BETONSKE KONSTRUKCIJE I

Predavanja

Zagreb, 2022. **Igor Gukov**

SADRŽAJ

1. UVOD 4
2. FIZIKALNO-MEHANIČKA SVOJSTVA MATERIJALA 8
2.1. Beton 8
2.1.1 Računska čvrstoća betona 12
2.1.2 Višeosno stanje naprezanja 13
2.1.3 Deformacije betona 14
2.1.4 Temperaturni učinci na beton 23
2.1.5 Razred izloženosti i uvjeti okoliša 23
2.2. Čelik za armiranje 25
3. OSNOVE PRORAČUNA KONSTRUKCIJA 29
4. DJELOVANJA NA KONSTRUKCIJE 35
4.1. Klasifikacija djelovanja 35
4.2. Vlastita težina 37
4.3. Uporabna opterećenja zgrada 38
4.4. Opterećenje snijegom 39
4.5. Opterećenje vjetrom 41
4.6. Toplinska djelovanja 46
4.7. Potresno djelovanje 48
4.7.1 Osnovni pojmovi 48
4.7.2 Proračun seizmičkih sila 49
4.8. Kombinacije opterećenja 55
5. DIMENZIONIRANJE PREMA GRANIČNOM STANJU NOSIVOSTI 59
5.1. Uvod 59
5.2. Elementi naprezani na savijanje 59
5.2.1 Jednostruko armirani pravokutni presjek 59
5.2.2 Dvostruko armirani pravokutni presjek 61
5.2.3 Dimenzioniranje T-presjeka na moment savijanja 62
5.2.4 Minimalna armatura 64
5.2.5 Maksimalna armatura 65
5.3. Elementi naprezani uzdužnom silom 65
5.3.1 Centrično tlačno naprezani elementi 65
5.3.2 Centrično vlačno naprezani elementi 69
5.4. Dimenzioniranje pravokutnih presjeka pomoću dijagrama interakcije 70
5.5. Dimenzioniranje pravokutnih presjeka na ekscentrični tlak 71
5.6. Dimenzioniranje pravokutnih presjeka na ekscentrični vlak 71
5.6.1 Vlačna sila djeluje između armatura (mali ekscentricitet) 71
5.6.2 Vlačna sila djeluje izvan presjeka (veliki ekscentricitet) 73
5.7. Lokalna tlačna naprezanja 73
5.8. Proračun na poprečne sile 78
5.9. Dimenzioniranje presjeka na moment torzije 85
5.10. Proračun ploča na proboj 89
5.11. Vitki elementi naprezani ekscentričnom tlačnom silom 99
5.11.1 Približan proračun prema EC2 100
6. GRANIČNA STANJA UPORABLJIVOSTI 102
6.1. Uvod 102
6.2. Ograničenje naprezanja 102
6.3. Kontrola pukotina 103
6.4. Kontrola progiba 107

6.4.1 Proračun geometrijskih karakteristika pravokutnog poprečnog presjeka 113
6.4.2 Proračun geometrijskih karakteristika nosača T-presjeka 114
6.5. Kontrola bočnih pomaka 117
6.6. Kontrola vibracija 118
7. OBLIKOVANJE I KONSTRUIRANJE 120
7.1. Pravila armiranja 120
7.2. Zaštitni sloj betona 120
7.3. Prionjivost betona i armature 121
7.4. Sidrenje armature 123
7.5. Nastavljanje armature 126
7.6. Preporuke za armiranje 129
8. LITERATURA 136

1. UVOD

Iskustva u dobivanju betona vrlo su stara. Još su davno Azijati, Hebreji i Egipćani, a preko njih stari Grci i Rimljani, poznavali hidraulička svojstva mješavine pucolana, pržene gline i vapna. Hidraulička su veziva miješali s pijeskom i drobljenom opekom te na taj način izrađivali mort. Neke rimske građevine zidane takvim mortom, kao što je rimski Koloseum ili Pont du Gard kod Nimesa u južnoj Francuskoj, održale su se do danas jer je cementni mort još uvijek jak i čvrst. U ruševinama Pompeja neki mortovi, stari gotovo 2000 godina, često su bolje očuvani od nekog kamena u zidu. Moderna znanstvena iskustva počinju 1818. godine, kad je Vicat otkrio uzroke hidrauličkih svojstava nekih vrsta veziva. Prvi portland-cement proizveo je 1824. godine graditelj Joseph Aspdin iz Leedsa, ali on nije bio dovoljno pečen, pa je tek 1845. godine Isaac Johnson, pečenjem mješavine gline i vapnenca sve do nastajanja klinkera, uspio dobiti portland-cement sa svojstvima po kojima je i danas poznat. Sam naziv nastao je prema boji tog očvrslog cementa sličnoj boji vapnenca iz okolice Portlanda.

Armirani beton kao građevni materijal pojavljuje se sredinom 19 stoljeća.

1850.g. Francuz Joseph-Louis Lambot izradio je čamac od žičane mreže obložene mortom.
1876.g. Francuz Monier patentirao izradu velikih betonskih lonaca. Kasnije je patentirao i rezervoare, cijevi montažne ploče i svodove.
1886.g. Nijemac Matias Koenen razvio je teoriju proračuna betonskih konstrukcija, te je armirao betonske ploče tako da je armaturu stavio u vlačno područje.
1892.g. Francuz Hennebique izveo je novi tip rebrastih stropova i uveo u praksu armiranobetonske pilote.
1928.g. Francuz Freyssinet izveo je prvu konstrukciju od prednapetog betona.
1929.g. Montažne konstrukcije
1932-1936.g. Metoda graničnih stanja - SSSR

Prednosti betona:

- **Nezapaljivost.** Armirani beton po otpornosti prema požaru pripada povoljnijim građevinskim materijalima. Kako je poznato, čelik sam po sebi nije otporan na visoke temperature i jako se deformira. Beton je materijal otporan na djelovanje požara, na što osobito utječe vrsta upotrebljenog agregata. Najbolje vrste agregata prema požaru su od bazalta, diabaza, vapnenca i dolomita a posebno od šamota i zgure iz visokih peći. Za vrijeme požara voda ispari iz betona, što znatno povećava njegovu termičku otpornost.
- **Trajnost**. Trajnost armiranobetonskih konstrukcija osigurana je velikim dijelom time što beton štiti armaturu od korozije i što mu se čvrstoća u tijeku vremena povećava. To sve vrijedi uz uvjet da je konstrukcija načinjena od kompaktnog betona. Beton dobiva na kvaliteti što je stariji.
- **Relativno mali troškovi održavanja.** Troškovi održavanja armiranobetonskih konstrukcija vrlo su mali, kao uostalom i za građevine od kamena, za razliku od troškova održavanja čeličnih i drvenih konstrukcija. U pogledu higijene armiranobetonske su konstrukcije u prednosti pred drvenim i čeličnim zbog svoje monolitnosti, u kojoj nema šupljina za leglo parazita i skupljanje prašine.
- **Mogućnost izrade najraznovrsnijih oblika.** Prilagodljivost armiranog betona svim potrebnim oblicima dopušta projektantu da zadovolji najrazličitije zahtjeve konstrukcijske, izvođačke ili arhitektonske prirode.
- **Relativno visoka tlačna čvrstoća.** Beton dobro podnosi izrazito velika tlačna opterećenja, što ga čini idealnim za temelje, stupove, brane i mostove.
- **Ekonomska isplativost i dostupnost.** Glavni sastojci betona - agregat i voda, široko su dostupni u cijelom svijetu, što smanjuje troškove transporta.

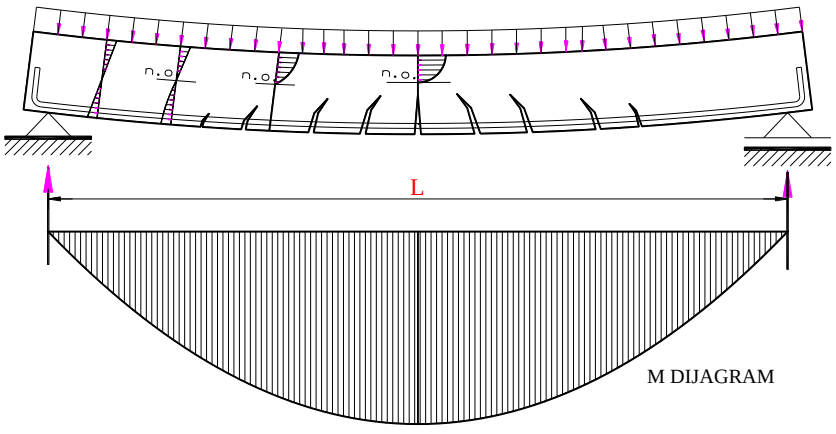
- **Mogućnost recikliranja.** Stari, srušeni beton može se drobiti i ponovno upotrijebiti kao reciklirani agregat za nove mješavine ili kao podloga za ceste.

Mane betona:

- znatna vlastita težina
- velika provodljivost topline i zvuka
- niska vlačna čvrstoća
- teško naknadno provjeravanje armature
- potrebna je stručna radna snaga
- otežani radovi kod niskih i visokih temperatura. Ne bi trebalo betonirati kada je temperatura niža od +5°C. Kod visokih temperatura (>30°C) voda naglo hlapi iz betona.
- otežana naknadna adaptacija ili pojačanje gotove konstrukcije
- korozija armature u betonu
- dugotrajne deformacije izazvane puzanjem i skupljanjem betona
- poroznost
- osjetljivost na mraz
- mogućnost pojave pukotina koje ne narušavaju sigurnost i trajnost kada su ograničene širine, ali ipak kvare vanjski izgled.
- beton izložen duže vrijeme visokim temperaturama (>250°C) naglo gubi čvrstoću i prionjivost s čelikom, a osobito ako se prilikom gašenja požara polijeva vodom, kad zbog naglog hlađenja još više raspucava.

Iako je lista mana betona veća od liste prednosti, prednosti su ipak veće pa je beton danas jedan od najraširenijih gradiva.

Armirani beton je kombinacija dvaju po mehaničkim karakteristikama različitih materijala, betona i čelika, koji zajednički sudjeluju u nošenju kao jedna monolitna cjelina. Beton kao i svaki kamen, ima znatno manju vlačnu nego tlačnu čvrstoću.
Ako se promatra prosta greda od betona naprezana savijanjem, iznad neutralne osi vlada tlak, a ispod nje vlak. Dimenzije poprečnog presjeka grede moraju se određivati iz nosivosti betona na vlak, dok će tlačna čvrstoća biti neiskorištena. Greda je zbog toga teška i neekonomična. Da bi joj se smanjile dimenzije poprečnog presjeka, u vlačnu zonu presjeka treba ugraditi takav materijal koji dobro prenosi vlačna naprezanja. A takvo svojstvo ima upravo čelik. Kod računanja nosivosti grede naprezane savijanjem uvijek se pretpostavlja da je beton pukao do neutralne osi i da ne sudjeluje u prijenosu vlačnih naprezanja. Kombinacijom betona i čelika u obliku armiranog betona postiže se dobro iskorištavanje oba materijala, pri čemu beton u prvom redu prima tlačna, a čelik vlačna naprezanja.



Slika 1.1 Armiranobetonska greda u kojoj je beton naprezan na tlak, a čelik na vlak.

Efikasno sudjelovanje tih dvaju različitih gradiva omogućeno je iz slijedećih razloga:

- beton ima svojstvo da u tijeku svog stvrdnjavanja čvrsto prianja uz čelik, tako da pri djelovanju vanjskih sila oba materijala nose zajednički, tj. susjedne čestice betona i čelika imaju jednake deformacije. Pri tome čelik, kao materijal s većim modulom elastičnosti, prima na jedinicu površine presjeka veći dio sile nego beton. Prianjanje betona i čelika glavni je faktor njihova zajedničkog sudjelovanja u nošenju;
- beton i čelik imaju približno jednake temperaturne koeficijente; betonu, ovisno o agregatu, temperaturni je koeficijent oko $\alpha_{T,c} = 1,0 * 10^{-5}\ K^{-1}$, a čeliku $\alpha_{T,s} = 1,2 * 10^{-5}\ K^{-1}$, zbog čega u kombiniranom gradivu dolazi do neznatnog unutrašnjeg naprezanja pri temperaturnim promjenama
- beton štiti čelik od korozije, ako je dovoljno kompaktan, zbog bazičnog karaktera kemijskih reakcija i obilnog lučenja $Ca(OH)_2$.

