A_c$

$$N_s = N_{s2} + \Delta N_{t,s} = M \cdot \frac{A_s \cdot z_{i2}}{I_{i2}} + \frac{0,4 \cdot f_{ctm} \cdot A_s}{\rho_s \cdot \alpha_{st}} \quad \text{sa} \quad \alpha_{st} = \frac{A_{i2} \cdot I_{i2}}{A_s \cdot I_a}$$

Sl.3-28: Odnos između momenta savijanja i normalne sile u betonskom pojasu kod pojave pukotina

Ponašanje betonskog pojasa za normalne deformacije prikazano je na sl.3-29.



Sl.3-29: Prosječna normalna deformacija kod pojave pukotina

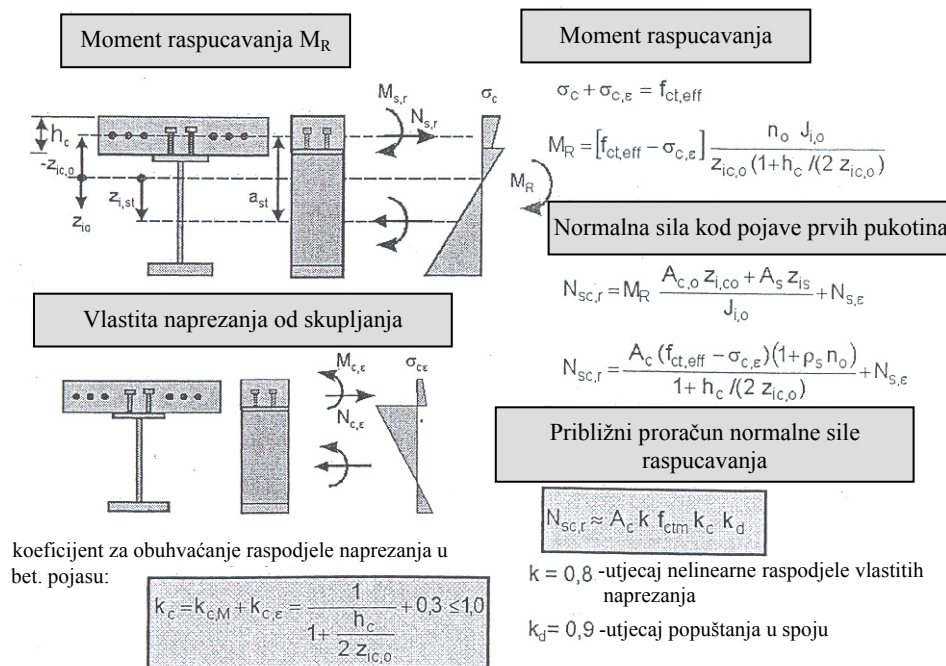
Kod proračuna unutarnjih sila po dijelovima i naprezanja razlikuju se područja A do C. Područje A opisuje ponašanje neraspucalog presjeka, područje B stanje prve pojave pukotina,

a područje C stanje završene pojave pukotina. Sudjelovanje betona između pukotina u usporedbi s čistim stanjem II presjeka izaziva smanjenje zakrivljenosti ukupnog presjeka, tj. povećanje krutosti na savijanje.

Moment raspucavanja M_R kod prve pojave pukotina dobija se iz uvjeta dosizanja srednje vlačne čvrstoće betona f_{ctm} u rubnim vlakancima betonskog pojasa pod djelovanjem primarnih naprezanja skupljanja i momenta raspucavanja M_R .

Rubno naprezanje $\sigma_{c,\varepsilon} = \sigma_{c,s}$ od primarnih naprezanja skupljanja i odgovarajuće unutarnje sile po dijelovima presjeka mogu se izračunati prema sl. 3-25 i 3-26.

Naprezanja i sile po dijelovima presjeka od momenta raspucavanja M_R proračunavaju se s redukcijskim koeficijentima za kratkotrajna djelovanja.

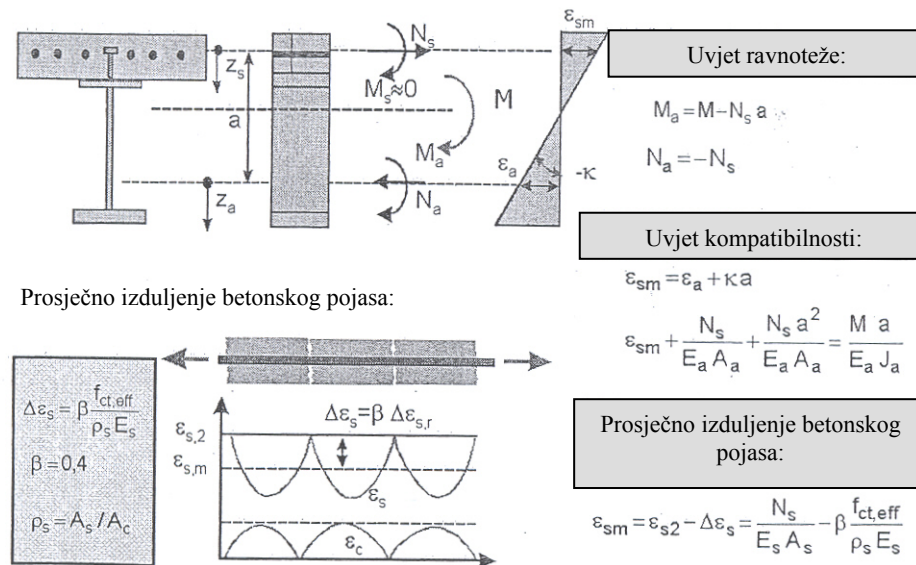


Sl.3-30: Moment raspucavanja i normalna sila raspucavanja betonskog pojasa

Jednadžba za normalnu silu raspucavanja može se aproksimirati s na sl.3-30 navedenim izrazom $N_{sc,r} = A_c f_{ctm} k k_d k_c$. Kod toga je A_c površina betonskog pojasa unutar sudjelujuće širine, a f_{ctm} prosječna vlačna čvrstoća betona. Faktorom k uzima se u obzir smanjenje vlačne čvrstoće od nelinearne raspodjele vlastitih naprezanja od skupljanja, a faktorom k_d utjecaje preraspodjele od popustljivosti spojnih sredstava. Koeficijent k_c opisuje raspodjelu naprezanja u betonskom pojasu za opterećenje samo savijanjem, kod čega k_{cM} obuhvaća raspodjelu naprezanja od momenta raspucavanja, a $k_{c,\varepsilon} = 0,3$ približno utjecaj skupljanja.

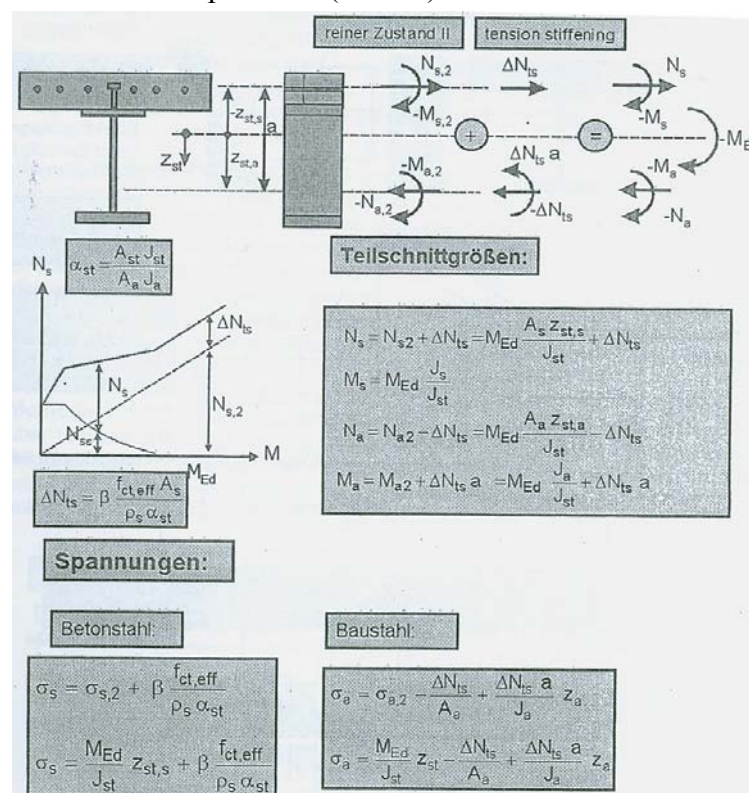
Naprezanje u armaturi kod prve pojave pukotina može se pojednostavnjeno odrediti iz izraza $N_{s,r} = N_{sc,r} / A_s$. To naprezanje koristi se za određivanje minimalne armature.

U području završene pojave pukotina na unutarnje sile po dijelovima presjeka utječe sudjelovanje betona između pukotina. Prosječna aksijalna deformacija betonskog pojasa ε_{sm} dobija se iz deformacije čistog stanja II u pukotini i redukcijskog člana $\Delta \varepsilon_s$ kojim se uzima u obzir sudjelovanje betona između pukotina. Uz zanemarenje momenta savijanja betonskog pojasa kod uvjeta ravnoteže, dobija se na sl.3-31 navedeni uvjet kompatibilnosti za prosječnu uzdužnu deformaciju u težištu betonskog pojasa.



Sl.3-31: Izračun unutarnjih sila po dijelovima presjeka kod završene pojave pukotina – uvjeti ravnoteže i kompatibilnosti

Uvrštavanjem izraza za prosječnu uzdužnu deformaciju betonskog pojasa u uvjet kompatibilnosti dobija se jednadžba za izračun normalne sile N_s u betonskom pojasu, kao suma unutarnje sile dijela presjeka za čisto stanje II $N_{s,2}$ i dodatnog člana ΔN_{ts} , kojim se uzima u obzir sudjelovanje betona između pukotina (sl.3-32).



Sl.3-32: Izračun unutarnjih sila po dijelovima presjeka i naprezanja uzimajući u obzir sudjelovanje betona između pukotina

Unutarnje sile čeličnog nosača proračunavaju se zatim iz uvjeta ravnoteže. Kod čeličnog nosača sudjelovanje betona između pukotina prouzrokuje porast normalne sile N_s i smanjenje veličine M_a . Naprezanja u betonu i čeliku sada se konačno mogu izračunati pomoću unutarnjih sila dijelova presjeka (sl.3-32). Dobijaju se kao suma naprezanja na presjeku u čistom stanju II (raspucali presjek) i dodatnih naprezanja od unutarnjih sila dijelova presjeka uslijed ΔN_{ts} .

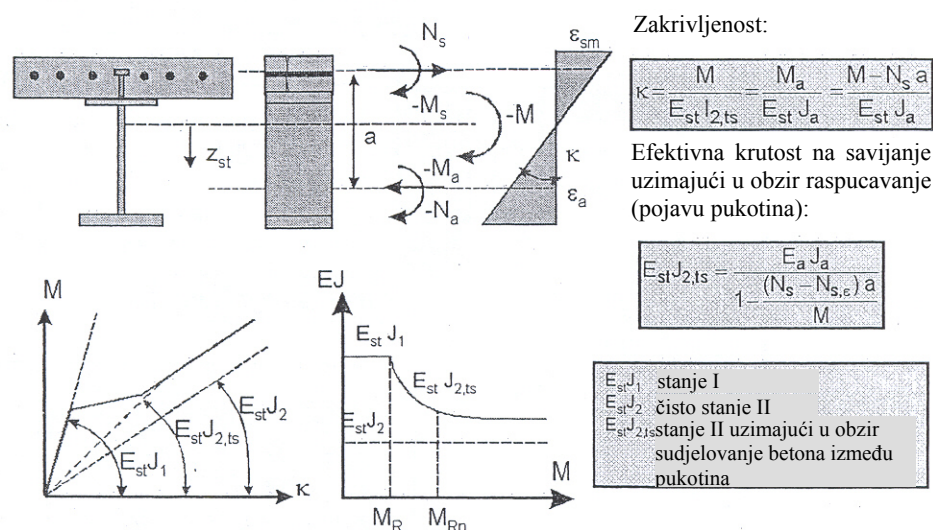
Uzimanje u obzir sudjelovanja betona između pukotina povećava naprezanja u armaturi u odnosu na proračun za raspucali presjek (čisto stanje II). Taj utjecaj mora se stoga uzeti u obzir poglavito kod dokaza provjere graničnog stanja zamora i dokaza provjere ograničenja pukotina. Naprezanja u čeličnom nosaču smanjuju se ako se uzme u obzir sudjelovanje betona između pukotina i zato se kod provjere čeličnog presjeka to na strani sigurnosti smije zanemariti.

Za izračun momenta savijanja M_{Rn} kod završene pojave prvih pukotina (sl.3-28) može se pretpostaviti da je normalna sila u betonskom pojasu narasla na vrijednost od 1,3 normalne sile raspucavanja. Za tu razinu opterećenja naprezanje u betonu između pukotina doseže 95% fraktulu vlačne čvrstoće betona. Uvrštavanje te normalne sile u na sl.3-32 navedenu jednadžbu za silu u pojasu N_s kod završene pojave pukotina daje traženi moment savijanja M_{Rn} . S prije izvedenim izrazima za unutarnje sile dijelova presjeka sada se može izračunati efektivna krutost spregnutog presjeka. Iz uvjeta jednake zakrivljenosti čeličnog i spregnutog presjeka

slijedi na sl.3-33 navedeni odnos za efektivnu krutost $E_{st} I_{2,ts}$. U području prve pojave pukotina dolazi do velikog pada krutosti na savijanje. Dosizanjem momenta savijanja M_{Rn} kod završenog otvaranja prvih pukotina krutost na savijanje približava se graničnoj vrijednosti, koja je veća od krutosti na savijanje raspucalog presjeka (čisto stanje II). Krutost na savijanje za završenu pojavu pukotina može se

dobro aproksimirati s vrijednosti za završenu pojavu prvih pukotina. U jednadžbu za određivanje efektivne krutosti $E_{st} I_{2,ts}$ treba ubaciti veličine $M = M_{Rn}$, $N = N_{sr,n}$ i

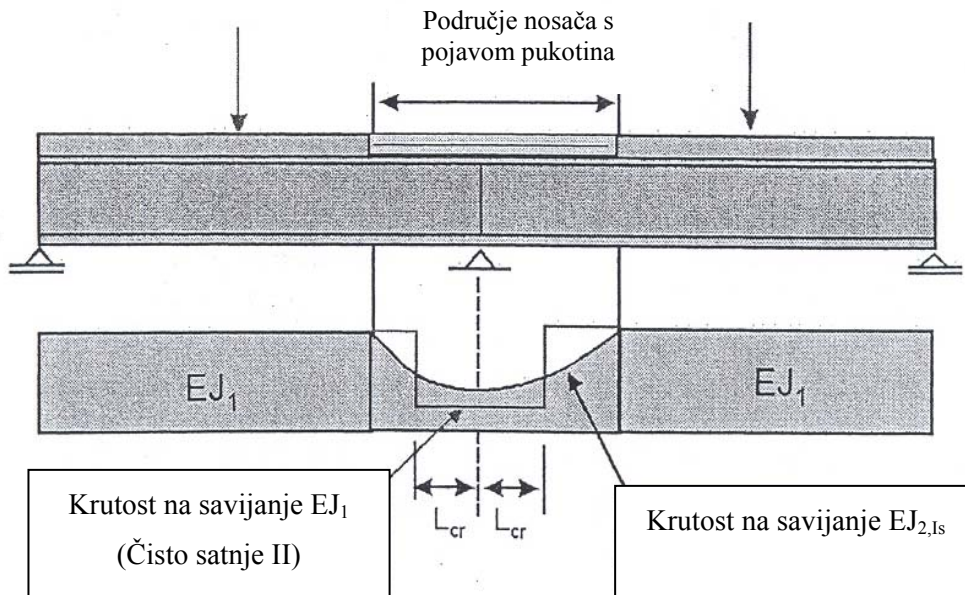
$N_{se} = 0$.



Sl.3-33: Izračun efektivne krutosti na savijanje kod pojave pukotina u betonskom pojasu

Funkcionalne ovisnosti prikazane na sl.3-33 jasno pokazuju da efektivna krutost na savijanje ovisi o naprezanju presjeka momentom savijanja. Kod proračuna unutarnjih sila je zbog toga u općem slučaju neophodan iterativni proračun.

Da bi se ta teškoća izbjegla kod proračuna u inženjerskoj praksi, koriste se pojednostavnjene pretpostavke u pogledu krutosti na savijanje kod pojave pukotina (sl.3-34).



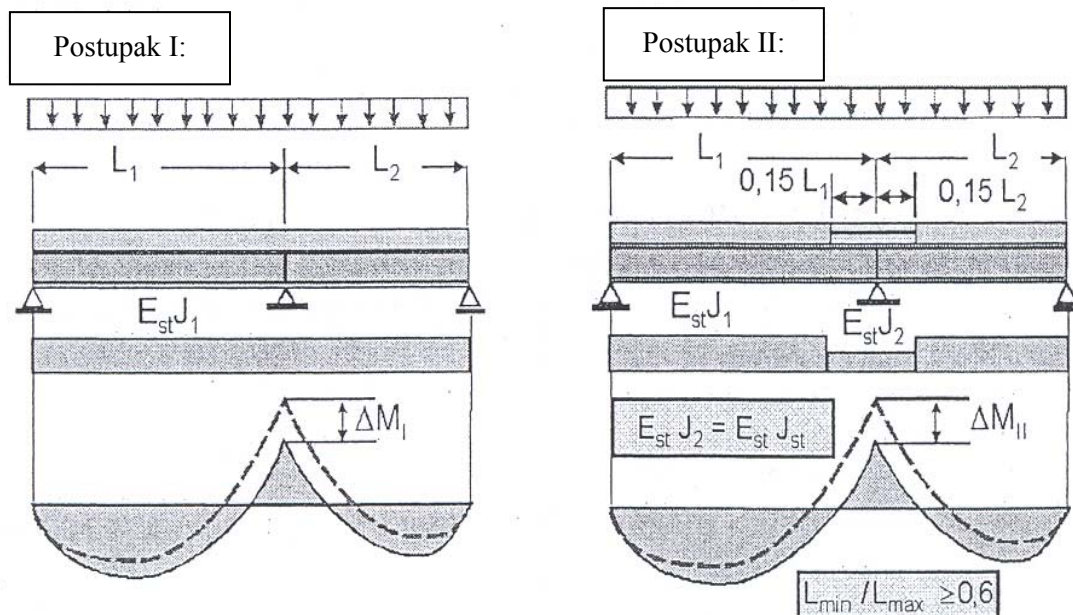
Sl.3-34: Pretpostavke za raspodjelu krutosti na savijanje kod pojave pukotina u betonskom pojasu

Utjecaj pojave pukotina približno se obuhvaća usvajanjem raspucalog presjeka (čisto stanje II) na efektivnoj duljini L_{cr} . Ta duljina određena je iz uvjeta da se kod nelinearnog proračuna s krutosti na savijanje $E I_{2,ts}$ odprilike ostvare jednake preraspodjele momenta savijanja kao kod elastičnog proračuna s krutosti na savijanje za čisto stanje II. Kao kriterij za određivanje duljine L_{cr} koristi se rubno naprezanje betona za nečestu kombinaciju djelovanja. Pretpostavke o područjima s pojavom pukotina (duljina L_{cr}) rabe se samo za određivanje realne raspodjele krutosti za proračun unutarnjih sila. Kod dokaza nosivosti presjeka vlačna čvrstoća betona se u pravilu zanemaruje.

Za uzimanje obzir pojave pukotina kod proračuna unutarnjih sila daju se tri različita postupka I, II i III. Kod konstrukcija kod kojih utjecaj pojave pukotina na izračun unutarnjih sila nije vrlo velik, smiju se rabiti postupci I i II (sl.3-35). U slučajevima kada pojava pukotina dovodi do značajnih preraspodjela momenata savijanja, unutarnje sile se načelno proračunavaju postupkom III ili pomoću nelinearnog proračuna. To primjerice vrijedi za kontinuirane nosače s bitno različitim rasponima, za kontinuirane nosače sa izrazito jakim vutama, kao i za konstrukcije koje su djelomično spregnute, a djelomično čistog čeličnog presjeka.

Kod proračuna unutarnjih sila dijelova presjeka razlikuju se tri stanja, stanje I (neraspucali presjek), stanje pojave prvih pukotina i stanje kod završenog procesa otvaranja pukotina. Krutost nosača u stanju pojave prvih pukotina odnosno kod završenog procesa otvaranja pukotina je zbog sudjelovanja betona između pukotina mnogo veća nego u čistom stanju II.

Za kontinuirane nosače i roštilje mogu se koristiti približni postupci I i II, ako utjecaj pojave pukotina na raspodjelu unutarnjih sila nije vrlo velik. Odabrani postupak mora se primijeniti na cijelu konstrukciju.



Sl.3-35: Izračun unutarnjih sila prema postupcima I i II

Postupak I:

Negativni momenti savijanja nad srednjim osloncima, koji djeluju na spregnuti presjek smiju se umanjiti za najviše 10% uz zadovoljenje uvjeta ravnoteže, ako su unutarnje sile određene temeljem krutosti neraspucalih presjeka. Ova preraspodjela momenata savijanja ne smije se rabiti kod uzdužno prednapetih mostova kategorija A, B i C za dokaz na zamor, jer se za razinu opterećenja za zamor rijetko javljaju ozbiljnije pukotine, pa nije moguća preraspodjela momenata savijanja.

Postupak II:

Za mostove bez primjene mjera prednapinjanja bilo kabelima bilo regulacijom oslonaca (klasa D) utjecaj pojave pukotina može se obuhvatiti usvajanjem krutosti na savijanje $E_a J_2$ na 15% duljine susjednih polja jednog srednjeg oslonca. U ostalim dijelovima nosača koristi se krutost na savijanje neraspucalog presjeka $E_a J_1$. Postupak se smije koristiti za kontinuirane nosače kod kojih je odnos susjednih polja na jednom ležaju $L_{min} / L_{max} \geq 0,6$, a uporaba za faze gradnje nije dopuštena, nego se moraju koristiti postupci I ili III.

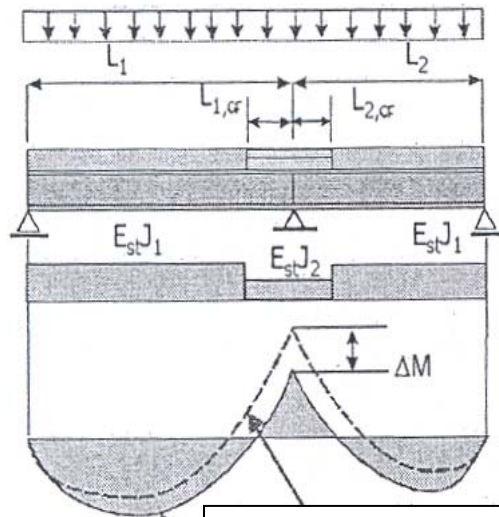
Postupak III:

Kod općenito primjenjivog postupka III prvo se određuju područja u kojima beton raspucava L_{cr} , usvajanjem krutosti neraspucalog presjeka za ne-čestu kombinaciju djelovanja, uzimajući u obzir reologiju betona. Prometna opterećenja uzimaju se samo u susjednim poljima promatranog srednjeg oslonca.