Europske norme Eurocode svrstane su u sljedeće knjige:

EC	**Europske norme**	**Hrvatske norme**	**Opis**
EC0	EN 1990	HRN EN 1990	Osnove projektiranja konstrukcija
EC1	EN 1991	HRN EN 1991	Djelovanja na konstrukciju
EC2	**EN 1992**	**HRN EN 1992**	**Projektiranje betonskih konstrukcija**
EC3	EN 1993	HRN EN 1993	Projektiranje čeličnih konstrukcija
EC4	EN 1994	HRN EN 1994	Projektiranje spregnutih konstrukcija
EC5	EN 1995	HRN EN 1995	Projektiranje drvenih konstrukcija
EC6	EN 1996	HRN EN 1996	Projektiranje zidanih konstrukcija
EC7	EN 1997	HRN EN 1997	Geotehničko projektiranje
EC8	EN 1998	HRN EN 1998	Projektiranje konstrukcija otpornih na potres
EC9	EN 1999	HRN EN 1999	Projektiranje aluminijskih konstrukcija

Tablica 1.1 Europske norme.

Oznake prema EC2:

Q	Promjenljivo djelovanje
G	Stalno djelovanje
d	Statička visina presjeka
h	Ukupna visina presjeka
f_t	Vlačna čvrstoća čelika
f_y	Granica popuštanja čelika
E_c	Modul elastičnosti betona
E_s	Modul elastičnosti čelika
f_{ck}	Karakteristična čvrstoća betona (valjak)
$f_{ck,cube}$	Karakteristična čvrstoća betona (kocka)
f_{pk}	Karakteristična čvrstoća čelika za prednapinjanje
$f_{p0.1,k}$	Karakteristična granica naprezanja čelika za prednapinjanje
f_{cd}	Računska čvrstoća betona
f_{yd}	Računska čvrstoća čelika
ξ	Koeficijent položaja neutralne osi
ζ	Koeficijent kraka unutrašnjih sila
A_{s1}	Površina vlačne armature
A_{s2}	Površina tlačne armature
α_v	Koeficijent punoće
k_a	Koeficijent položaja tlačne sile

E_d	Računska vrijednost utjecaja
R_d	Računska nosivost presjeka
M_{Ed}	Računski moment savijanja
M_{Rd}	Računski moment nosivosti
F_c	Tlačna sila u betonu
F_{s1}	Vlačna sila u armaturi
F_{s2}	Tlačna sila u armaturi
N_{Ed}	Računska uzdužna sila
N_{Rd}	Računska uzdužna sila nosivosti
ε_c	Deformacija betona
ε_s	Deformacija čelika
ε_p	Deformacija čelika za prednapinjanje
s_w	Razmak spona
A_k	Površina unutar srednje konture (torzija)
u_k	Opseg srednje konture (torzija)
A_{s1}	Površina svih uzdužnih šipki (torzija)
σ_c	Naprezanje u betonu
σ_s	Naprezanje u armaturi
b_w	Širina hrpta I i T presjeka
b_{eff}	Sudjelujuća širina grede
h_f	Debljina ploče T presjeka
μ_{Ed}	Bezdimenzijska veličina za moment
ν_{Ed}	Bezdimenzijska veličina za uzdužnu silu
ρ	Koeficijent armiranja
ω	Mehanički koeficijent armiranja
V_{Ed}	Računska poprečna sila
V_{Rd}	Računska nosivost na poprečne sile
τ_{Rd}	Računska čvrstoća na djelovanje glavnih kosih naprezanja
T_{Ed}	Računski moment torzije
T_{Rd}	Računska nosivost na torziju
w_k	Računska širina pukotina
V_{Rd1}	Nosivost neraspucalog elementa na poprečne sile
A_{sw}	Površina poprečne armature (spona)
ρ_w	Koeficijent armiranja poprečnom armaturom
s_{rm}	Srednji razmak pukotina
σ_{po}	Naprezanje u prednapetoj armaturi prije gubitaka i padova
$\sigma_{pm,o}$	Naprezanje u prednapetoj armaturi poslije gubitaka
σ_p	Naprezanje u prednapetoj armaturi
c	Zaštitni sloj betona
l_b	Dužina sidrenja
$l_{b,net}$	Iskorištena dužina sidrenja
f_{bd}	Računska čvrstoća prionljivosti
l_s	Dužina nastavka
d_1	Udaljenost težišta vlačne armature od vlačnog ruba
d_2	Udaljenost težišta tlačne armature od tlačnog ruba
l_n	Svijetli raspon

2. FIZIKALNO-MEHANIČKA SVOJSTVA MATERIJALA

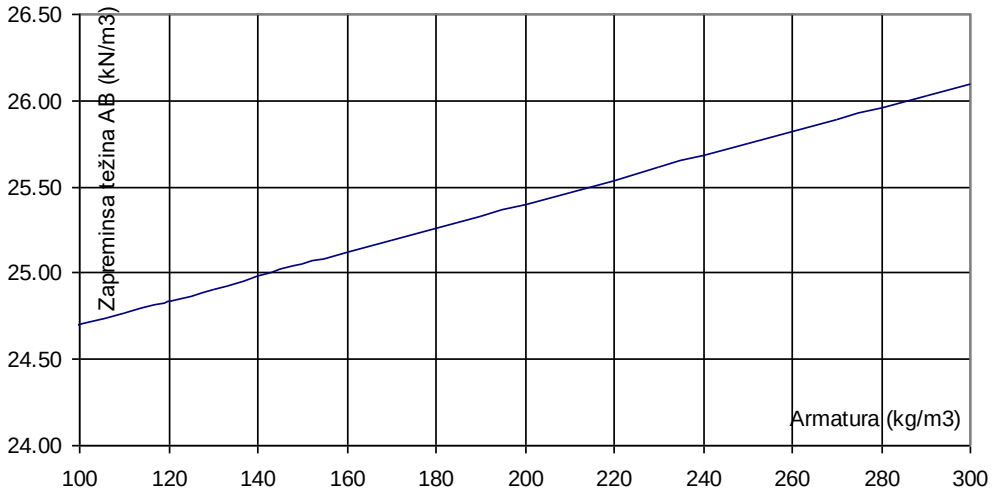
Svojstva materijala koriste se za određivanje otpornosti (nosivosti) elemenata i konstrukcija. Određuju se ispitivanjem u skladu s EC2, odnosno EN 206 (Beton -- Specifikacija, svojstva, proizvodnja i sukladnost).

2.1. Beton

Beton je građevinski materijal izrađen miješanjem veziva (cement), vode i agregata (pijesak, šljunak drobljenac). Osim tih obaveznih komponenti u sastav betona mogu ulaziti i dodaci (aditivi) koji mu daju posebna svojstva (zaptivači, aeranti, plastifikatori, regulatori vezivanja, sredstva protiv mraza...)

U skladu sa EN 206, beton koji se predviđa za sustave od betona, armiranog i prednapetog betona, treba biti načinjen od agregata, cementa, vode i dodataka u omjeru koji će osigurati dobru obradivost i svojstva koja ne smiju biti ispod vrijednosti danih tim propisima.

Za gustoću nearmiranog betona uzima se $\rho = 2400$ kg/m^3, a armiranog $\rho = 2500$ kg/m^3.



Slika 2.1 Utjecaj količine armature na zapreminsku težinu armiranog betona.

Zapreminska težina armiranog betona ovisi o količini armature. Neki elementi mogu imati veliki postotak armiranja uzdužnom i poprečnom armaturom, a time i veću zapreminsku težinu. Ako pretpostavimo zapreminsku težinu nearmiranog betona 24.0 kN/m^3 može se koristiti slijedeći izraz za izračun zapreminske težine armiranog betona:

Zapreminska težina AB=24+$A_{s,uk}$*0.007

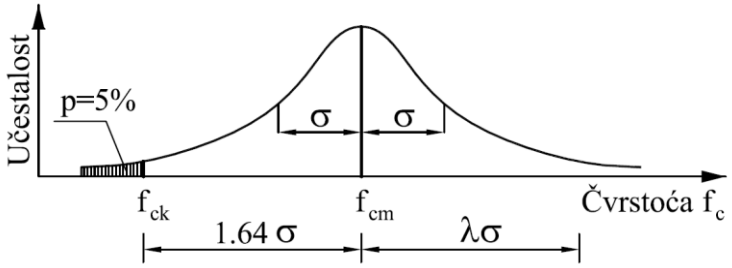
U gornji izraz potrebno je upisati $A_{s,uk}$ u kg/m^3 da bi dobili zapreminsku težinu u kN/m^3.
Npr. za 143 kg/m^3 proizlazi zapreminska težina AB od 25.0 kN/m^3.
Npr. za 286 kg/m^3 proizlazi zapreminska težina AB od 26.0 kN/m^3.

Glavne mehaničke karakteristike betona jesu njegove čvrstoće (tlačna, vlačna i posmična) i deformabilnost. Deformabilnost materijala je njegovo svojstvo da se elastično i plastično deformira do trenutka razaranja. Na ova mehanička svojstva betona utječe veliki broj čimbenika, od kojih su najvažniji:

- kakvoća cementa,
- kakvoća i granulometrijski sastav ispune,
- vodocementni faktor,
- konstrukcija smjese betona,

- prirodne primjese u ispuni i vodi, te posebni dodaci cementu ili betonskoj smjesi da bi se postigla posebna svojstva,
- način pripreme i ugradnje betona u konstrukciju i
- njega betona.

Karakteristična tlačna čvrstoća (klasa betona) određuje se na osnovi računa vjerojatnosti i statistike korištenjem rezultata ispitivanja probnih uzoraka u obliku valjka dimenzija 150/300 mm, starih 28 dana. Zahtijeva se da najmanje 95% svih rezultata pokaže čvrstoću veću ili jednaku propisanoj klasi betona, odnosno da najviše 5% rezultata može biti manje čvrstoće od određene klase betona (5% fraktil). Pretpostavka je da će statistička raspodjela rezultata ispitivanja tlačne čvrstoće slijediti lognormalnu (Gaussovu) krivulju (Slika 2.2).



Slika 2.2 Gaussova (lognormalna) krivulja raspodjele rezultata ispitivanja tlačne čvrstoće betona.

Sva pravila i formule za konstruiranje i dimenzioniranje, prema Eurokodu 2, osnivaju se na karakterističnoj čvrstoći dobivenoj preko valjaka $f_{ck,cyl}$ ili skraćeno f_{ck}. Međutim, kako neke zemlje određuju karakterističnu čvrstoću betona preko rezultata dobivenih ispitivanjem kocki stranice 200 mm $f_{ck,cube}$, to se daje tablica za pretvorbu ovih čvrstoća. Ako je potrebno poznavati srednju tlačnu čvrstoću betona, ona se može približno odrediti po izrazu:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \ (N/mm^2) \qquad (2.1)$$

Razredi betona	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58

Tablica 2.1 Razredi betona.

Procjena razvoja tlačne čvrstoće betona kao i procjena konačne čvrstoće betona na osnovu ranih rezultata ispitivanja važna je u mostovima, visokim građevinama i drugim konstrukcijama koje iskorištavaju materijale do granica njihovih dopustivih vrijednosti.
Prema HRN EN 12390, (2012), odnosno CEB-FIP Models Code (1990), promjena tlačne čvrstoće betona u vremenu, za uzorke njegovane na 20°C, može se procijeniti prema izrazu:

$$f_{cm}(t) = f_{cm} \cdot \beta_{cc}(t) \qquad (2.2)$$

Gdje je koeficijent β_{cc} u funkciji vremena:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s\cdot\left[1-\left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]} \qquad (2.3)$$

$f_{cm}(t)$ je srednja vrijednost tlačne čvrstoće betona u nekom trenutku vremena
f_{cm} je srednja vrijednost tlačne čvrstoće betona nakon 28 dana
$\beta_{cc}(t)$ je koeficijent ovisan o starosti betona
t je starost betona u danima

s je koeficijent ovisan o vrsti cementa:

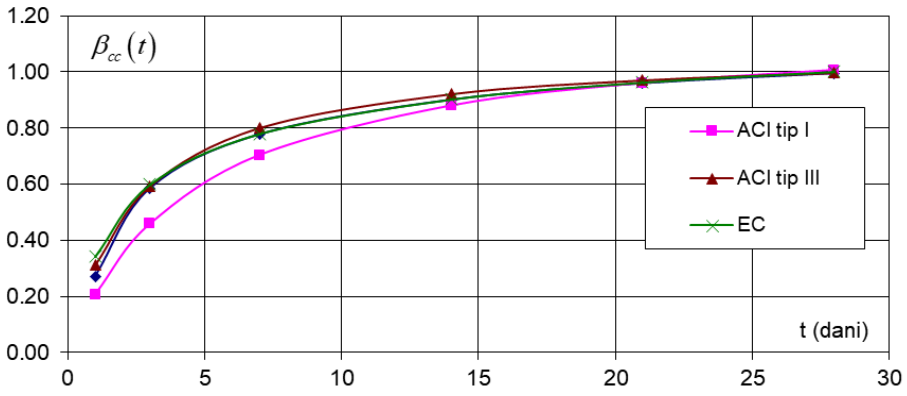
s= 0,20 za cement klase (R) (CEM 42,5R, CEM 52,5)

s= 0,25 za cement klase (N) (CEM 32,5R, CEM 42,5)

s= 0,38 za cement klase (S) (CEM 32,5)