U područjima gdje su rubna vlačna naprezanja u betonu za glavni nosivi sustav veća od 1,3 puta vrijednosti vlačne čvrstoće betona $f_{ctk,0.95}$ (95% fraktila), usvaja se krutost na savijanje $E_a J_2$. Tako određena raspodjela krutosti koristi se za izračun unutarnjih sila za granično stanje nosivosti (GSN) i granično stanje uporabljivosti (GSU).

Postupak III:

$E_{st}I_1$ krutost na savijanje – stanje I
 $E_{st}I_2$ krutost na savijanje – stanje II



Momentni dijagram za stanje I

Momentni savijanja uzimajući u obzir pojavu pukotina

- Proračun unutarnjih sila za stanje I za nečestu kombinaciju
- Izračun raspucalih područja nosača L_{cr} pomoću rubnog naprezanja u betonu $\sigma_c = 1,3f_{ct,95}$
- Uvrštavanje EI_2 u raspucalim djelovima nosača
- Proračun unutarnjih sila s novom raspodjelom krutosti

ΔM moment preraspodjele
 uslijed pojave pukotina

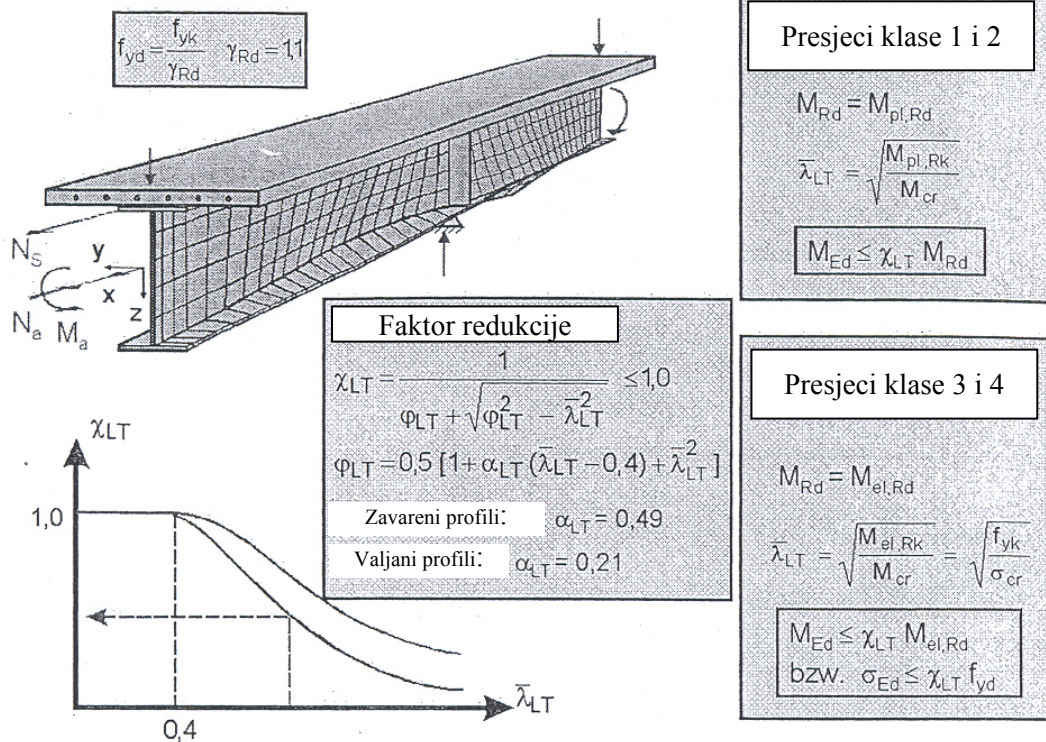
$$E_{st}I_2 = E_{st}I_{st}$$

Sl.3-36: Izračun unutarnjih sila postupkom III

Kod proračuna unutarnjih sila roštilja za poprečne nosače može se koristiti krutost neraspucalog presjeka, ako se ne provodi točniji proračun.

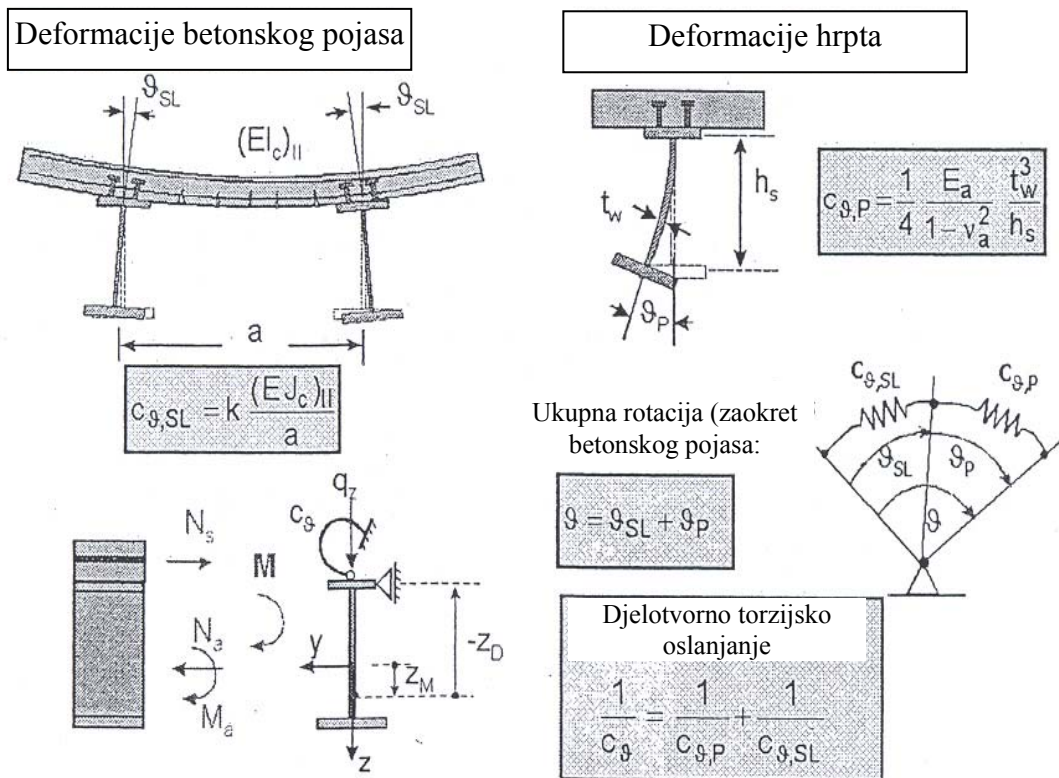
3.6 Bočno izvijanje

U području srednjih oslonaca kontinuiranih nosača treba dokazati dostatnu sigurnost na postrano deformiranje donjeg pojasa tj. na bočno izvijanje.



Sl.3-37: Bočno izvijanje kod spregnutih nosača – provedba provjere

Kod spregnutih nosača bitan utjecaj ima betonska ploča, jer osigurava bočno horizontalno oslanjanje i elastičnu upetost.



Sl.3-38: Određivanje elastičnog torzijskog oslanjanja

Dokaz se provodi, kako slijedi:

Klase 1 i 2 : $M_{Sd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd}$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{(M_{pl,Rk} / M_{cr})}$$

$M_{pl,Rk}$ plastični granični moment spregnutog poprečnog presjeka za karakteristična svojstva gradiva $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1,0$

M_{cr} idealni moment bočnog izvijanja spregnutog presjeka

Klase 3 i 4 : $M_{Sd} = \chi_{LT} M_{el,Rd}$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{(M_{el,Rk} / M_{cr})}$$

Provjera nije potrebna ako je $\lambda_{LT} \leq 0,4$

Redukcijski faktor $\chi_{LT} = f(\lambda_{LT})$; za valjane profile vrijedi krivulja izvijanja a , a za zavarene profile krivulja izvijanja c .

Proračun idealnog momenta bočnog izvijanja spregnutog presjeka M_{cr}

Mora se uzeti u obzir utjecaj pukotina u betonskoj ploči i krivljenje hrpta.

određivanje „djelotvornog rotacijskog oslanjanja“ $\frac{1}{c_{\vartheta}} = \frac{1}{c_{\vartheta,p}} + \frac{1}{c_{\vartheta,SL}}$

- dio rotacijsko oslanjanje uslijed krivljenja profila: $c_{\vartheta,p} = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu_a^2) \cdot h_w}$

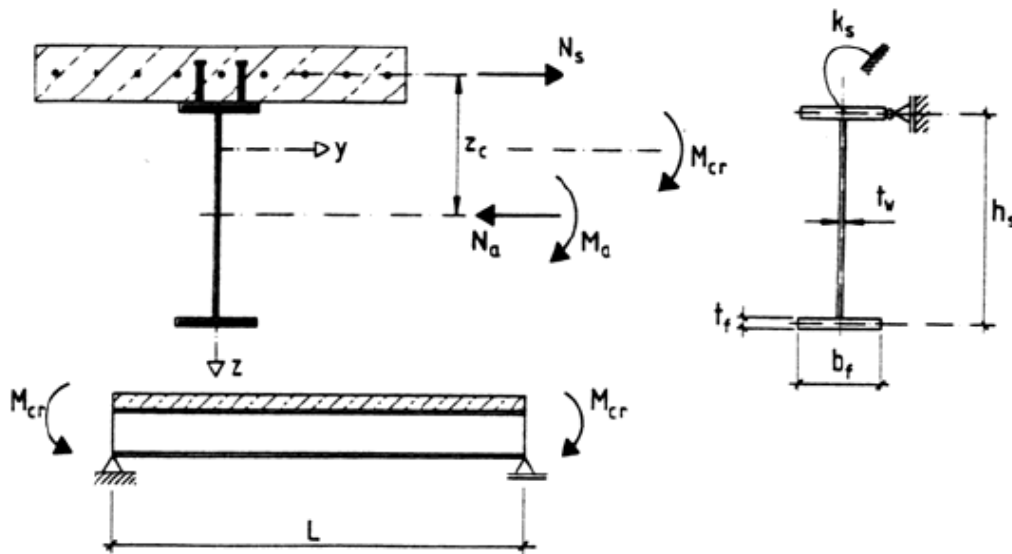
- dio rotacijsko oslanjanje od krutosti na savijanje raspucale betonske ploče

$$c_{\vartheta,SL} = k \cdot \frac{(E_{cm} \cdot I_c)^{II}}{a}$$

$$(E_{cm} I_c)^{II} \approx 6,5 E_a I_c \rho \quad I_c = b h_c^3 / 12 \quad \rho = A_s / b h_c$$

a raspon betonske ploče

k=2 ... ploča preko jednog raspona, k=4 ... kontinuirana ploča preko više raspona;

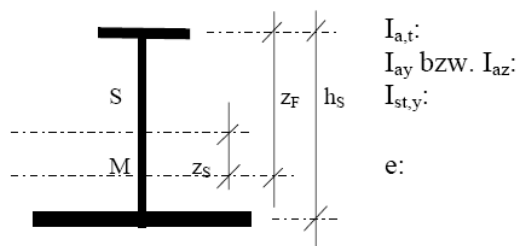


Sl.3-39: Zamjenski sustav za proračun idealnog momenta bočnog izvijanja

Približni izračun idealnog momenta bočnog izvijanja za štap s rubnim momentima:

$$M_{cr} = \frac{k_c \cdot C_4}{L} \cdot \sqrt{\left[G \cdot I_{at} + c_{\vartheta} \cdot \frac{L^2}{\pi^2} \right]} \cdot E_a \cdot I_{afz}$$

$$k_c = \left[\frac{h_s}{\frac{(z_F - z_S)^2 + i_x^2}{e} + 2 \cdot (z_F - z_j)} \right] \cdot \frac{I_{st,y}}{I_{a,y}}$$



$I_{a,t}$: torzijski moment tromosti čeličnog presjeka

I_{ay} odnosno I_{az} : moment tromosti čeličnog presjeka

$I_{st,y}$: moment tromosti armature

planski ekcentricitet:
$$e = \frac{A \cdot I_{ay}}{A_a \cdot z_c \cdot (A - A_a)}$$

(vrijedi približno za simetrične presjeke sa $I_{afz} > 0,5 I_{az}$)

I_{afz} : moment tromosti tlačnog pojasa oko z-osi

i_x : polarni radijus tromosti
$$i_x = \sqrt{\frac{I_{az} + I_{ay}}{A_a}}$$

z_s : pozitivnog predznaka ako je središte smika M u jednakom smjeru od težišta kao tlačni pojas

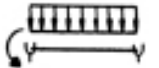
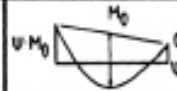
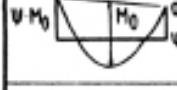
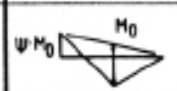
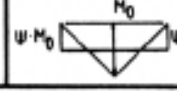
System	Momentenverlauf	$C_4 (\psi)$								
		$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$	$\psi = 1,25$	$\psi = 1,50$	$\psi = 1,75$	$\psi = 2,00$	$\psi = 2,25$	$\psi = 2,50$
		41.5	30.2	24.5	21.1	19.0	17.5	16.5	15.7	15.2
		33.9	22.7	17.3	14.1	13.0	12.0	11.4	10.9	10.6
		28.2	18.0	13.7	11.7	10.6	10.0	9.5	9.1	8.9
		28.4	21.8	18.6	16.7	15.6	14.8	14.2	13.8	13.5
		12.7	9.8	8.6	8.0	7.7	7.4	7.2	7.1	7.0

Tabela 3-1: C_4 – vrijednosti za proračun M_{cr}

Kao alternativa gornjem postupku tlačni pojasi se mogu modelirati kao elastično oslonjeni tlačni štapovi i provjeriti na izvijanje. Elastično oslanjanje donjih pojaseva može se ostvariti ugradbom poprečnih okvira.

Dokaz se provodi prema važećim propisima za čelične mostove.

3.7 Vlačno naprezani konstrukcijski elementi

3.7.1 Beton u vlaku

Dimenzioniranje se provodi prema važećim propisima za betonske mostove.

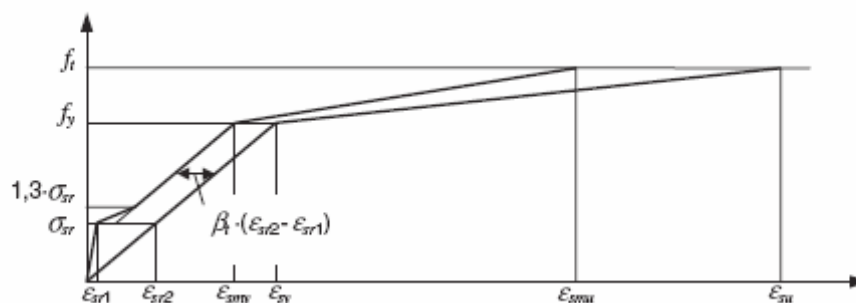
Za izračun naprezanja za granična stanja nosivosti (GSN), uporabe (GSU) i zamora mora se uzeti u obzir sudjelovanje betona između pukotina.

Proračunska veličina normalne sile iznosi $N_{Ed} = N_{si} + 0,3 N_{s,cr}$.

N_{si} normalna sila za mjerodavnu kombinaciju djelovanja

$N_{s,cr}$ normalna sila kod prve pojave pukotina za efektivnu krutost $f_{ct,eff} = 0,7 f_{ctm}$

Sudjelovanje betona između pukotina na vlak može se odrediti prema sljedećoj slici i jednadžbama:



Sl.3-40: Sudjelovanje betona na vlak između pukotina

Razlikuju se četiri područja a, b, c, i d ovisno o stvarnim naprezanjima u armaturi:

(a) neraspucali beton ($0 \leq \sigma_s \leq \sigma_{sr}$) $\epsilon_{sm} = \epsilon_{s1}$

(b) otvaranje pukotina ($\sigma_{sr} \leq \sigma_s \leq 1,3 \sigma_{sr}$)

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \left(\frac{\beta_t \cdot (\sigma_s - \sigma_{sr}) + (1,3 \cdot \sigma_{sr} - \sigma_s)}{0,3 \cdot \sigma_{sr}} \right) \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1})$$

(c) završen proces otvaranja pukotina ($1,3 \sigma_{sr} \leq \sigma_s \leq f_y$) $\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \beta_t (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1})$

(d) tečenje čelika ($f_y \leq \sigma_s \leq f_t$) $\epsilon_{sm} = \epsilon_{sy} - \beta_t (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) + \delta (1 - \sigma_{sr} / f_y) (\epsilon_{s2} - \epsilon_{sy})$

ϵ_{sm} prosječno izduženje armature

ϵ_{su} izduženje armature za najveće opterećenje = 0,025

ϵ_{s1} izduženje armature u neraspucalom stanju

ϵ_{s2} izduženje armature u raspucalom stanju u pukotini

ϵ_{sr1} izduženje armature u neraspucalom stanju za opterećenje koje izaziva pukotine kod dosizanja vlačne čvrstoće betona f_{ctm}

ε_{sr2} izduženje armature u pukotini za opterećenje koje izaziva pukotine

β_t koeficijent za uzimanje u obzir utjecaja trajanja opterećenja ili ponovnog opterećenja na prosječno izduženje

= 0,40 za pojedinačno kratkotrajno opterećenje

= 0,25 za trajno opterećenje ili česte promjene opterećenja

σ_s naprezanje u vlačnoj armaturi proračunato za raspucali presjek (naprezanje u pukotini)

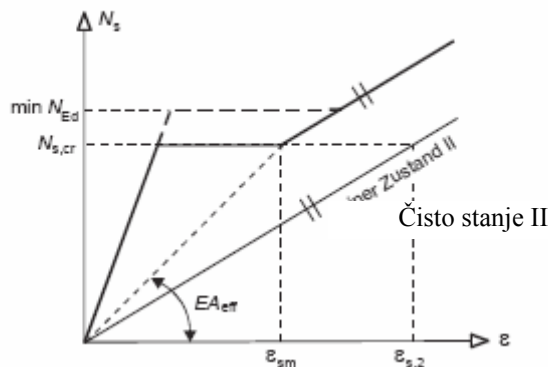
σ_{sr} naprezanje u vlačnoj armaturi proračunato za raspucali presjek za kombinaciju opterećenja koja uzrokuje pojavu prvih pukotina

δ koeficijent za uzimanje u obzir duktilnosti armature

= 0,80 za čelik visoke duktilnosti

= 0,60 za čelik normalne duktilnosti

Alternativno za približni izračun sudjelovanja betona između pukotina mogu se koristiti odnosi sa nastavno prikazane slike.



Sl.3-41: Pojednostavnjeni N-ε dijagram

Unutarnje sile od globalnog djelovanja mogu se pojednostavnjeno izračunati sa konstantnom krutosti na izduženje ($E A$)_{eff}, neovisno o veličini opterećenja.

$$(EA)_{eff} = \frac{E_s A_s}{1 - 0.35 / (1 + \rho_s n_0)}$$

Za granično stanje nosivosti (GSN) minimalna vrijednost proračunske normalne sile iznosi:

$$\min N_{Ed} = 1,45 A_c f_{ct,eff} (1 + \rho_s n_0)$$

A_c površina betona u vlaku

ρ_s koeficijent armiranja

$$f_{ct,eff} = 0,7 f_{ctm}$$

Utjecaj sudjelovanja betona između pukotina smije se zanemariti ako se kod proračuna unutarnjih sila u vlačnom betonskom dijelu od globalnog djelovanja koristi krutost neraspucalog betona a kod proračuna unutarnjih sila ostalih dijelova konstrukcije za beton u vlaku usvoji krutost čistog stanja II presjeka.

Skupljanje betona mora se uzeti u obzir. Ako se ne rabi točniji postupak uzima se veličina skupljanja za neraspucali beton.

U područjima uvođenja sila na krajevima vlačno napregnutih konstrukcijskih dijelova treba predvidjeti moždanike tako da se normalna sila može uvesti na duljini od $1,5b$, gdje je b širina ploče. Zbog nesigurnosti u svezi stvarne vrijednosti vlačne čvrstoće betona kod dokaza moždanika za uvođenje sile uzima se dodatni parcijalni koeficijent $\gamma_f = 1,25$.

3.7.2 Spregnuti konstrukcijski elementi u vlaku

Za granično stanje nosivosti (GSN) dimenzioniranje na savijanje i vlak provodi se uz zanemarenje vlačne čvrstoće betona.

Utjecaj sudjelovanja betona između pukotina smije se zanemariti ako su unutarnje sile armiranog betonskog presjeka proračunate s statičkim značajkama neraspucalog presjeka, a unutarnje sile čeličnog dijela presjeka s zanemarenjem betona.

4. Granična stanja uporabe (GSU)

Za granično stanje uporabljivosti (GSU) potrebno je provesti sljedeće dokaze:

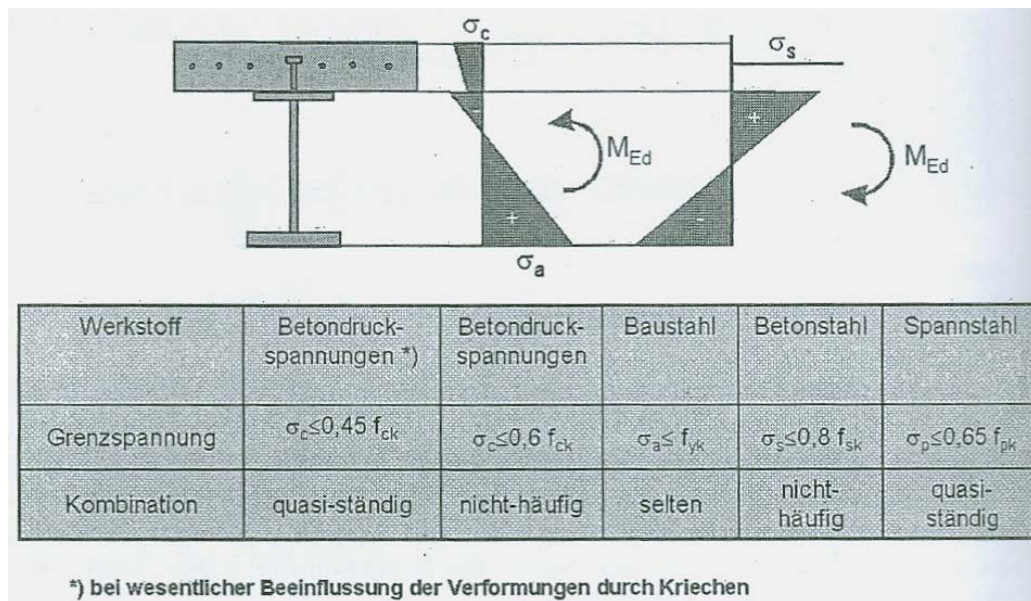
- dokazi naprezanja
- dokazi minimalne armature i ograničenja pukotina
- dokazi protiv disanja hrpta
- dokazi deformacija
- dokazi vibracija

4.1. Dokazi naprezanja

Unutarnje sile i naprezanja proračunavaju se elastičnim računskim postupcima.