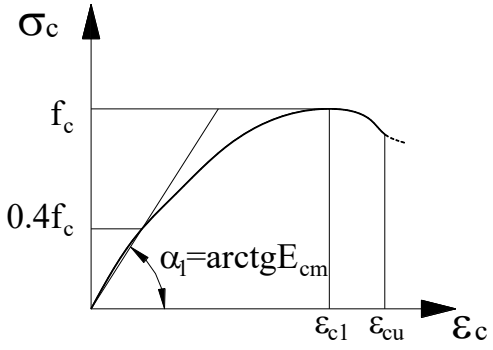
Vrijeme (t) dani	EC $e^{0.25\cdot\left[1-\left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]}$	ACI Tip I $\frac{t}{4+0.85\cdot t}$	ACI Tip III $\frac{t}{2.3+0.92\cdot t}$
1	0.34	0.21	0.31
3	0.60	0.46	0.59
7	0.78	0.70	0.80
14	0.90	0.88	0.92
21	0.96	0.96	0.97
28	1.00	1.01	1.00
365	1.20	1.16	1.08
730	1.22	1.17	1.08
1095	1.23	1.17	1.08
18250	1.27	1.18	1.09

Tablica 2.2 Koeficijent ovisan o starosti betona, $\beta_{cc}(t)$



Slika 2.3 Vremenska promjena tlačne čvrstoće betona

Idealizirani radni dijagram naprezanje–deformacija za beton, predložen Eurokodom 2 za analizu armiranobetonskih i prednapetih sustava po nelinearnoj teoriji, teoriji plastičnosti ili za proračun po teoriji drugog reda za kratkotrajno opterećenje prikazan je na slici 2.4.



Slika 2.4 Idealizirani dijagram σ - ε za beton.

Funkcija dijagrama na slici 2.4. u intervalu $0 \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu}$ dana je u obliku:

$$\sigma_c = \frac{f_c(k-\eta-\eta^2)}{1+(k-2)\eta} \qquad (2.4)$$

f_c - tlačna čvrstoća betona za koju se uzima da je jednaka računskoj čvrstoći ($f_c = f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$)

$\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$ - odnos deformacije betona prema ε_{c1}

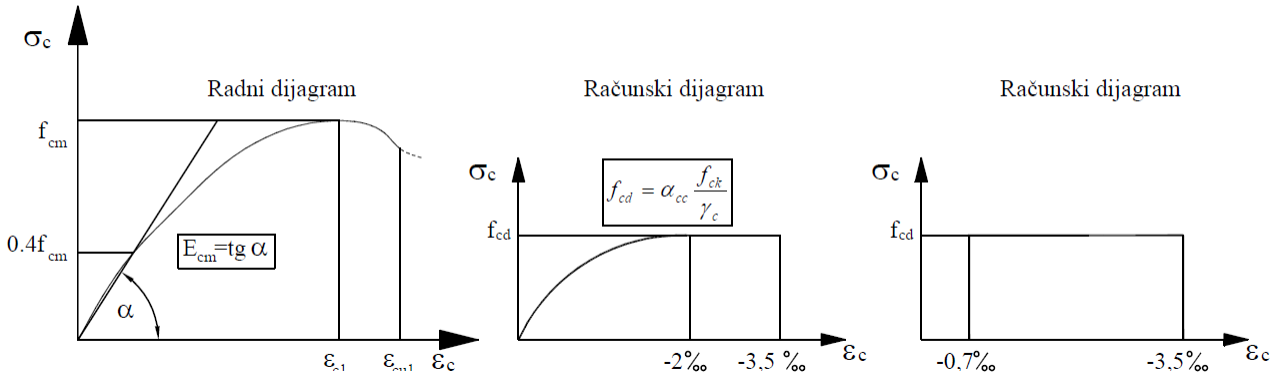
ε_{c1} - odgovarajuća deformacija maksimalnoj vrijednosti naprezanja f_c, obično se uzima $\varepsilon_{c1} = 0.0022$ ($\varepsilon_c < 0$ ako je naprezanje tlačno)

$k = 1.1\ E_c \cdot \varepsilon_{c1} / f_c$ (2.5)

E_{cm} - sekantni ili statički modul elastičnosti betona

$$E_{cm} = 9500 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} \qquad (2.6)$$

Na slici 2.5 vrijednost f_{ck} predstavlja karakterističnu tlačnu čvrstoću betona dobivenu ispitivanjem valjka, a $f_{cd}=\alpha_{cc}\ f_{ck}/\gamma_c$ predstavlja računsku čvrstoću betona. Koeficijentom $\alpha_{cc}=1.0$ uzima se u obzir nepovoljno djelovanje dugotrajnog opterećenja te drugih nepovoljnih čimbenika na čvrstoću betona. Eurocode 2 predlaže dva računska dijagrama betona. Prvi je oblika pravokutnik plus parabola i drugi oblika pravokutnika. Oba dijagrama imaju graničnu deformaciju ε_{cu}=-3.5‰. Kod centričnog tlaka granična deformacija ne smije prelaziti -2.0‰.



Slika 2.5 Radni i računski dijagrami betona.

Vlačna čvrstoća betona definirana je prema obliku uzorka i metodi ispitivanja na vlak. Tako se razlikuje:

$f_{ct,ax}$ - vlačna čvrstoća dobivena ispitivanjem uzorka na središnji vlak

$f_{ct,sp}$ - vlačna čvrstoća dobivena cijepanjem

$f_{ct,fl}$ - vlačna čvrstoća dobivena savijanjem uzorka.

Kako se za proračun koristi $f_{ct,ax}$, to su izrazi za pretvorbu:

$f_{ct,ax} = 0.9\ f_{ct,sp}$

$f_{ct,ax} = 0.5\ f_{ct,fl}$.

Budući da vlačna čvrstoća u pravilu jako varira za neku klasu betona, a može biti značajna u analizi sigurnosti i trajnosti, uvodi se srednja vrijednost za vlačnu čvrstoću između donje granice za

karakterističnu vlačnu čvrstoću $f_{ctk,0.05}$ i gornje granice $f_{ctk,0.95}$, odnosno one s 5%-tnim i druge s 95%-tnim fraktilom. Ovisno o klasi betona, vlačne čvrstoće su dane u tablici 2.3 u N/mm^2.

Klasa betona	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ct,m}$	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk,\ 0,05}$	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk,\ 0,95}$	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3

Tablica 2.3 Vlačne čvrstoće betona.

Također daju se približni izrazi za procjenu srednje vlačne čvrstoće te karakterističnih:

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{za razred betona} \leq C50/60 \qquad (2.7)$$

$$f_{ct,m} = 2.12 \cdot \ln[1+(f_{cm} / 10)] \quad \text{za razred betona} > C50/60 \qquad (2.8)$$

$$f_{ctk,\ 0.05} = 0.70 \cdot f_{ct,m} \qquad (2.9)$$

$$f_{ctk,\ 0.95} = 1.3 \cdot f_{ct,m} \qquad (2.10)$$

Donja granična vrijednost za vlačnu čvrstoću $f_{ctk,0.05}$ predstavlja veličinu koju će imati ili čak premašiti 95% rezultata ispitivanja, a samo će 5% biti ispod nje. Gornja granična vrijednost za vlačnu čvrstoću $f_{ctk,0.95}$, predstavlja veličinu koju će premašiti samo 5% rezultata, a 95% će dati vrijednost jednaku ili manju od nje.

Računska vlačna čvrstoća betona računa se po izrazu:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c \qquad (2.11)$$

Kada se određuje deformacija betona pod opterećenjem, koristi se sekantni modul elastičnosti između naprezanja $\sigma_c = 0$ i $\sigma_c = 0.4\ f_{ck}$, a označuje se za beton normalne gustoće kao E_{cm}.

Ako nema točnijeg podatka za sekantni modul elastičnosti betona, dopušta se približni izraz za njegovo prognoziranje:

$$E_{cm} = 9500\sqrt[3]{f_{ck} + 8}\ (\text{N/mm}^2). \qquad (2.12)$$

Vrijednosti dobivene pomoću izraza zaokružene su i svrstane u tablicu.

Razred betona	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
E_{cm}(N/mm^2)	26000	27500	29000	30500	32000	33500	35000	36000	37000

Tablica 2.4 Moduli elastičnosti betona.

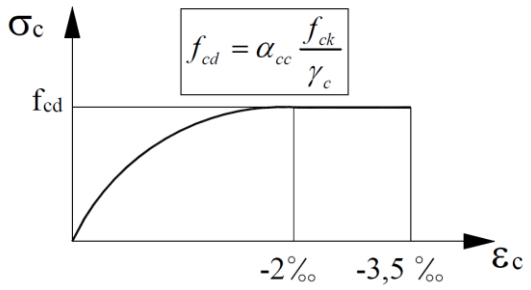
Koeficijent poprečne deformacije bira se između 0 i 0.2. Kada je utjecaj poprečne deformacije znatan, uzima se $\mu_c = 0.2$. Za stanje naprezanja II. (pojava pukotina u vlačnoj zoni) može se uzeti $\mu_c = 0$. Za temperaturni koeficijent predlaže se vrijednost $\alpha_{T,c} = 1*10^{-5}\ K^{-1}$. Koeficijent varira ovisno o vrsti agregata od $0{,}7*10^{-5}\ K^{-1}$ do $1{,}4*10^{-5}\ K^{-1}$

2.1.1 Računska čvrstoća betona

Za dimenzioniranje prema graničnim stanjima nosivosti potrebno je poznavati računsku čvrstoću betona. Prema Eurocodeu 2 računska čvrstoća se dobije tako da se tlačna čvrstoća dobivena ispitivanjem valjaka podijeli s koeficijentom sigurnosti za materijale $\gamma_M=\gamma_c=1.5$, koja se još reducira koeficijentom α_{cc} zbog nepovoljnih učinaka dugotrajnog opterećenja i dinamičkog djelovanja te zbog

razlike između čvrstoće betona u konstrukciji i one probnih tijela. Računska tlačna čvrstoća betona iznosi:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.0 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} \tag{2.13}$$



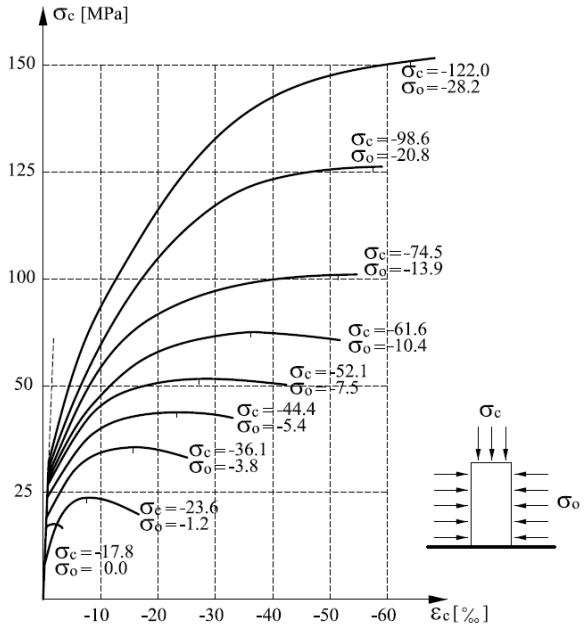
Slika 2.6 Računski dijagram betona oblika parabola + pravokutnik.

Parabola: $\sigma_c = \frac{\alpha \cdot f_{cd}}{4}(4 - \varepsilon_c)\varepsilon_c$ za $0 \le \varepsilon_c \le 2\,‰$

Pravac: $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$ za $2 \le \varepsilon_c \le 3.5\,‰$

2.1.2 Višeosno stanje naprezanja

Deformacije i čvrstoće betona razlikuju se ovisno o tome je li to jednoosno ili višeosno stanje naprezanja. Prema rezultatima ispitivanja u stanju troosnog tlačnog naprezanja prema radovima Richarta, Balmera, Brandtzaega i Browna dolazi do velikog porasta čvrstoće i deformacije betona. Za isti razred betona deformacija je porasla za 20 puta na 60‰, a tlačna čvrstoća je i 6 puta veća. Kod višeosnog stanja naprezanja pojavljuju se velike plastične deformacije pred slom betona, koje rastu i bez prirasta opterećenja.



Slika 2.7 Radni dijagrami betona kod višeosnog tlačnog naprezanja prema Richartu.

Beton je materijal s izrazito nehomogenom strukturom, a osim toga protkan je porama s mjestimičnim nalazištima krupnijih šupljina. U očvrslome cementnom tijestu, a naročito na spoju s agregatom, ima mikropukotina i prije nego je beton opterećen. Zbog tih razloga uobičajene teorije čvrstoća mogu se na

beton primjenjivati samo s izvjesnom aproksimacijom. Richard, Brandtzaeg i Brown na osnovi eksperimenata postavljaju izraz za tlačnu čvrstoću betona:

$f_{cc}=f_{ck}+4.1\cdot f_l$

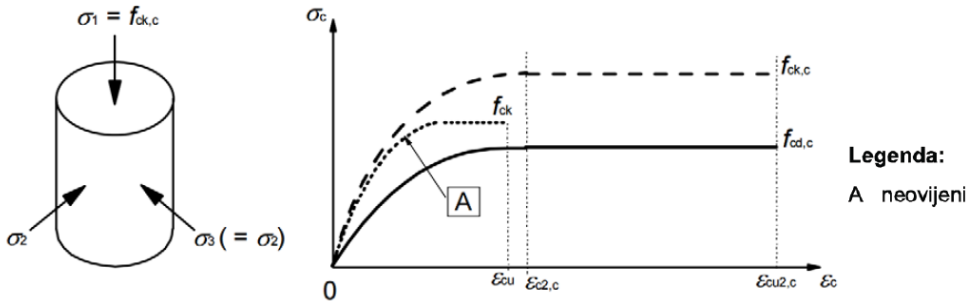
gdje su:

f_{cc} - tlačna čvrstoća betona pri troosnom tlaku

f_{ck} - tlačna čvrstoća betona pri jednoosnom tlaku (razred betona)

f_l - bočni tlak.

Taj efekt povećane nosivosti u smjeru glavnog naprezanja pri troosnom tlaku primjenjuje se kod ovijenih stupova. Ovijenost stupova postiže se odgovarajućim sponama (vilicama) a stupanj ovijenosti odabirom profila i razmakom spona. Stoga se u proračunu ovijenog betona može primijeniti proračunski radni dijagram prikazan na slici 2.8.



Slika 2.8 Odnos naprezanje – relativna deformacija za ovijeni beton.

Povećana karakteristična tlačna čvrstoća ovijenog betona, $f_{ck,c}$ i relativne deformacije prikazane na dijagramu na slici 2.8. mogu se odrediti preko izraza:

$$f_{ck,c} = f_{ck}\cdot\left(1,0+5,0\cdot\sigma_2 / f_{ck}\right) \quad za\ \ \sigma_2 \le 0,05\cdot f_{ck} \tag{2.14}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}\cdot\left(1,125+2,5\cdot\sigma_2 / f_{ck}\right) \quad za\ \ \sigma_2 > 0,05\cdot f_{ck} \tag{2.15}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}\cdot\left(f_{ck,c} / f_{ck}\right)^2 \tag{2.16}$$

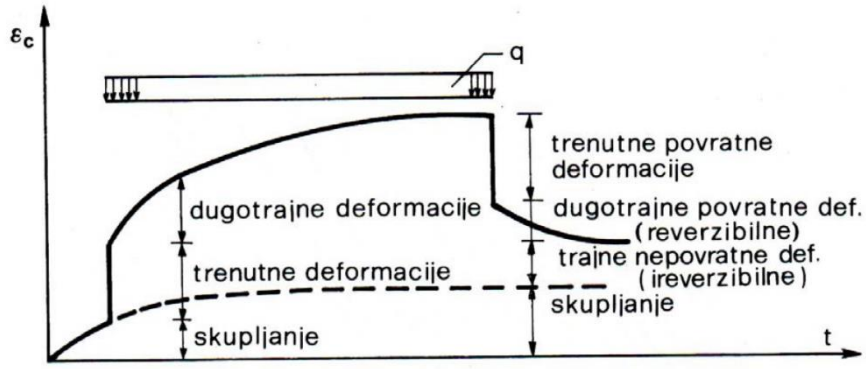
$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2}+0,2\cdot\sigma_2 / f_{ck} \tag{2.17}$$

2.1.3 Deformacije betona

Za potrebe proračuna konstrukcije u stadiju eksploatacije i u stadiju granične ravnoteže, potrebno je poznavati dvije najvažnije karakteristike betona kao materijala za konstrukcije. Prva je naprijed opisana čvrstoća betona, a druga je njegova sposobnost deformiranja.

Deformacije betona mogu se podijeliti u dvije vrste:

1. Volumenske deformacije - tj. one koje nisu vezane s djelovanjem vanjskog opterećenja već su uvjetovane bitnim svojstvima betona da mijenja svoj volumen zbog promjene temperature okoliša ili pod utjecajem skupljanja, odnosno bujanja betona.
2. Deformacije od djelovanja vanjskog opterećenja. Ovisno o karakteru djelovanja opterećenja te deformacije mogu biti: deformacije pod kratkotrajnim opterećenjem, deformacije pod dugotrajnim opterećenjem (vremenske deformacije), deformacije pod ponavljanim opterećenjem.



Slika 2.9 Razvoj deformacija betona s vremenom uz konstantno opterećenje i nakon rasterećenja.

Za proračun viskoznih deformacija koristi se koeficijent puzanja $\varphi(t,t_o)$ i vrijednost skupljanja $\varepsilon_{cs}(t)$. Puzanje betona je dugotrajna deformacija koja ovisi o opterećenju a skupljanje betona je dugotrajna deformacija neovisna o opterećenju.

2.1.3.1 Deformacije betona zbog promjene temperature

Beton kao i svaki drugi materijali dobiva volumenske deformacije prilikom promjene temperature okoliša. Deformacija betona od promjene temperature:

$$\varepsilon = \Delta L/L = \alpha_t \cdot \Delta t; \quad \Delta L = \alpha_t \cdot \Delta t \cdot L \qquad (2.18)$$

Koeficijent linearnog rastezanja za sve vrste betona ($\alpha_{t,c}$) iznosi:

$$\alpha_{t,c} = 1.0 \times 10^{-5}\ K^{-1}$$

Koeficijent linearnog rastezanja čelika ($\alpha_{t,s}$) za $0° < T < 100°$ C iznosi:

$$\alpha_{t,s} = 1.2 \times 10^{-5}\ K^{-1}$$

Okolnost da je $\alpha_{t,c} \approx \alpha_{t,s}$ od velikog je značaja za zajednički rad betona i čelika u armiranobetonskim konstrukcijama.

2.1.3.2 Deformacije od puzanja betona

U proračunu AB konstrukcija za granično stanje uporabljivosti (progibi i pukotine), i u proračunima prednapetih konstrukcija (padovi sile prednapinjanja) potrebno je poznavati ne samo konačne koeficijente puzanja i skupljanja nego i njihove vrijednosti u raznim vremenskim intervalima. Ovaj problem je posebno značajan u proračunu mostova, gdje je u proračunu nadvišenja konstrukcije tijekom građenja potrebno što točnije odrediti sve parametre za proračun progiba, jer u tim slučajevima ne postoji strana sigurnosti.

Beton ima svojstvo plastičnosti i puže pod dugotrajnim naprezanjem. Puzanje betona posljedica je kretanja slobodne i apsorbirane vode u betonu i ovisno je o većem broju faktora: vlažnost zraka, srednji polumjer, trenutak nanošenja opterećenja, klasa betona, srednja temperatura, konzistencija betona (v/c-faktor), klasa cementa, količina cementnog tijesta, tip opterećenja (vlak, tlak, savijanje), postotak armiranja, granulometrijski sastav agregata i tip agregata a koji više ili manje utječu na vremensku promjenu koeficijenta puzanja.

Plastične deformacije betona uvjetovane su postojanjem cementnog tijesta (cement+voda), dok kamena ispuna (agregat) i armatura nemaju svojstvo puzanja pod naprezanjem već smanjuju tu pojavu. Nakon ishlapljivanja slobodne vode u betonu u nastale šupljine procuruje apsorbirana voda što uvjetuje nastavak puzanja betona. Kako se apsorbirana voda vremenom gubi i razvija kristalna rešetka puzanje betona postaje sve manje.

Veličina relativnog skraćenja betona, tj. relativna deformacija uslijed puzanja, $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$, u vremenu $t-t_0$ za konstantno tlačno naprezanje, σ_c, koje djeluje na beton može se odrediti izrazom:

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \varphi(t,t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} = \varphi(t,t_0) \cdot \varepsilon_{c,el} \qquad (2.19)$$

Ako tlačno naprezanje betona starosti t_0 premaši vrijednost 0,45 $f_{ck}(t_0)$, tada treba uzeti u obzir nelinearnost puzanja. Takvo veliko naprezanje može biti rezultat prednapinjanja, npr. u predgotovljenim betonskim elementima na razini natege. U takvim slučajevima treba primijeniti nelinearni koeficijent puzanja kako slijedi:

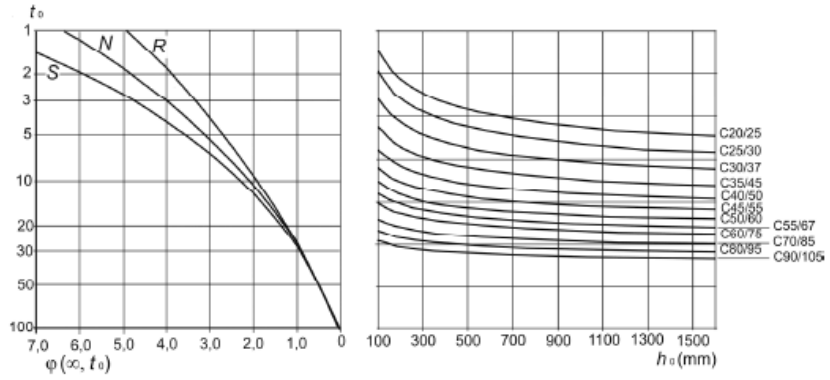
$$\varphi_{nl}(t,t_0) = \varphi(t,t_0) \cdot e^{(1.5 \cdot (k_\sigma - 0.45))} \qquad (2.20)$$

gdje je:

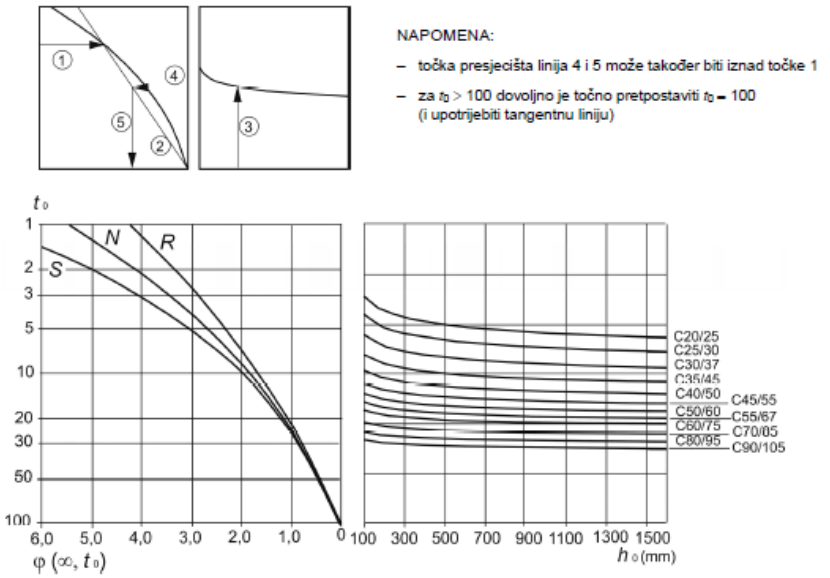
$\varphi_{nl}(t,t_0)$ nelinearni koeficijent prividnog puzanja koji zamjenjuje $\varphi(t,t_0)$

k_σ omjer naprezanja i čvrstoće $\sigma_c/f_{ck}(t_0)$ gdje je σ_c tlačno naprezanje, a $f_{ck}(t_0)$ je karakteristična tlačna čvrstoća betona u vrijeme opterećenja.