Naprezanja u betonu ograničuju se za sprečavanje prevelikih deformacija od puzanja ili stvaranja mikro-pukotina. Ovaj dokaz potreban je samo kod prednapetih spregnutih konstrukcija, za prednapinjanje kabelima i/ili pomoću planski uvedenih deformacija. Neelastično ponašanje betona, prednapete i nenapete armature isključuje se provedbom dodatnih dokaza. Ti dokazi mjerodavni su samo kod presjeka kod kojih su iskorištene plastične rezerve presjeka u graničnom stanju nosivosti i sukladno tome nisu potrebni za presjeke klasa 3 i 4. Za čelični presjek je za kombinirana normalna i posmična naprezanja potrebno dokazati i usporedna naprezanja.

Granična naprezanja i odgovarajuće kombinacije djelovanja prikazane su na sl.4-1.



Sl.4-1: Ograničenje naprezanja i kombinacije djelovanja

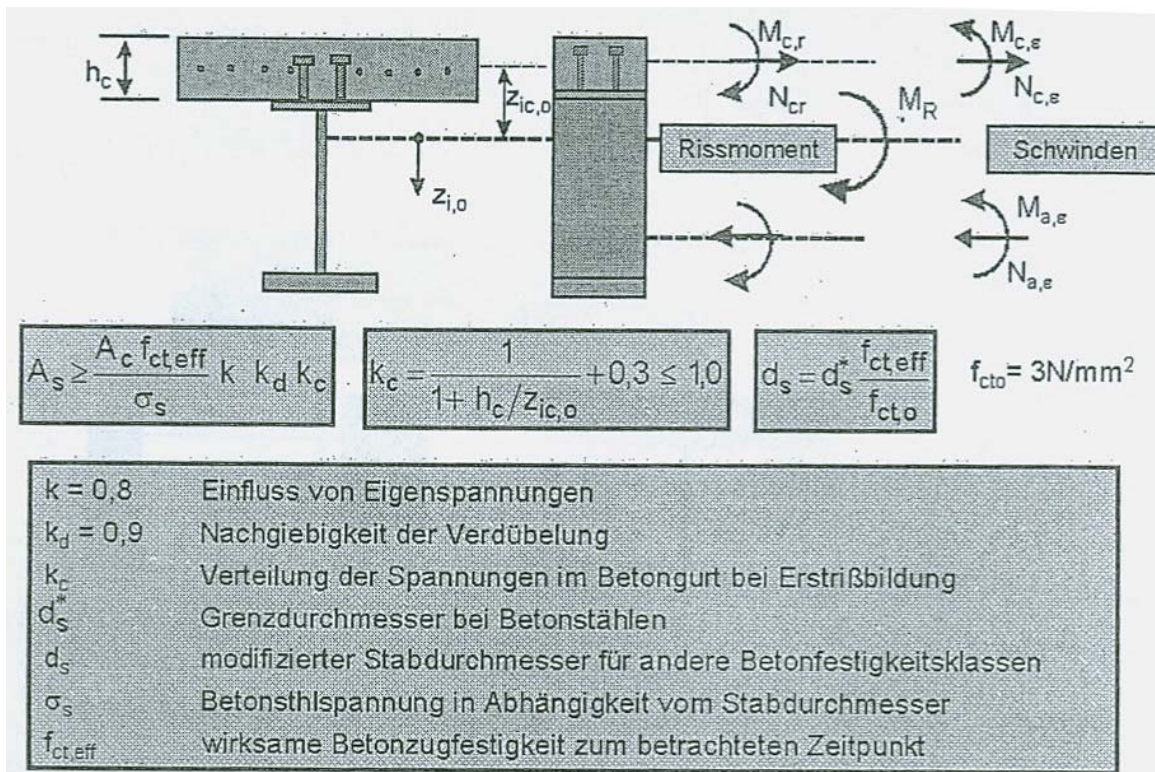
4.2. Dokaz sigurnosti na disanje hrpta

Dokaz je potreban samo za presjeke klase 4, ako su proračunati pomoću efektivnih širina.

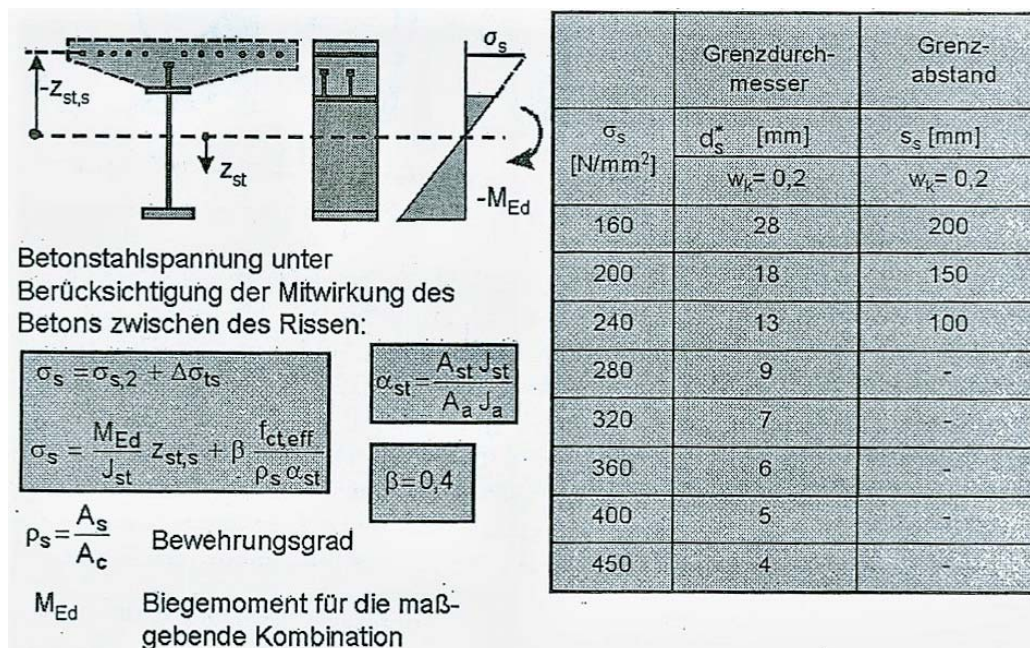
4.3. Minimalna armatura i ograničenje pukotina

U područjima nosača u kojima za nečestu kombinaciju djelovanja nastaju vlačna naprezanja kod mostova s nenapetom armaturom, odnosno tlačna naprezanja manja od 1 Mpa kod mostova prednapetih kabelima, potrebno je izvršiti provjeru ograničenja pukotina. Mjerodavna kombinacija djelovanja za dokaz širine pukotina ovisi o klasi sukladno sl.1-4. Za pojaseve spregnutih nosača u načelu se zahtijeva ograničenje pukotina na računsku vrijednost $w_k = 0,2 \text{ mm}$.

U gore definiranim područjima načelno treba ugraditi minimalnu armaturu, proračunatu sukladno sl.4-3. Ta minimalna armatura određuje se za na sl.3-30 izvedenu normalnu silu raspucavanja betonskog pojasa. Tada se dobijaju izrazi prema sl.4-2.



Sl.4-2: Izračun minimalne armature



Sl.4-3: Dokaz širine pukotina kod završenog procesa otvaranja pukotina

Kod izračuna minimalne armature treba uzeti u obzir da se kod pojaseva promjenjive debljine u poprečnom smjeru minimalna armatura odnosi na debljinu promatranog presjeka.

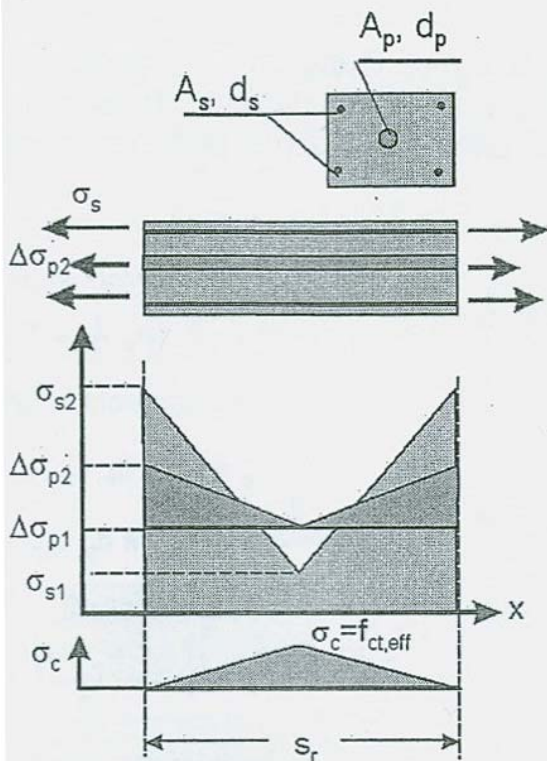
U područjima nosača u kojima je temeljem dokaza nosivosti (GSN) dobivena veća armatura od minimalne, dodatno je potreban dokaz prema sl.4-3, kojim se ovisno o naprezanju u armaturi ograničuje promjer armature d_s ili razmak šipaka armature s_s . Kod toga naprezanja u armaturi treba proračunati uzimajući u obzir sudjelovanje betona između pukotina (vidi sl.4-3 kao i 3-31 i 3-32).

Kod završenog procesa otvaranja pukotina raspodjela naprezanja određuje se temeljem uvjeta ravnoteže i uvjeta kompatibilnosti sukladno sl.4-4. Mora se uzeti u obzir i sudjelovanje betona između pukotina kod proračuna unutarnjih sila u betonskom pojasu.

Prvo se određuje naprezanje u betonu i prednapetoj armaturi koje djeluje u pukotini uz pretpostavku jednakih svojstava sprežanja prema sl.3-32 odnosno 4-3, s time da se umjesto stupnja armiranja ρ_s uzima stupanj armiranja ρ_{tot} prema sl.4-4.

S tim naprezanjem se zatim određuje lokalna preraspodjela na beton i prednapetu armaturu uzimajući u obzir različito ponašanje sprežanja prema sl.4-4.

Abgeschlossene Rissbildung:



Gleichgewicht im Riss:

$$N - P_o = \sigma_{s2} A_s + \Delta \sigma_{p2} A_p$$

Maximaler Rissabstand:

$$f_{ct} A_c = \frac{s_{r,max}}{2} [\tau_{sm} n_s d_s \pi + \tau_{pm} n_p d_p \pi]$$

$$s_{r,max} = \frac{d_s f_{ct,eff} A_c}{2 \tau_{sm} (A_s + \xi^2 A_p)}$$

Gleichgewicht in Längsrichtung:

$$\sigma_{s2} - \sigma_{s1} = \frac{s_{r,max}}{2} \frac{U_s}{A_s} \tau_{sm}$$

$$\sigma_{p2} - \sigma_{p1} = \frac{s_{r,max}}{2} \frac{U_p}{A_p} \tau_{pm}$$

Verträglichkeit:

$$\delta_s = \delta_p$$

$$\frac{\sigma_{s2} - \beta(\sigma_{s2} - \sigma_{s1})}{E_s} = \frac{\Delta \sigma_{p,2} - \beta(\Delta \sigma_{p2} - \Delta \sigma_{p1})}{E_p}$$

Mit dem mittleren Rissabstand $s_{r,m} \approx 2/3 s_{r,max}$ folgt:

$$\sigma_s = \sigma_{s2} + 0,4 f_{ct,eff} \left[\frac{A_c}{A_s + \xi_1^2 A_p} - \frac{A_c}{A_s + A_p} \right] = \sigma_{s2} + 0,4 f_{ct,eff} \left[\frac{1}{p_{eff}} - \frac{1}{p_{tot}} \right]$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{s2} - 0,4 f_{ct,eff} \left[\frac{A_c}{A_s + A_p} - \frac{\xi_1^2 A_c}{A_s + \xi_1^2 A_p} \right] = \sigma_{s2} - 0,4 f_{ct,eff} \left[\frac{1}{p_{tot}} - \frac{\xi_1^2}{p_{eff}} \right]$$

$$p_{tot} = \frac{A_s + A_p}{A_c} \quad p_{eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_c}$$

Sl.4-4: Utjecaj različitog spregnutog ponašanja betona i prednapete armature

Gornji postupak je pogodan i za procjenu utjecaja različitih promjera armature d_{s1} i d_{s2} kod provjere ograničenja pukotina kolničkih ploča armiranih nenapetom armaturom. U tom slučaju za na sl.4-4 navedene izraze vrijedi $\tau_{sm1} = \tau_{sm2}$, $\tau_{pm} = \tau_{sm2}$ i $d_{s2} = d_p$.