Hrvatska norma HRN EN 1992-1-1 daje izraze, tablice i dijagrame za proračun vrijednosti koeficijenta puzanja u ovisnosti o vremenu trajanja opterećenja kao i o vremenu nanošenja opterećenja na element. Najvažnija je vrijednost koeficijenta puzanja ona koja se odnosi na $t = \infty$, tj. na okončani proces puzanja $\varphi(\infty,t_0)$. Na slici 2.10 prikazan je postupak određivanja konačnog koeficijenta puzanja za beton uz uobičajene uvjete okoliša.



a) Unutarnji uvjeti – RH = 50 %

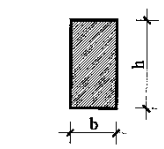
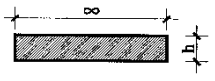


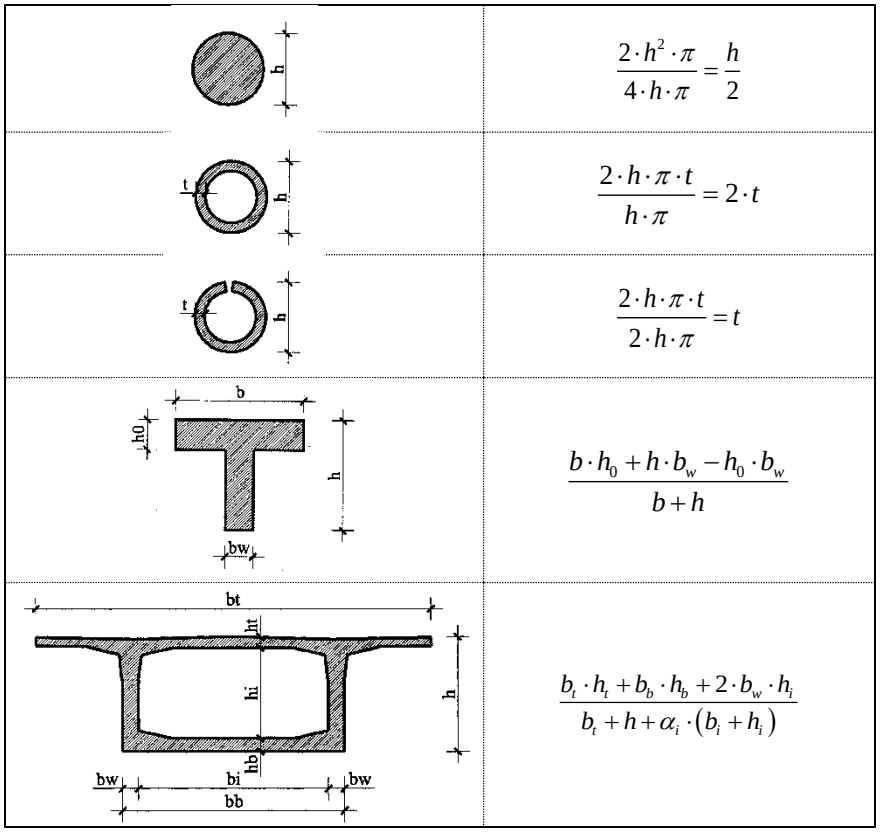
b) Vanjski uvjeti – RH = 80 %

Slika 2.10 Metode određivanja koeficijenta puzanja $\varphi(\infty, t_o)$ za beton uz uobičajene uvjete okoliša

Srednji polumjer presjeka h_0 predstavlja odnos površine poprečnog presjeka A_c i njegova poluopsega u/2 u dodiru sa zrakom.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$ -srednji polumjer presjeka (mm) (2.21)

Poprečni presjek	srednji polumjer $h_0 = \frac{2A_c}{u}$
	$\frac{2 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b+h)} = \frac{b \cdot h}{b+h}$
	$\frac{2 \cdot h \cdot \infty}{2 \cdot \infty} = h$



	$\frac{2\cdot h^2\cdot\pi}{4\cdot h\cdot\pi}=\frac{h}{2}$
	$\frac{2\cdot h\cdot\pi\cdot t}{h\cdot\pi}=2\cdot t$
	$\frac{2\cdot h\cdot\pi\cdot t}{2\cdot h\cdot\pi}=t$
	$\frac{b\cdot h_0+h\cdot b_w-h_0\cdot b_w}{b+h}$
	$\frac{b_t\cdot h_t+b_b\cdot h_b+2\cdot b_w\cdot h_i}{b_t+h+\alpha_i\cdot(b_i+h_i)}$

Slika 2.11 Proračun srednjeg polumjera.

Kod proračuna unutarnjeg opseg za sandučasti poprečni presjek, koeficijent α_i ovisi o izloženosti te površine sušenju. Prema nekim autorima može se uzeti $\alpha_i = 1$ za vrijeme izvedbe i $\alpha_i = 0.5$ za vrijeme nakon završetka izgradnje.

Zbog velikog broja parametar o kojima ovisi koeficijent puzanja, EC2 ne daju odnose $\varphi(t,t_0)/\varphi(\infty,t_0)$, već se aneksom propisa daju izrazi za prognozu skupljanja i puzanja u vrijeme "t" u funkciji gore navedenih čimbenika.

Koeficijent puzanja dobiva se preko izraza:

$$\varphi(t,t_0)=\varphi_0\cdot\beta_c(t,t_0) \qquad (2.22)$$

gdje je:

$\varphi_0=\varphi_{RH}\cdot\beta(f_{cm})\cdot\beta(t_0)$ -osnovna vrijednost za koeficijent puzanja (2.23)

t - starost betona u danima u trenutku promatranja

t_0 - starost betona u danima u trenutku početka djelovanja opterećenja

Koeficijent koji uzima u obzir relativnu vlažnost zraka:

$$\varphi_{RH}=1+\frac{1-RH/100}{0.1\cdot\sqrt[3]{h_0}} \qquad \text{za } f_{cm}\leq 35\text{MPa} \qquad (2.24)$$

$$\varphi_{RH}=\left[1+\frac{1-RH/100}{0.1\cdot\sqrt[3]{h_0}}\alpha_1\right]\cdot\alpha_2 \qquad \text{za } f_{cm}>35\text{MPa} \qquad (2.25)$$

RH - relativna vlažnost okoliša u %

Koeficijent koji uzima u obzir utjecaj čvrstoće betona:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \tag{2.26}$$

f_{cm} srednja tlačna čvrstoća betona u MPa pri starosti od 28 dana

Koeficijent koji opisuje razvoj puzanja s vremenom nakon opterećenja:

$$\beta_C(t-t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t - t_o}\right)^{0.3} \tag{2.27}$$

Koeficijent kojim se uzima u obzir učinak starosti betona pri opterećenju:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \tag{2.28}$$

$h_m = \frac{2A_c}{u}$ srednji polumjer presjeka (mm)

Koeficijent ovisan o relativnoj vlazi i h_0

$$\beta_H = 1.5\left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right] h_0 + 250 \le 1500 \qquad \text{za } f_{cm} \le 35\text{MPa} \tag{2.29}$$

$$\beta_H = 1.5\left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \le 1500 \qquad \text{za } f_{cm} \ge 35\text{MPa} \tag{2.30}$$

$\alpha_{1/2/3}$ koeficijenti su kojima se uzima u obzir čvrstoća betona:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.7} \qquad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.2} \qquad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.5} \tag{2.31}$$

t, t_0 vrijeme djelovanja opterećenja
$f_{cm}=f_{ck}+8$ u (N/mm²) srednja tlačna čvrstoća betona starog 28 dana (N/mm^2)

Koeficijent varijacije puzanja dobivenog preko ovih formula iznosi oko 20 %. Uz uvjet da su zadovoljeni uvjeti da naprezanje u betonu ne prelazi vrijednost σ_c=0.45 f_{ck}, srednja temperatura zraka nalazi se između + 10^{o}C i + 20^{o}C (povremeno između - 20^{o}C i + 40^{o}C), kolebanje vlažnosti zraka je između 20% i 100% i konzistencija betona je plastična, konačni koeficijent puzanja se može uzeti iz tablice 2.5.

Starost betona u vrijeme opterećenja t_o u danima	Srednji polumjer presjeka h_0 = 2 A_c/u (mm)					
	50	150	600	50	150	600
	Okolina elementa					
	suha, unutar prostorije vlažnost ≈ 50%			vlažna, na otvorenom vlažnost ≈ 80%		
1	5.5	4.6	3.7	3.6	3.2	2.9
7	3.9	3.1	2.6	2.6	2.3	2.0
28	3.0	2.5	2.0	1.9	1.7	1.5
90	2.4	2.0	1.6	1.5	1.4	1.2
365	1.8	1.5	1.2	1.1	1.0	1.0

Tablica 2.5 Konačni koeficijent puzanja $\varphi(\infty, t_o)$.

Vrijednosti u tablicama potrebno je modificirati koeficijentom:

- 0.7 - kada je beton krute konzistencije
- 1.2 - kada je beton tekuće konzistencije.

Puzanje betona može se u proračunu obuhvatiti preko modificiranog modula elastičnosti:

$E_{c,eff} = E_{cm}/(1+\varphi(t,t_o))$ (2.32)

$\alpha_{e,eff} = E_s/E_{c,eff}$ - odnos modula elastičnosti. (2.33)

gdje je:

E_{cm} - sekantni modul elastičnosti

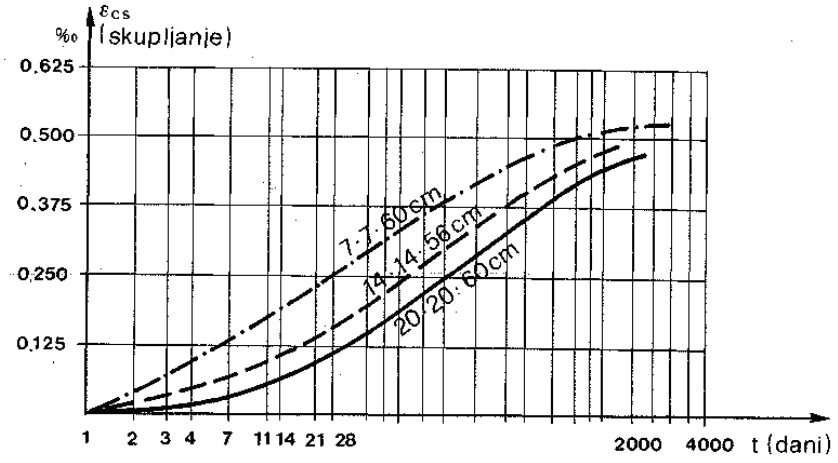
$\varphi(t,t_o)$ - koeficijent puzanja betona

2.1.3.3 Deformacije od skupljanja i bujanja betona

Cementno tijesto a time i beton mijenjaju svoj volumen u vremenu vezivanja i stvrdnjavanja. Cementno tijesto koje se stvrdnjava na zraku smanjuje volumen, tj. ono se skuplja, a pod vodom ili u sredini zasićenoj vodenom parom ono povećava volumen, tj. buja. Po svom karakteru skupljanje i bujanje pretežito su viskoplastične deformacije, što znači da su u funkciji vremena i da su te deformacije uglavnom nepovratne, odnosno plastične.

Stvrdnjavanje betona na zraku omogućuje trenutno skupljanje, koje je, opet, u funkciji vlažnosti. Manja ga relativna vlaga zraka ubrzava, a zrak zasićen vlagom usporava skupljanje. Beton potopljen pod vodom ima suprotnu pojavu, bujanje. Prethodno bujanje betona potopljenoga u j vodi ne sprečava njegovo naglo skupljanje kad je nakon toga izložen sušenju na zraku. Na skupljanje utječe vodocementni faktor. Ako je više vode u betonu, odnosno veći v/c-faktor, bit će i skupljanje veće. Sadržaj vode u betonu utječe na skupljanje utoliko što on smanjuje sadržaj agregata, koji inače smanjuje skupljanje. Skupljanje betona ovisi o količini cementnog tijesta u betonu jer se ono dvaput više skuplja od betona. Betoni diskontinuiranoga granulometrijskog sastava i oni s granulometrijskim sastavom koji sadržava izrazito krupni agregat manje se skupljaju.

Skupljanje betona ovisi o dimenzijama elementa. Utjecaj tog čimbenika izražava se pomoću "srednjeg polumjera (fiktivna debljina) presjeka" h_0 koji je odnos površine poprečnog presjeka i njegova poluopsega ($h_0 = 2\,A_c/u$).



Slika 2.12 Skupljanje betona iste vrste u prizmama raznih dimenzija.

Ukupna deformacija prouzročena skupljanjem, ε_{cs}, sastoji se od dviju komponenti: deformacije stvrdnutog betona zbog sušenja, ε_{cd}, i deformacije autogenog skupljanja, ε_{ca}. Deformacija skupljanja zbog sušenja razvija se polagano jer ovisi o migraciji vode kroz očvrsli beton. Deformacija autogenog

skupljanja razvija se tijekom očvršćavanja betona, a veći se dio događa u prvim danima nakon betoniranja. Autogeno skupljanje linearna je funkcija čvrstoće betona, što treba uzeti u obzir kada se novi beton nanosi na već očvrsnuli. Vrijednost ukupne deformacije skupljanja, ε_{cs}, dobiva se iz izraza:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.34)$$

gdje je :

ε_{cs} – ukupna deformacija skupljanja;
ε_{cd} – deformacija skupljanja uslijed sušenja betona;
ε_{ca} – deformacija autogenog skupljanja.

Konačna vrijednost deformacija skupljanja zbog sušenja:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (2.35)$$

Vrijednost $\varepsilon_{cd,0}$ smije se uzeti iz tablice 2.6 (očekivane srednje vrijednosti s koeficijentom varijacije od oko 30 %).

	Relativna vlažnost (%)					
Beton	20	40	60	80	90	100
C20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0
C40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0
C60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0
C80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0
C90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0

Tablica 2.6 Nazivne vrijednosti slobodnog skupljanja pri sušenju, $\varepsilon_{cd,0}$ (u mm/m) za beton s cementom CEM razreda N

Vrijednost deformacije skupljanja zbog sušenja u određenom vremenskom intervalu dan je izrazom:

$$\varepsilon_{cd}(t) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \cdot \beta_{ds}(t, t_s) \quad (2.36)$$

gdje je:

k_h koeficijent koji ovisi o prividnoj veličini h_0 prema tablici 2.7

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Tablica 2.7 Vrijednosti koeficijenta k_h

Tablica 2.7 se može interpolirati polinomom drugog stupnja:

$$k_h = 0.025 \cdot \left(\frac{h_0}{100}\right)^2 - 0,225 \cdot \frac{h_0}{100} + 1.2 \ \geq 0.70 \quad (2.37)$$

Koeficijent koji opisuje vremensku promjenu skupljanja:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}} \quad (2.38)$$

gdje je:

t starost betona (u danima) u trenutku koji se promatra
t_s starost betona (u danima) na početku skupljanja zbog sušenja (ili bubrenja).

U pravilu je to na kraju njege betona.
h_0 prividna veličina [mm] poprečnog presjeka $=2A_c/u$,
A_c ploština poprečnog presjeka betona
u opseg te ploštine poprečnog presjeka koji je izložen sušenju.

Deformacija autogenog skupljanja dobiva se iz izraza:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(\infty)\cdot\beta_{as}(t) \tag{2.39}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5\left(f_{ck}-10\right)10^{-6} \quad (f_{ck} \text{ je u N/mm}^2) \tag{2.40}$$

$$\beta_{as}(t) = 1-\exp\left(-0{,}2\cdot t^{0.5}\right) \tag{2.41}$$

gdje je t u danima.

Konačne vrijednosti skupljanja betona treba povećati za 15% kad je konzistencija svježe betonske mase žitka, odnosno smanjiti za 15% kad je konzistencija kruta.

Okolina elementa	Vlažnost (%)	Srednji polumjer presjeka $h_0 = 2\ A_c/u$ (mm)	
		≤ 150	600
suha, unutrašnjost prostorije	≈ 50	- 0.60	- 0.50
vlažna, na otvorenom	≈ 80	- 0.33	- 0.28

Tablica 2.8 Vrijednost skupljanja ε_{CS} (u ‰)

Osnovna veličina deformacije od skupljanja uzrokovanog sušenjem $\varepsilon_{cd,0}$ proračunava se izrazom:

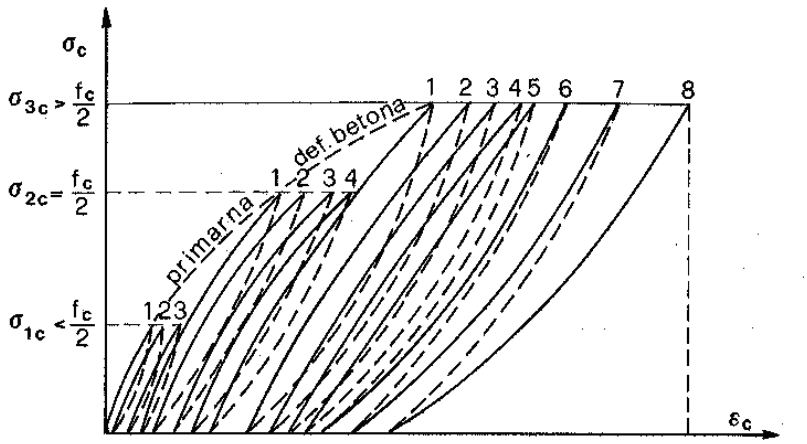
$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85\cdot\left[(220+110\alpha_{ds1})\cdot\exp\left(-\alpha_{ds2}\cdot\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right]10^{-6}\cdot\beta_{RH} \tag{2.42}$$

$$\beta_{RH} = 1.55\left[1-\left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \tag{2.43}$$

gdje je:
f_{cm} srednja tlačna čvrstoća (MPa)
f_{cmo} = 10 MPa
α_{ds1} eksponent koji ovisi o tipu cementa
α_{ds1}= 3 za cement razreda S
α_{ds1}= 4 za cement razreda N
α_{ds1}= 6 za cement razreda R
α_{ds2} eksponent koji ovisi o tipu cementa
α_{ds2}= 0,13 za cement razreda S
α_{ds2}= 0,12 za cement razreda N
α_{ds2}= 0,11 za cement razreda R
RH relativna vlažnost okoline u %
RH_0 100 %.

2.1.3.4 Deformacije betona zbog ponavljanog opterećenja

Opterećenje elemenata može biti jednokratno ili višekratno (ponavljano opterećenje). Pri jednokratnom kratkotrajnom naprezanju elementa pojavljuju se primarne deformacije, pretežito elastične i manjim dijelom plastične.



Slika 2.13 Dijagram σ_c-ε_c pri ponavljanom opterećenju i rasterećenju.

Kako bi se izbjegle plastične deformacije pri cikličnom opterećivanju, poželjno je da maksimalna vrijednost naprezanja bude što niža kako bi se područje opterećenja kretalo u gotovo elastičnom području $\sigma_c < 0{,}45 \cdot f_{ck}$.

2.1.4 Temperaturni učinci na beton

Temperatura ima bitan utjecaj na proces očvršćavanja betona, a samim time i na proces puzanja i skupljanja betona. Prethodno opisani izrazi i vrijednosti konačnog skupljanja i puzanja vrijede za uobičajene uvjete betona gdje je prosječna temperatura kojoj je beton izložen oko 20°C. U slučaju nižih temperatura svi se procesi usporavaju, a u slučaju viših temperatura ubrzavaju se.

Utjecaj temperature obično se uzima korekcijom starosti betona (u danima) s obzirom na stvarnu temperaturu. Korigirana se starost betona približno može procijeniti izrazom:

$$t_T = \sum \left[k_{Ti} \cdot \Delta t_i \left(T_i \right) \right] \qquad (2.44)$$

gdje je:

t_T – korigirana starost betona u danima;

Δt_i – broj dana s približno konstantnom temperaturom T_i;

k_{Ti} – popravni koeficijent koji odgovara temperaturi T_i s kojim se množi stvarna starost betona.

Vrijednost koeficijenta, k_{Ti}, može se za približne proračune očitati iz tablice 2.9.

T(°C)	0	5	10	20	30	40
k_T	0,37	0,48	0,62	1,00	1,57	2,39

Tablica 2.9 Vrijednosti popravnog koeficijenta k_T za temperaturni učinak

Utjecaj temperature na očvršćavanje i dugotrajne deformacije izrazito je važan. Tako se u proizvodnji montažnih betonskih elemenata često radi zaparivanje i izlaganje elementa povišenim temperaturama kako bi beton u kraćem periodu postigao potrebnu čvrstoći radi uklanjanja oplate i premještanje elementa. Također, utjecaj temperature bitan je kod prosudbe kada treba ukloniti oplatu i podupirače, kao i kada je moguće konstrukciju opteretiti kako se ne bi čekalo 28 dana.

2.1.5 Razred izloženosti i uvjeti okoliša

Beton u eksploataciji može biti izložen različitim djelovanjima. Prema uvjetima u kojima se beton nalazi propisani su minimalni tehnološki zahtjevi u vezi sastava betona, karakteristične tlačne čvrstoće,

minimalnog zaštitnog sloja, vodocementni omjer i sl. prema kojima treba odabirati i projektirati razred betona.

Oznaka razreda	Opis okoliša	Informativni primjeri moguće pojave razreda izloženosti
1 Nema rizika od korozije		
X0	Za beton bez armature ili ugrađenog metala; sve izloženosti osim onih u kojima postoji zamrzavanje/odmrzavanje, abrazija ili kemijska agresivnost. Za beton s armaturom ili ugrađenim metalom: vrlo suho.	Beton unutar zgrada s vrlo malom vlažnošću zraka
2 Korozija uzrokovana karbonatizacijom		
XC1	Suho ili trajno vlažno	Beton unutar zgrada s malom vlažnošću zraka Beton stalno uronjen u vodu
XC2	Vlažno, rijetko suho	Površine betona izložene dugotrajnom kontaktu s vodom Mnogi temelji
XC3	Umjerena vlažnost	Beton unutar zgrada s umjerenom ili velikom vlažnošću zraka Vanjski beton zaštićen od kiše
XC4	Ciklički vlažno i suho	Površine betona izložene kontaktu s vodom koje ne pripadaju razredu izloženosti XC2
3 Korozija uzrokovana kloridima		
XD1	Umjerena vlažnost	Površine betona izložene kloridima iz zraka
XD2	Vlažno, rijetko suho	Bazeni za plivanje Elementi betona izloženi industrijskim vodama koje sadržavaju kloride
XD3	Ciklički vlažno i suho	Dijelovi mostova izloženi prskanju vode koja sadržava kloride Pločnici – kolničke konstrukcije Ploče javnih garaža
4 Korozija uzrokovana kloridima iz morske vode		
XS1	Izložen solima iz zraka, ali ne u izravnom dodiru s morskom vodom	Konstrukcije u blizini ili na obali
XS2	Stalno uronjeno	Dijelovi pomorskih konstrukcija
XS3	U područjima plime i oseke i prskanja vode	Dijelovi pomorskih konstrukcija
5 Korozija uzrokovana zamrzavanjem i odmrzavanjem		
XF1	Umjereno zasićenje vodom, bez sredstva za odmrzavanje	Vertikalne površine betona izložene kiši i zamrzavanju
XF2	Umjereno zasićenje vodom, sa sredstvom za odmrzavanje	Vertikalne površine betona cestovnih konstrukcija izložene zamrzavanju i sredstvima za odmrzavanje
XF3	Jako zasićenje vodom, bez sredstva za odmrzavanje	Horizontalne površine betona izložene kiši i zamrzavanju
XF4	Jako zasićenje vodom, sa sredstvom za odmrzavanje	Ceste i kolnici mostova izloženi sredstvima za odmrzavanje Betonske površine izložene izravnom prskanju vode koja sadržava sredstva za odmrzavanje i izložene zamrzavanju Područja plime i oseke kod
6 Kemijska korozija		
XA1	Slabo kemijski agresivni okoliš prema normi EN 206-1, tablica 2	Prirodno tlo i podzemna voda
XA2	Umjereno kemijski agresivni okoliš prema normi EN 206-1, tablica 2	Prirodno tlo i podzemna voda
XA3	Jako kemijski agresivni okoliš prema normi EN 206-1, tablica 2	Prirodno tlo i podzemna voda

Tablica 2.10 Razredi izloženosti u odnosu na uvjete okoliša u skladu s normom EN 206-1.

Nakon odabira razreda izloženosti s obzirom na uvjete okoliša prema tablici 2.10. može se iz tablice 2.11. odabrati minimalan razred betona i vrijednosti najmanjeg zaštitnog sloja $c_{min,dur}$.

		Vrijednosti najmanjeg zaštitnog sloja $c_{min,dur}$			
		Proračunski uporabni vijek 50 godina		**Proračunski uporabni vijek 100 godina**	
Razred izloženosti	**Minimalni razred betona**	**Armirani beton**	**Prednapeti beton**	**Armirani beton**	**Prednapeti beton**
X0	C12/15	10	10	20	20
XC1	C20/25	15	25	25	35
XC2	C25/30	25	35	35	45
XC3	C30/37	25	35	35	45
XC4	C30/37	30	40	40	50
XD1	C30/37	35	45	45	55
XD2	C30/37	40	50	50	60
XD3	C35/45	45	55	55	65
XS1	C30/37	35	45	45	55
XS2	C35/45	40	50	50	60
XS3	C35/45	45	55	55	65
XF1	C30/37	35	45	45	55
XF2	C30/37	35	45	45	55
XF3	C30/37	40	50	50	60
XF4	C30/37	40	50	50	60
XA1	C30/37	35	45	45	55
XA2	C30/37	40	50	50	60
XA3	C35/45	45	55	55	65

Tablica 2.11 Vrijednosti najmanjeg razreda betona i zaštitnog sloja $c_{min,dur}$

U tablici 2.11. prikazane su vrijednosti za razrede izloženosti XF i XA prema preporukama autora (prema EN 1992 nisu definirane). U tablici su označene sivom bojom.