4.4. Progibi i deformacije

Proračun deformacija provodi se elastičnim proračunom za mjerodavna djelovanja uz uzimanje u obzir sudjelujućih širina.

Za definiranje nadvišenja koristi se quasi-stalna kombinacija djelovanja. Kod željezničkih mostova quasi-stalna prometna djelovanja kod proračuna nadvišenja uzimaju se s $\psi_2 = 0,20$.

5. Osiguranje sprezanja

Prijanjanje betona na čelik ne smije se uzeti u obzir.

Djelomično sprezanje s planskim iskorištenjem popuštanja u spoju (sljubnici) kod spregnutih mostova nije dopušteno.

5.1 Granično stanje uporabljivosti (GSU)

Uzdužne posmične sile proračunavaju se za nečestu kombinaciju djelovanja.

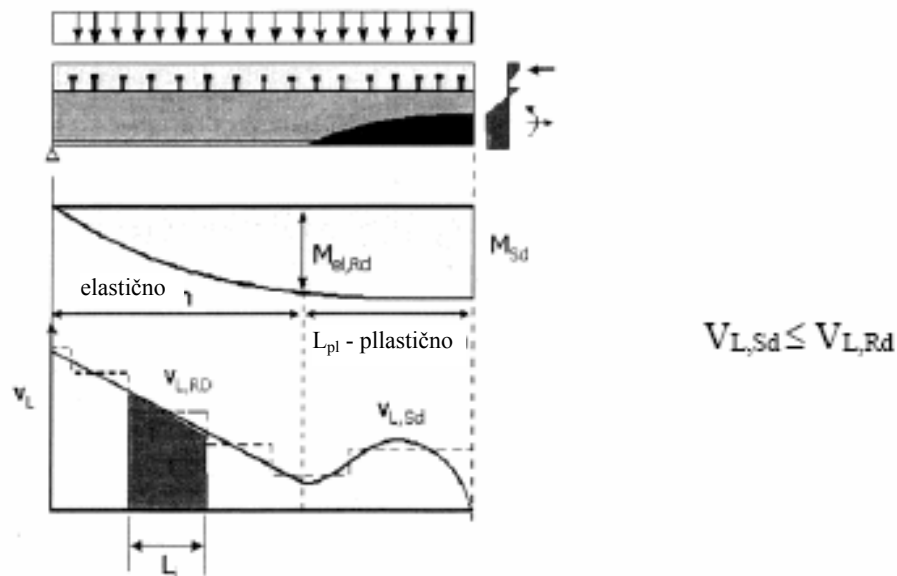
Proračunska vrijednost nosivosti moždanika za GSU iznosi $0,60 P_{Rd}$.

Dokaz na umornost za čepaste moždanike kod sprezanja glavnih nosača nije potrebno provesti ako su uzdužne posmične sile proračunate za stanje I (neraspucali beton) i ako je proračunska vrijednost nosivosti moždanika smanjena na $0,30 P_{Rd}$.

5.2 Proračun uzdužnih posmičnih sila

Uzdužne posmične sile u spoju proračunavaju se u pravilu elastično. Kod korištenja presjeka u stanju II (raspucali beton) dobivaju se uzdužne posmične sile na strani nesigurnosti. Ako se uzima u obzir raspucavanje betona, mora se računati i s sudjelovanjem betona između pukotina.

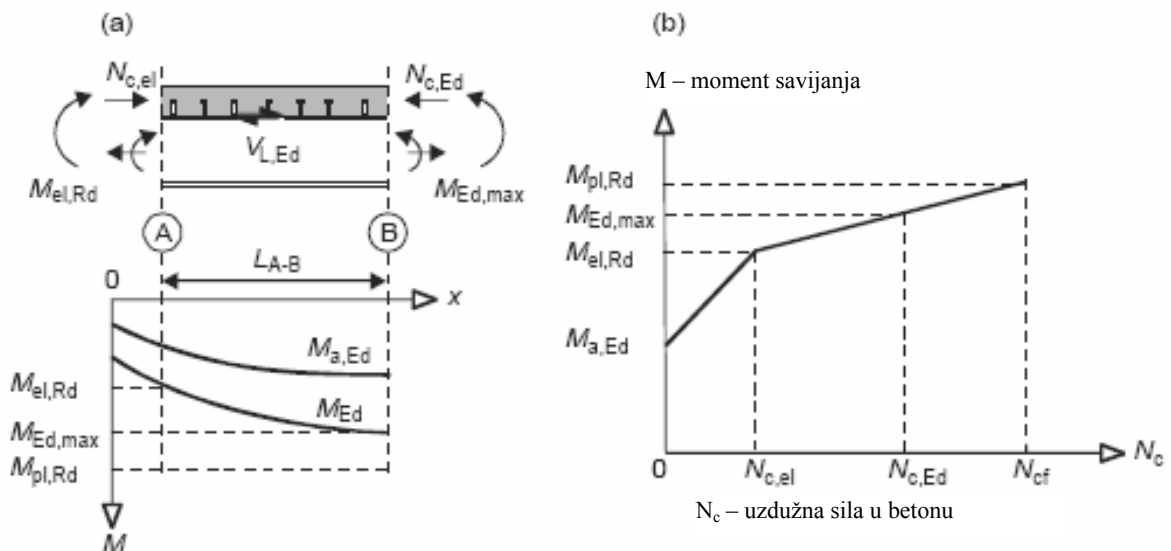
Kod provjere osiguranja sprezanja može se kod pokrivanja dijagrama kritičnih poprečnih sila u pojedinim odsječcima nosača lokalno primijeniti moždanike do 10% manje nosivosti, ako je ukupni broj ekvidistantno ugrađenih moždanika pojedinog odsječka dovoljan (sl.5-1).



Sl.5-1: Dokaz uzdužnih posmičnih sila u spoju čelik-beton

Ako je kod presjeka klase 1 i 2 proračunska vrijednost momenta savijanja M_{Ed} veća od elastičnog graničnog momenta $M_{el,Rd}$, u područjima nosača gdje je to slučaj, ima se uzeti u obzir nelinearni odnos između poprečne sile V_{Ed} i uzdužne posmične sile $v_{L,Ed}$.

Za pozitivne momente savijanja (beton u tlaku), uzimajući u obzir nelinearno ponašanje, resultantna uzdužna posmična sila $V_{L,Ed}$ u području L_{A-B} (sl.5-2) može se izračunati iz razlike normalnih sila $N_{c,Ed}$ i $N_{c,el}$. Moždanici se u tom području stavljaju na jednakom razmaku.



Sl.5-2: Uzdužne posmične sile kod presjeka klase 1 i 2

Ako je proračunski moment savijanja $M_{Ed,max}$ manji od punog plastičnog graničnog momenta $M_{pl,Rd}$ normalna sila u betonskom pojasu definirana je izrazom (5.1).

$$N_{c,Ed} = N_{c,El} + \frac{M_{Ed,max} - M_{el,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}} (N_{cf} - N_{c,el}) \text{ za } M_{el,Rd} < M_{Ed,max} \leq M_{pl,Rd}$$

$M_{el,Rd}$ i $M_{pl,Rd}$ elastični i puni plastični granični moment presjeka

$N_{c,el}$ normalna sila u betonskom pojasu kod dosizanja elastičnog graničnog momenta

$N_{c,f}$ normalna sila u betonskom pojasu kod dosizanja punog plastičnog graničnog momenta $M_{pl,Rd}$

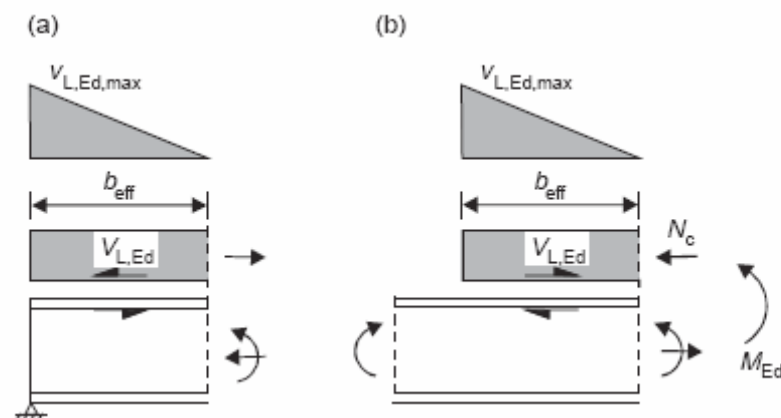
$N_{c,Ed}$ proračunska vrijednost normalne sile u betonskom pojasu uslijed momenta savijanja $M_{Ed,max}$

Na krajevima nosača i na krajevima odsječaka betoniranja dodatno treba ispitati utjecaje koncentriranih krajnjih posmičnih sila uslijed skupljanja i temperature.

Tijek uzdužne posmične sile $v_{L,Ed}$ na jedinicu duljine uzima se u tom slučaju prema sl.5-3.

Maksimalna vrijednost uzdužne posmične sile $v_{L,Ed,max}$ iznosi

$v_{L,Ed,max} = 2 V_{L,Ed} / b_{eff}$, kod čega je b_{eff} sudjelujuća širina betonskog pojasa.



Sl.5-3: raspodjela uzdužnih posmičnih sila od primarnih naprezanja na krajevima nosača (a) kao i uslijed naprezanja normalnom silom i momentom savijanja na krajevima odsječaka betoniranja (b)

5.3 Nosivost čepastih moždanika

Granična posmična sila jednog čepastog moždanika dobija se kao manja vrijednost od:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u (\pi d^2 / 4) 1 / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0,25 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} 1 / \gamma_v$$

d promjer tijela moždanika

f_u specificirana vlačna čvrstoća materijala moždanika, ali najviše 450 Mpa

f_{ck} karakteristična vrijednost cilindrične tlačne čvrstoće betona odgovarajuće starosti

E_{cm} nazivna vrijednost sekantnog modula elastičnosti betona

$$\alpha = 0,2 ((h/d) + 1) \quad \text{za } 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{za } h/d > 4$$

h ukupna visina moždanika nakon zavarivanja

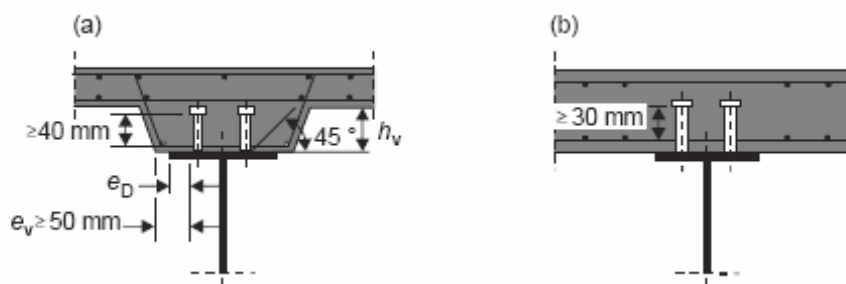
$$\gamma_v = 1,25 \quad \text{parcijalni koeficijent sigurnosti za GSN}$$

5.4 Konstruktivno oblikovanje sprezanja čepastim moždanicama

Visina moždanika mora biti veća od 3x promjer tijela moždanika.