Zaštitni je sloj razmak od površine armature koja se nalazi najbliže najbližoj površini betona (uključujući veze i spone i potpovršinsku armaturu gdje je ima) do najbliže površine betona. Nazivni zaštitni sloj mora biti specificiran u nacrtima. Definiran je kao najmanji zaštitni sloj, c_{min} povećan za odstupanje u projektu, Δc_{dev}. Prema našem nacionalnom dodatku predložena je vrijednosti Δc_{dev} =10mm. Nazivni zaštitni sloj računa se po izrazu:

$$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev} \qquad (2.45)$$

2.2. Čelik za armiranje

Za armiranje betonskih konstrukcija rabe se čelici pod nazivom betonski čelik ili čelik za armiranje.

Betonski čelik dijeli se prema:

- profilu, na žice $\phi \leq 12$ mm i šipke $\phi > 12$ mm;

- mehaničkim karakteristikama (granica popuštanja, vlačna čvrstoća i rastezljivost pri slomu probnog uzorka na dijelu njegove dužine 10ϕ), na visoko i normalno duktilne čelike;
- zavarljivosti, na nezavarljiv, zavarljiv pod određenim uvjetima i zavarljiv;
- površinskoj obradi pri izvlačenju, na glatki i rebrasti, uključujući i zavarene mreže;
- vrsti obrade, na toplo valjan, toplo valjan i hladno obrađen i termički poboljšan čelik.

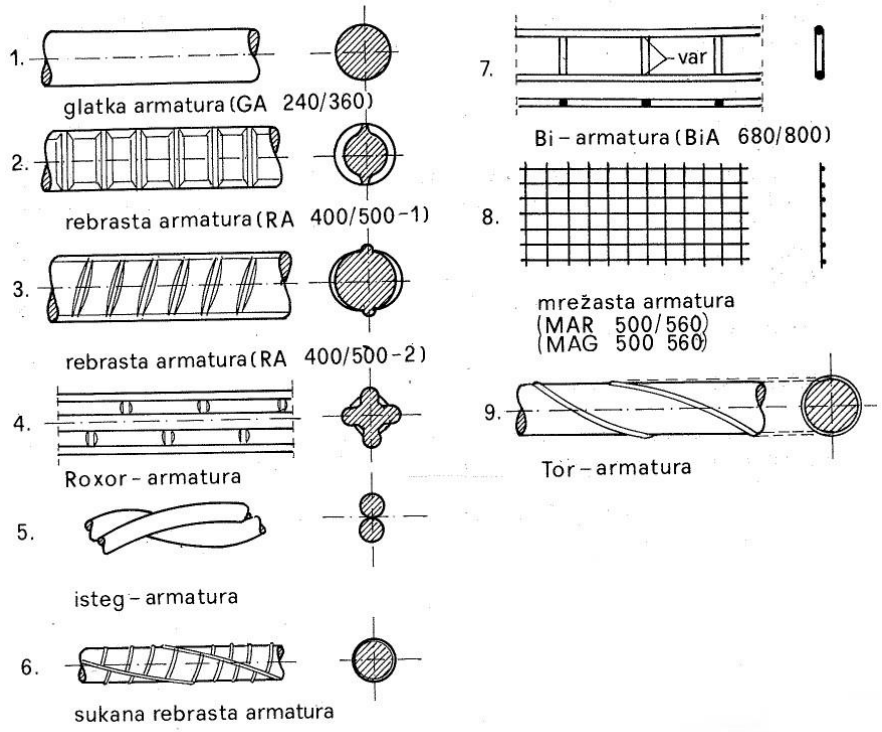
Proizvođač čelika za armiranje garantira ove mehaničke karakteristike:
- karakterističnu čvrstoću pri kidanju (vlačna čvrstoća) (f_{tk});
- karakterističnu granicu popuštanja (f_{yk});
- rastezljivost poslije kidanja na dužini od 10ϕ (δ);
- sposobnost savijanja i povratnog savijanja šipke oko trna određenog promjera s određenim kutom savijanja bez pukotina šipke u vlačnom i tlačnom pojasu;
- karakterističnu dinamičku čvrstoću (granicu zamora).

Dokaz svih nabrojenih mehaničkih svojstava armature obavlja se prema standardima ispitivanja čelika za armiranje.

Jedan od glavnih uvjeta armiranobetonskih konstrukcija je potpuno sprezanje između betona i čelika, što znači da ne smije nastupiti klizanje armature u betonu. Pri malim posmičnim naprezanjima između armature i betona zadovoljava glatki okrugli presjek. S izradom kvalitetnijeg čelika rasla je sila u armaturi, pa je sve više prijetila opasnost da se čelik odijeli od betona. Sprečavanje klizanja postiže se upotrebom rebrastih ili sukanih profila te sukano rebrastih profila. Rebrasti čelici imaju znatno bolju prionljivost od glatkih čelika pa dopuštaju upotrebu većih naprezanja s tim da se mogu očekivati pravilno raspoređene pukotine u betonu manjih širina.

Od čelika za armiranje zahtijeva se i velika rastezljivost, tj. veliko relativno produljenje prije sloma. Ona je potrebna u prvom redu radi izravnavanja naprezanja u pojedinim šipkama armature na mjestu pukotina. Svojstvo velike rastezljivosti poželjno je i za nekontrolirano preopterećenje konstrukcije, kad velika rastezanja armature izazivaju u betonu široke pukotine i upućuju na opasnost od sloma. S druge strane, potrebna je velika rastezljivost pri hladnoj izradi kuka i ogiba. Čelične šipke male rastezljivosti moraju se savijati u užarenom stanju, što znatno otežava rad, a kod nekih vrsta čelika time se kvare ili mijenjaju njegova svojstva (hladno obrađeni čelik).

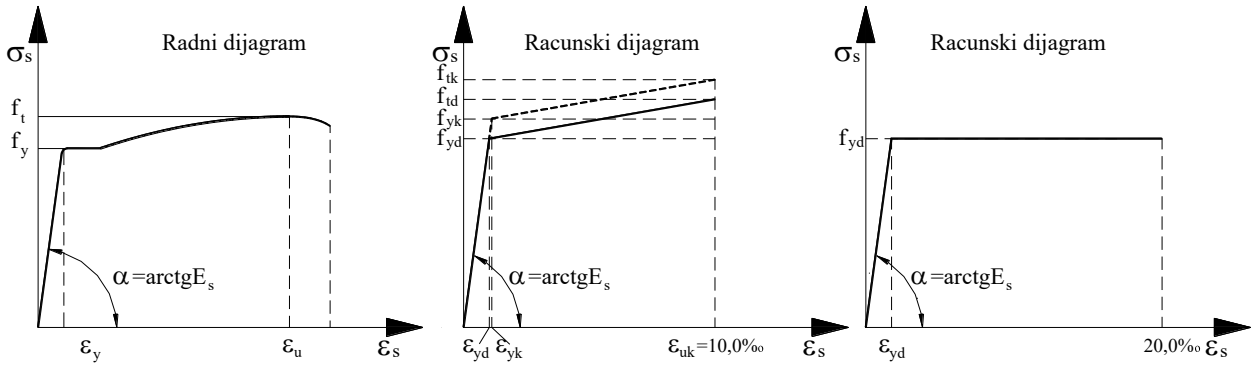
Čelik koji se rabi za armaturu dobavlja se u šipkama, kolutovima i mrežama raznih oblika i presjeka, raznih duljina, a i raznih kvaliteta. Na slici 2.14 prikazano je nekoliko oblika armatura koje se upotrebljavaju u armiranom betonu:
- Glatka armatura je od prirodnog čelika B240, B220 (GA 240/360).
- Rebrasta armatura je od visokovrijednoga prirodno tvrdog čelika dobivenoga prikladnim legiranjem B400, B500 (RA 400/500, RA 500/550).
- Sukani profili su hladno obrađeni čelici.
- Mrežasta armatura je također od hladno obrađenih glatkih i rebrastih žica koje se zavaruju točkasto elektrootporom u krutu mrežu MAG 500/560 i MAR 500/560.
- Bi-armatura sastoji se od dvije hladno obrađene žice međusobno spojene poprečnim šipkama od prirodnog čelika i zavarene. Nije dopuštena za dinamičko opterećene konstrukcije i konstrukcije koje moraju biti nepropusne za vodu B680 (BiA- 680/800).



Slika 2.14 Oblici armature.

Rebrasta armatura isporučuje se u snopovima ravnih šipaka duljine od 12 do iznimno 14m, a po narudžbi kupaca profili od 8, 10, 12 i 14 mm u kolutovima duljine do 50 m.

Radni dijagram naprezanje-deformacija za meki čelik (sl.2.15), vrijednost f_{tk} znači karakterističnu vlačnu čvrstoću čelika, a f_{yk} karakterističnu granicu popuštanja koja odgovara naprezanju za koje je nepovratna deformacija 0.2%.



Slika 2.15 Radni i računski dijagrami armature.

Računska čvrstoća armature $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.15}$

Za modul elastičnosti predlaže se stalna veličina E_s = 200000 N/mm^2, a za temperaturni koeficijent $\alpha_{T,s} = 10^{-5}$ K^{-1} kod temperatura od - 20^o do 200^{o}C.

Prema važećim hrvatskim normama čelici za armiranje dijele se u razrede s obzirom na granicu popuštanja i duktilnost samog čelika. Oznake za čelik za armiranje jesu: **B500A**, **B500B** i **B450C** pri

čemu je: B – oznaka da se radi o betonskom čeliku (od njem. Betonstahl), 500 i 450 su vrijednosti karakteristične granice popuštanja u N/mm^2, A, B i C su razredi duktilnosti pri čemu se razlikuje:

- obična duktilnost **B500A**: $f_{yk} \geq 500$ N/mm^2, $\varepsilon_{yk} \geq 25$ ‰, $k = (f_t/f_y)_k \geq 1,05$
- velika duktilnost **B500B**: $f_{yk} \geq 500$ N/mm^2, $\varepsilon_{yk} \geq 50$ ‰, $k = (f_t/f_y)_k \geq 1,08$
- vrlo velika duktilnost **B450C**: $f_{yk} \geq 450$ N/mm^2, $\varepsilon_{yk} \geq 75$ ‰, $1,15 \leq k = (f_t/f_y)_k < 1,35$.

Značajke i zahtjevi pojedinog razreda čelika dani u hrvatskim normama prikazani su u tablici 2.12.

Kod rekonstrukcija postojećih građevina često se susreću stare oznake čelika: GA 240-360, RA 400/500, RA 500/550, MAG 500/560, MAR 500/560 i sl. U pravilu slova označavaju tip armature, npr.: GA – glatka armatura, RA – rebrasta armatura, MAG – mrežasta armatura od glatkih šipki, MAR – mrežasta armatura od rebrastih šipki i sl. Brojevi iza označavaju karakteritičnu granicu popuštanja i karakterističnu vlačnu čvrstoću. Tako npr. 240/360 znači da je f_{yk} = 240 N/mm2, a f_{tk} = 360 N/mm2. U pogledu duktilnosti svi su stari čelici obične i visoke duktilnosti. Pravilo je sljedeće: što materijal ima manju čvrstoću, duktilniji je jer ima manje ugljika u svom sastavu. Stoga je čelična armatura do granice popuštanja f_{yk} = 400 MPa u pravilu čak vrlo velike duktilnosti, C, dok su veće granice popuštanja rezultirale velikom duktilnosti, B, a mrežasta je armatura zbog zavarivanja bila obične duktlnosti, A.

Oblik proizvoda		**Šipke i razmotane šipke**			**Mreže**			**Zahtjev ili vjerojatnost podbačaja karakteristične vrijednosti [%]**
Razred		A	B	C	A	B	C	–
Karakteristična granica popuštanja f_{yk} ili $f_{0,2k}$ [MPa]		400 do 600						5,0
Najmanja vrijednost $k = (f_t/f_y)_k$		≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	10,0
Karakteristična vrijednost deformacije pri najvećoj sili ε_{uk} [%]		≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	10,0
Sposobnost savijanja		Ispitivanje savijanja i povratnog savijanja			–			
Posmična čvrstoća zavara [kN][NB 33]		–			AC 0,25 $A f_{yk}$ AC (A je ploština žice)			Najmanje
Najveće odstupanje od nazivne mase (pojedinačne šipke ili žice) [%]	Nazivni promjer šipke [mm] ≤ 8 > 8	± 6,0 ± 4,5						5,0

Tablica 2.12 Svojstva čelika za armiranje dani u HRN EN 1992-1-1

Vrsta kombinacije	Beton γ_C	Armatura i prednapeti čelik γ_S
Osnovne kombinacije	1.5	1.15
Izvanredne kombinacije (osim potresa)	1.3	1.0

Tablica 2.13 Parcijalni koeficijenti sigurnosti za svojstva gradiva.