Ako moždanici nisu smješteni direktno iznad hrpta čeličnog profila, promjer moždanika ne smije biti veći od 2,5 vrijednost debljine čeličnog pojasa.

Minimalne izmjere vuta, zaštitnih slojeva i položaj armature za sidrenje protiv odizanja prikazani su na Sl.5-4.



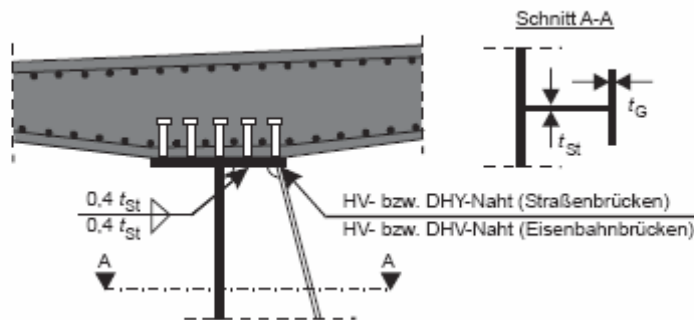
Sl.5-4: Minimalne izmjere vuta i položaj armature za sidrenje protiv odizanja

Osni razmak moždanika u smjeru uzdužne posmične sile ne smije biti manji od $5d$.

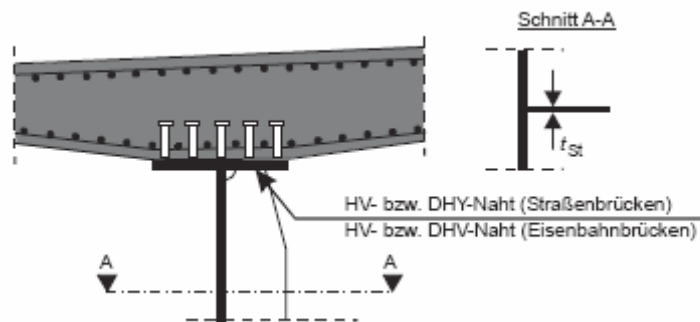
Najveći razmak moždanika u uzdužnom smjeru ne smije biti veći od 4x debljina betonske ploče odnosno ne veći od 800 mm.

Razmak e_D između vanjskog ruba moždanika i ruba čeličnog pojasa ne smije biti manji od 25 mm.

Konstruktivno oblikovanje kod poprečnih okvira prikazano je na Sl.5-5, a kod poprečnih ukruta na Sl.5-6.



Sl.5-5: Konstruktivno minimalno oblikovanje kod poprečnih okvira



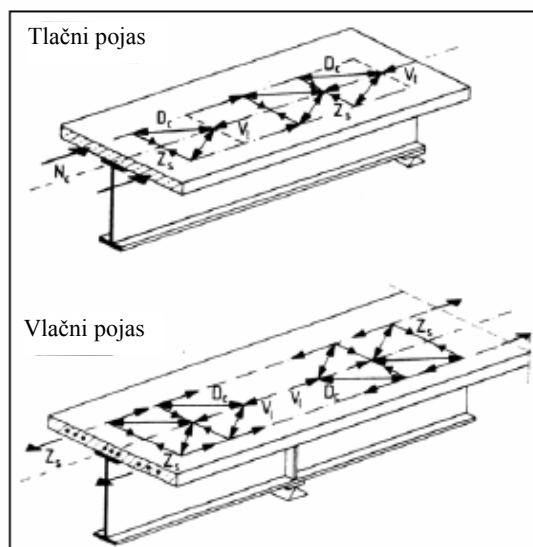
Sl.5-6: Konstruktivno minimalno oblikovanje kod poprečnih ukruta

5.5 Nosivost betonskog pojasa na uzdužni posmik

Poprečna armatura i betonski pojas dimenzioniraju se za GSN tako da je prijevremeno odkazivanje uslijed uzdužnog posmika i lokalnog uvođenja opterećenja izbjegnuto.

Proračunska vrijednost djelujuće uzdužne posmične sile $v_{L,Ed}$ na jedinicu duljine mora u za odkazivanje od uzdužnog posmika mjerodavnim presjecima prema sl.5-8 biti manja od nosivosti na uzdužni posmik $v_{L,Rd}$ u svakom promatranom presjeku.

Potrebna poprečna armatura određuje se prikladnim rešetkastim modelima, ovisnim o tome da li je betonska ploča u vlaku ili tlaku.



Sl.5-7 Rešetkasti modeli za određivanje poprečne armature od posmičnih sila

Kose glavne tlačne sile D_c su u ravnoteži s uzdužnim posmičnim silama V_l i vlačnim silama Z_s u poprečnoj armaturi.

Proračunske vrijednosti uzdužnih poprečnih sila koje treba preuzeti u pojedinom presjeku proračunavaju se u odnosu pripadnih površina (za tlačne pojaseve: površina betona pripadne ploče, za vlačne pojaseve: površina armature pripadne ploče).

Proračunske vrijednosti nosivosti na posmik u pojedinom presjeku proračunavaju se, kako slijedi:

$V_{Rd,1}$: proračunska vrijednost nosivosti na posmik kod sloma tlačnih dijagonala

$$V_{Rd,1} = 0,2 A_{cV} \eta f_{cd}$$

A_{cV} pripadna površina betona u presjeku ploče

$\eta = 1,0$ za normalni beton

$V_{Rd,2}$: proračunska vrijednost nosivosti na posmik poprečne armature

$$V_{Rd,2} = V_{cd} + A_s f_{cd}$$

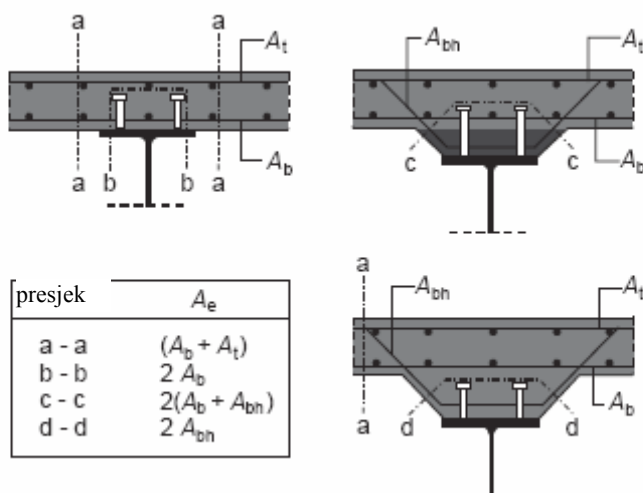
A_s : površina armature u promatranom presjeku ploče

V_{cd} : nosivost betona na posmik

$$V_{cd} = 2,5 A_{cV} \eta \tau_{Rd}$$

Osnovna vrijednost čvrstoće na posmik:

$$\tau_{Rd} = \begin{aligned} &0,34 \text{ MPa (C30/37)} \\ &0,37 \text{ MPa (C35/45)} \\ &0,41 \text{ MPa (C40/50)} \\ &0,44 \text{ MPa (C45/55)} \end{aligned}$$



Sl.5-8 Tipični presjeci kod odkazivanja betonskog pojasa od uzdužnog posmika

Ako je kod spregnutih nosača razmak između slobodnog ruba i susjednog reda moždanika manji od 300 mm, donja poprečna armatura treba biti izvedena sa što niže postavljenim petljama sa ($D \geq 0,5 \times$ promjer moždanika), da se obuhvate moždanici. Razmak između slobodnog ruba i osi najbližeg moždanika ne smije biti manja od $6 \times$ promjer tijela moždanika.

6. Spregnute betonske ploče

6.1 Općenito

Spregnute ploče sastoje se od ravnih limova sa navarenim moždanicama i betona izvedenog *in situ*.

Čelični lim kod betoniranja mora biti pridržan ukrutama, tako da progib ne bude veći od 5% debljine ploče. Inače se mora uzeti u obzir povećana težina betona uslijed progiba.

Za proračun unutarnjih sila vrijedi članak 3.5.

Dimenzioniranje za lokalna naprezanja

Lokalne unutarnje sile u ploči proračunavaju se prema teoriji elastičnosti uz zanemarenje pojave pukotina. Gornji pojas I-presjeka se u poprečnom smjeru ne tretira kao spregnuta ploča.

Čelični lim i beton djeluju kao spregnuti presjek bez popuštanja u spoju. Nosivost na savijanje i vertikalni posmik računa se kao za betonske presjeke, kod čega se čelični lim tretira kao armatura.

Proračunska vrijednost nosivosti na poprečne sile proračunava se prema pravilima za betonske presjeke, a čelik se promatra kao armatura.

Dimenzioniranje za globalna djelovanja

Spregnuta ploča se dimenzionira tako da je osigurana dovoljna nosivost za normalne sile i momente savijanja od globalnog djelovanja, kao i od poprečnog savijanja.

Kod tlačnih naprezanja proračunska nosivost dobiva se kao zbroj nosivosti betonskog pojasa i čeličnog lima unutar sudjelujuće širine prema čl.3.2.1, ako je sprezanje odgovarajuće izvedeno.

Kod vlačnih naprezanja proračunska nosivost dobiva se kao zbroj nosivosti čeličnog lima i armature unutar sudjelujuće širine prema čl.3.2.1.

Jednovremeno djelovanje lokalnih i globalnih utjecaja mora se uzeti u obzir kod dimenzioniranja moždanika.

Dokaz stabilnosti tlačno opterećene pojasnice nije potrebno provesti ako granične vrijednosti razmaka moždanika, navedene u Tab.6-1 nisu prekoračene.

Smjer tlačnih naprezanja	Oslanjanje pojasa	Klasa 2	Klasa 3
Okomito na smjer tlačnih naprezanja	Jednostrano oslonjen pojas	14 t ϵ	20 t ϵ
	Obostrano oslonjen pojas	45 t ϵ	50 t ϵ
U smjeru tlačnih naprezanja	Jednostrano i obostrano oslonjen pojas	22 t ϵ	25 t ϵ
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ mit f_y in [N/mm ²] t debljina lamela			

Tabl.6-1: Gornje granične vrijednosti za osne razmake moždanika kod spregnutih ploča

Dimenzioniranje spojnih sredstava

Ako je čelični lim uračunat kao armatura, razmak moždanika u oba smjera se smije biti veći od trostruke debljine betonskog pojasa.

Za granično stanje uporabljivosti kod nosača sa širokim pojasevima utjecaji posmičnog popuštanja spregnutog pojasa i popuštanja u spoju na uzdužne posmične sile od globalnog djelovanja uzimaju se u obzir kako slijedi.

Na jedan moždanik na razmaku x od bližeg hrpta djeluje uzdužna posmična sila

P_{Ed} definirana izrazom :

$$P_{Ed} = \frac{v_{L,Ed}}{n_{tot}} \left[\left(3,85 \left(\frac{n_w}{n_{tot}} \right)^{-0,17} - 3 \right) \left(1 - \frac{x}{b} \right)^2 + 0,15 \right] \quad (6.1)$$

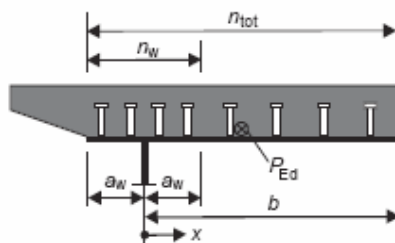
$v_{L,Ed}$ proračunska uzdužna posmična sila na jedinicu duljine u spoju uslijed globalnog djelovanja,

n_{tot} ukupan broj moždanika jednake veličine na jedinicu duljine unutar širine b prema sl.6-1. Predpostavljeno je da broj moždanika na jedinicu površine ne raste s x ,

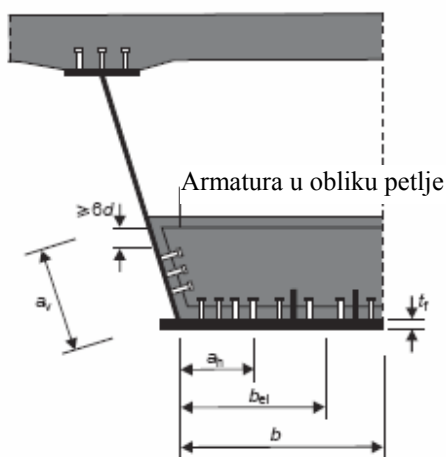
n_w broj moždanika na jedinicu duljine unutar razmaka a_w od hrpta prema sl.6-1. Za a_w mjerodavna je veća vrijednost od $10 t_f$ odnosno 200 mm,

b pola razmaka susjednih hrptova ili razmak od hrpta do slobodnog ruba pojasa.

Kada širina pojasa dosegne veličinu a_w , n_{tot} i n_w sadrže moždanike na pojasu. Za poboljšanje nosivosti n_w mora biti što je moguće veći. Razmak moždanika treba odabrati dovoljno malim, da se spriječi lokalno izbočavanje lima.



Sl.6-1: Definicije oznaka u jednadžbi (6.1)



Sl.6-2: Raspodjela moždanika kod presjeka s dvostrukim sprezanjem – oznake

Računski dokazi raspodjele moždanika za donje pojaseve presjeka s dvostrukim sprezanjem prema sl.6-2 nije potrebno provesti, ako je raspored moždanika usvojen prema sljedećim pravilima:

- Moždanike treba koncentrirati u području kutova sanduka. U području a prema sl.6-2 treba ugraditi najmanje 50% ukupnog broja moždanika, potrebnih za preuzimanje resultantne uzdužne posmične sile donjeg betonskog pojasa.

- (b) Područje a iznosi prema sl.6-2 $a = a_h + a_v$, pri čemu se za a_h uzima najveća od sljedećih vrijednosti: $a_h = 20 t_f$ $a_h = 400 \text{ mm}$ $a_h = 0,2 b_{ei}$
Kod toga je b_{ei} sudjelujuća širina donjeg betonskog pojasa, b geometrijska širina prema Sl.6-2, a t_f debljina lima donjeg pojasa.
- (c) U području horizontalno ugrađenih moždanika ima se ugraditi armatura u obliku petlje prema Sl.6-2, koja se dimenzionira na uzdužnu posmičnu silu moždanika postavljenih na hrptu. Razmak između armature u obliku petlje i horizontalno ugrađenih moždanika mora biti veća od 6x promjera moždanika d . Kod manjih razmaka utjecaj na nosivost moždanika mora se uzeti u obzir.

7. Kolničke ploče s predgotovljenim dijelovima

Za primjenu predgotovljenih ploča kod cestovnih i željezničkih mostova potrebno je posebno dopuštenje. Za djelomično predgotovljene ploče u kombinaciji s betonom izvedenim na licu mjesta vrijede dalje navedena pravila.

- Debljina betona izvedenog na licu mjesta mora iznositi najmanje 20 cm u području kolnika i najmanje 15 cm u području hodnika.
- Sljubnice između predgotovljenih elemenata imaju se oblikovati tako da je osiguran zaštitni sloj $nom c$ prema propisima za betonske mostove.
- Za predgotovljene elemente mora se provesti dokaz ograničenja pukotina i kada su predviđene kao nenosive i sudjeluju samo između sljubnica. Istosmjerna naprezanja od betoniranja se pri tome superponiraju.

Predgotovljeni elementi sa dodatnim betonom izvedenim na licu mjesta postavljaju se na 2 cm debele i 3 cm široke trake od sintetičkog elastomera, zalijepljene na gornji

pojas čeličnog nosača. Kod toga se mora voditi računa o kompatibilnosti ljepila, elastomera i antikorozivnog naliča.

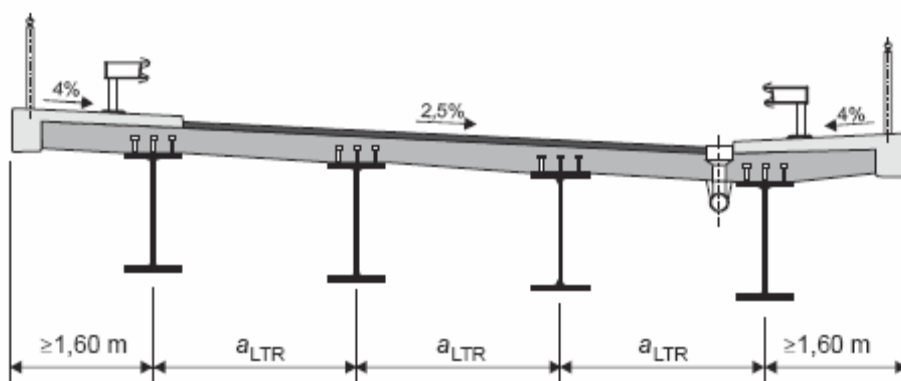
Krutost ležajne trake odabire se tako da najmanja vrijednost stišnjavanja iznosi 3-5 mm, a najveća 10 mm, tako da ostane dovoljno prostora za podlijevni mort. Betonska ploča nakon betoniranja mora biti oslonjena bez zazora.

Čisti razmak između moždanika i predgotovljenih elemenata u području sljubnica i štednih otvora mora biti najmanje 25 cm.

Ako su moždanici složeni u grupe, treba se predvidjeti dovoljna armatura u području svake grupe, da se spriječi lokalno odkazivanje u predgotovljenom betonskom elementu ili u betonu izvedenom na licu mjesta.

8. Pravila projektiranja za rasponske sklopove cestovnih mostova sa glavnim nosačima na malom razmaku i/ili betonskim poprečnim nosačima nad osloncima

Spregnuti sklopovi sa uzdužnim nosačima na malom razmaku preporučljivo su rješenje za rasponske sklopove cestovnih mostova manjih raspona. Uzdužni nosači mogu biti zavareni nosači, valjani nosači ili sandučasti nosači. Tipični presjek mosta s valjanim nosačima prikazan je na sl.8-1.



Sl.8-1 Primjer jednog presjeka s uzdužnim nosačima na malom razmaku

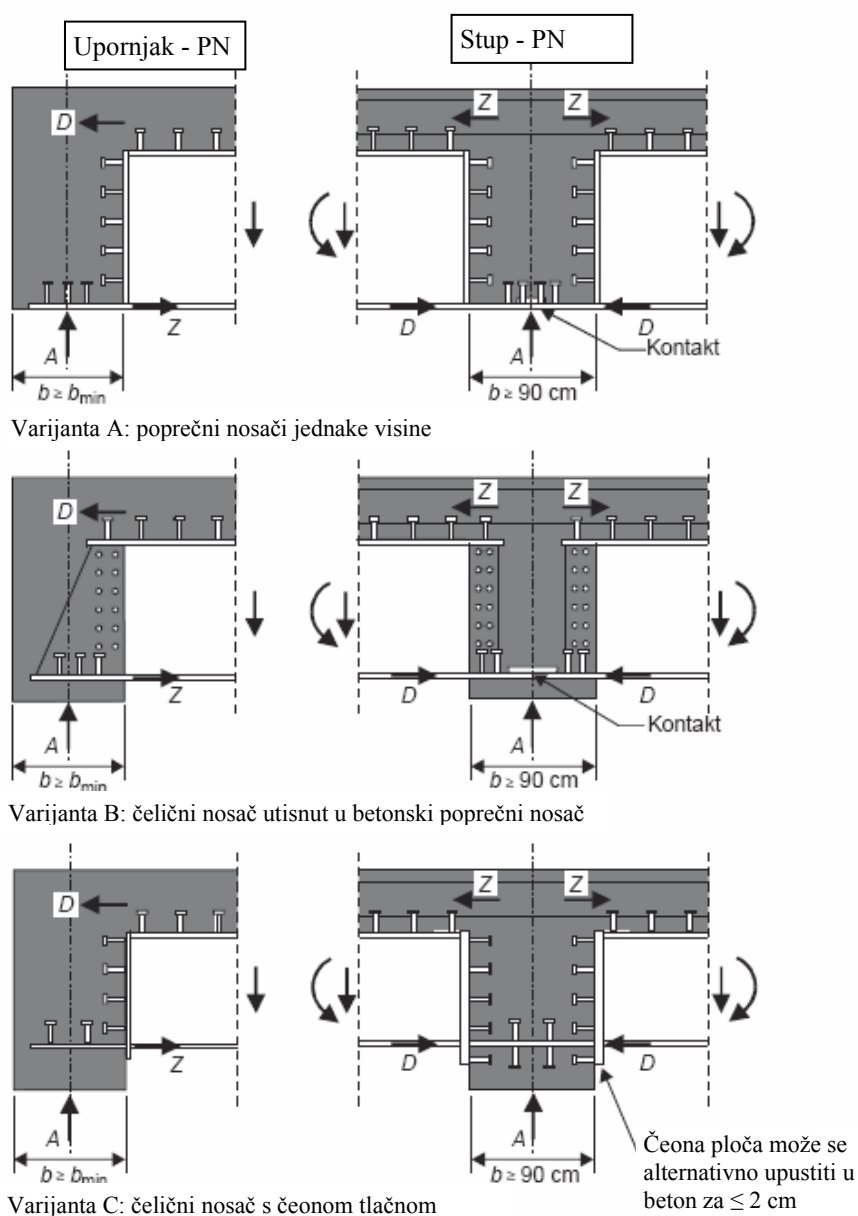
Kod projektiranja i izvedbe treba se pridržavati sljedećih pravila:

- razmak uzdužnih nosača zbog održavanja ne manji od 2,4 m; kod djelomično predgotovljenih ploča $a_{LTR} \leq 3$ m,
- prepust do vanjskog ruba grede vijenca mora iznositi najmanje 1,6 m,
- nosači i kolnička ploča trebaju biti tako projektirani, da se izbjegnu poprečni nosači u poljima,
- poprečni nosači u osi ležajeva mogu se izvesti u u betonu,
- za smanjenje broja ležajeva po mogućnosti primijeniti indirektno oslanjanje,
- ako se netočnost kod ugradbe ležajeva ne može isključiti konstruktivnim mjerama, potrebno je kod dimenzioniranja uključiti i slučaj opterećenja $\Delta S_{ležaj} = \pm 3,0$ mm u najnepovoljnjoj kombinaciji za granična stanja nosivosti i uporabe.

Kod projektiranja rasponskih sklopova s poprečnim nosačima od betona nad ležajevima minimalne širine betonskih poprečnih nosača iznose:

- upornjaci: indirektno oslanjanje 0,80 m; direktno oslanjanje 0,60 m
- stupovi: 0,90 m

Tri različite varijante betonskih poprečnih nosača A-C prikazani su na sl.8-2.



Sl.8-2 Varijante betonskih poprečnih nosača A-C