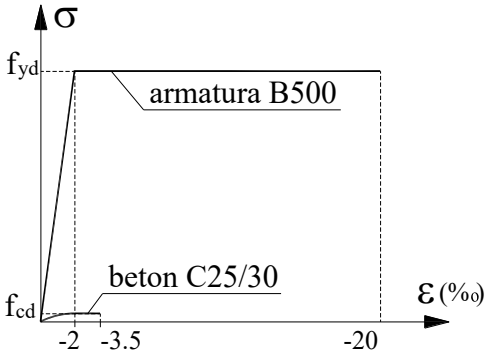
Usporedba računskih dijagrama betona i armature prikazana su na slici 2.16. Za primjer su uzeti materijali:

Beton: C25/30 $f_{cd} = 1.0 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.0 \cdot \frac{25.0}{1.5} = 16.67 \text{ N/mm}^2$ (računska čvrstoća betona)

Armatura: B500 $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ N/mm}^2$ (računska čvrstoća armature)

Odnos računskih čvrstoća armature i betona u ovom primjeru iznosi:

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{434.78}{16.67} = 26.1$$



Slika 2.16 Računski dijagram armature B500B i betona C25/30.

3. OSNOVE PRORAČUNA KONSTRUKCIJA

Konstrukcija mora biti planirana, projektirana i izvedena na način da tijekom predviđenog vijeka trajanja uz zadovoljavajući stupanj pouzdanosti i na ekonomičan način:

- ostane uporabiva za predviđenu namjenu
- bude u stanju podnijeti sva predvidiva djelovanja i učinke tijekom izvedbe i uporabe

Proračun i izvedba konstrukcije moraju biti takvi da se ona ne može oštetiti zbog požara, eksplozije, udara ili ljudske greške nerazmjerno uzroku (mora se ostvarivati razmjernost uzroka i posljedice).

Proračunske situacije opisuju okolnosti u kojima konstrukcija ispunjava svoju ulogu a moraju biti dovoljno zahtjevne i tako varirane da obuhvate sve uvjete koji se mogu očekivati tijekom izvedbe i uporabe konstrukcije. Proračunske situacije dijele se na:

- Stalne situacije – svi uvjeti uobičajene uporabe
- Prolazne situacije – povremeni uvjeti, npr. tijekom izvedbe ili popravka
- Izvanredne situacije – iznimni uvjeti ili požar, eksplozija, udar
- Seizmičke situacije – potres

Proračunski uporabni vijek je pretpostavljeno razdoblje korištenja konstrukcije uz održavanje, ali bez velikih popravaka. Podjela prema proračunskom uporabnom vijeku:

Klasa	Uporabni vijek	Primjer
1	10 g	Privremene konstrukcije
2	10-25 g	Zamjenjivi dijelovi konstrukcije
3	15-30 g	Poljoprivredne i slične konstrukcije
4	50 g	Konstrukcije zgrada
5	100 g	Spomeničke konstrukcije, inženjerske konstrukcije, mostovi

Tablica 3.1 Proračunski uporabni vijek.

Trajnost konstrukcije je njena sposobnost da tijekom svog proračunskoga uporabnog vijeka ostane sposobna za uporabu uz odgovarajuće održavanje. Treba biti projektirana ili zaštićena tako da se u periodu između uzastopnih pregleda značajno ne pogorša njena uporabljivost. U proračunu treba predvidjeti pristup kritičnim dijelovima za pregled izbjegavajući zahtjevna rasklapanja ili onesposobljavanja konstrukcije.

Sigurnost neke nosive konstrukcije protiv otkazivanja nosivosti općenito je uvjetovana time da njena otpornost **R** bude veća od ekstremnog djelovanja **S**, koje će na nju djelovati u vijeku njenog trajanja. Kriterij za određivanje sigurnosti nosive konstrukcije može se iskazati na sljedeći način:

$$R>S \qquad (3.1)$$

Zona sigurnosti ili veličina stanja nosivosti definirana je kao razlika između otpornosti i djelovanja na konstrukciju:

$$Z=R-S \qquad (3.2)$$

U pristupima sigurnosti građevina razlikujemo dva osnovna pristupa: deterministično i probabilistično poimanje sigurnosti.

Determinističko poimanje sigurnosti koristilo se u prvim metodama proračuna (metoda dopuštenih naprezanja). Pretpostavlja sigurnu konstrukciju, kada su naprezanja od vanjskog opterećenja manja od propisanih dopuštenih naprezanja. Dopuštena naprezanja vezana su s faktorom sigurnosti uz određene granične veličine (npr. granica popuštanja, čvrstoća).

Međutim i veličina otpornosti (**R**) i veličina djelovanja na konstrukciju (**S**) su i same funkcije nekih drugih veličina tzv. baznih varijabli:

R=R(fc,fy, E, I, W, A...)

S=S(g, q, w, s...)

U determinističkom postupku sve ove veličine tretiramo kao određene (determinirane) vrijednosti, koje su nam dane propisima, a u probabilističkom pristupu se sve veličine baznih varijabli tretiraju kao slučajne veličine.

Probabilističko poimanje sigurnosti temelji se na pretpostavci da ne postoji potpuno sigurna konstrukcija. Svaka konstrukcija odnosno element konstrukcije ima neku vjerojatnost otkazivanja nosivosti. Za proračun je potrebno sve varijable statistički obraditi i koristiti ih u obliku funkcija određene raspodijele vjerojatnosti. U probabilističkom pristupu dokaz sigurnosti, obzirom na parametre kojima se ulazi u proračun, danas se može provesti na četiri nivoa:

- dokaz sigurnosti na razini IV. Dokaz sigurnosti na ovoj razini podrazumijeva proračun konstrukcija s određenom funkcijom cilja, koja srednje vrijednosti troškova svodi na najmanju moguću mjeru, uzimajući u obzir i moguće štete uslijed otkazivanja nosivosti konstrukcije.

Primjena metoda proračuna na ovoj razini, danas se koristi samo kao pomoćno sredstvo u istraživanjima.

- dokaz sigurnosti na razini III. To je najviša razina u kojoj se dokaz dostatne nosivosti zasniva na primjeni teorije vjerojatnosti i to tako da se u proračun uključuju stvarne funkcije distribucije svih slučajnih veličina i zatim preko višestruke integracije provjerava koja je vjerojatnost otkazivanja nosivosti postignuta.
- dokaz sigurnosti na razini II. Metoda drugog momenta i prvog reda. To je simplificirani postupak, koji omogućava izbjegavanje višestruke integracije. Sastoji se u tome da se od statističkih podataka slučajnih veličina, koje ulaze u jednadžbe graničnog stanja, izračunavaju samo srednja vrijednost i standardna devijacija (to je metoda drugog momenta). Za samu raspodjelu usvoje se već poznate, po mogućnosti jednostavne zakonitosti (najčešće lognormalna). Linearizacijom izraza za jednadžbu graničnog stanja (metoda I reda) izračuna se indeks sigurnosti. Indeks sigurnosti je zapravo inverzna funkcija vjerojatnosti otkazivanja nosivosti, ali u ovoj metodi nivo-a II njega se usvaja kao mjeru za stupanj sigurnosti. Indeks sigurnosti definiran je izrazom: $\beta = \frac{m_z}{\sigma_z}$
- dokaz sigurnosti na razini I. Semiprobabilistički pristup. To je formalno deterministička metoda u postupku identično s dosadašnjim dokazom nosivosti pomoću graničnih stanja. Jedino se unaprijed determinirani parametri u jednadžbama graničnog stanja utvrđuju probabilističkom i statističkom metodom. $E_d < R_d$

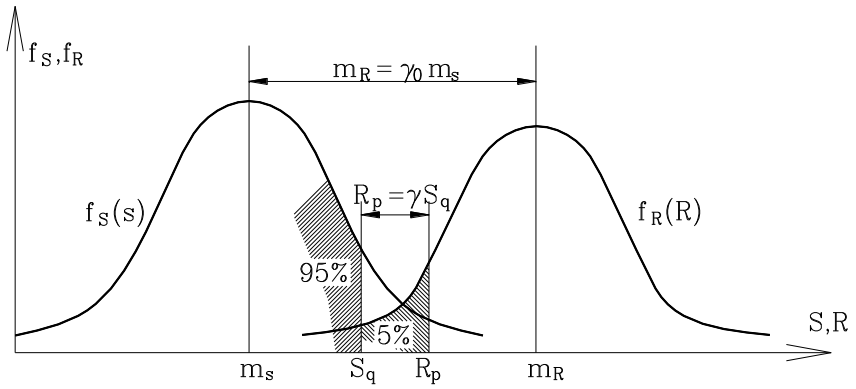
U postupcima razine II koristi se parametar koji daje alternativnu mjeru stupnja sigurnosti, tzv. indeks pouzdanosti β, koji je povezan s vjerojatnošću otkazivanja nosivosti p_f preko izraza $p_f=\Phi(-\beta)$, gdje je Φ funkcija normalne raspodjele.

p_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
β	1.28	2.32	3.09	3.72	4.27	4.75	5.20	5.62	5.99

Tablica 3.2 Odnos indeksa pouzdanosti β i vjerojatnosti otkazivanja nosivosti p_f.

U **semiprobabilističkom** pristupu sigurnosti pojedine dominantne veličine statistički se obrađuju i determiniraju, a dalje se postupa kao u deterministčkom konceptu.

Ako sada S i R predstavimo kao funkcije djelovanja i funkcije otpornosti konstrukcije, s funkcijama raspodijele f_s i f_R, onda su S_q i R_p karakteristične vrijednosti funkcije djelovanja i otpornosti konstrukcije, a m_S i m_R srednje vrijednosti funkcije djelovanja i funkcije otpornosti. Za vrijednosti djelovanja uzimamo 95% fraktilu, odnosno vrijednost djelovanja će u 95% slučajeva biti manja od S_q, a za vrijednost otpornosti uzimamo 5% fraktilu odnosno vrijednosti otpornosti će samo u 5% slučajeva biti manje od R_p.



Slika 3.1 Probabilistički pristup sigurnosti.

Sigurnost je ovdje definirana globalnim koeficijentom sigurnosti $\gamma_0=m_R/m_S$. Ali uzevši u obzir fraktile 95% i 5%, odnosno karakteristične vrijednosti djelovanja i otpornosti vrijedi globalni faktor sigurnosti $\gamma=R_p/S_q$. Veličine R_p i S_q se mogu smatrati deterministčkim vrijednostima u semiprobabilističkom poimanju sigurnosti.

Granična stanja su stanja izvan kojih konstrukcija više ne zadovoljava projektom predviđene zahtjeve. Razlikuju se:

- granična stanja nosivosti – GSN (eng. ULS – ultimate limit state) i
- granična stanja uporabljivosti – GSU (eng. SLS – serviceability limit state).

Metoda dopuštenih naprezanja:

$$S \le \frac{R}{\gamma} \tag{3.3}$$

Gdje je S-vanjski utjecaj, a R- otpornost. Dosadašnja metoda graničnih stanja prebacila je koeficijent sigurnosti na drugu stranu ove nejednadžbe.

$$\gamma \cdot S \le R \tag{3.4}$$

Globalni koeficijent sigurnosti u novom propisu rastavlja se na parcijalne koeficijente sigurnosti za djelovanja γ_S i parcijalne koeficijente sigurnosti za otpornost γ_R:

$$\gamma_R \cdot \gamma_S \cdot S \le R \tag{3.5}$$

Konstrukcija je sigurna ako vrijedi:

$$\gamma_S \cdot S \le \frac{R}{\gamma_R} \tag{3.6}$$

Osnove novog postupka proračuna konstrukcija sadržane su u europskoj normi EN 1990, glavnom eurokodu u sklopu usklađene grupe europskih normi za projektiranje konstrukcija - Structural Eurocodes.

Metoda graničnih stanja je semiprobabilistička metoda u kojoj se po zakonima vjerojatnosti određuju reprezentativne vrijednosti za djelovanje i karakteristične vrijednosti za otpornost materijala. Tim se vrijednostima pridružuju parcijalni koeficijenti sigurnosti pa se dobivaju računske vrijednosti. Metoda je slična deterministčkoj metodi s tom razlikom da se pojedine veličine određuju probabilističkim postupcima.

Koeficijenti sigurnosti služe da pokriju sve netočne pretpostavke koje smo uveli u proračun, kao što su:

- Netočnost procjene stalnog i promjenjivog opterećenja,
- Netočnost određivanja čvrstoća i deformacija materijala,
- Netočnost usvojenog statičkog sustava u odnosu na stvarno ponašanje konstrukcije,
- Odstupanje računskih radnih dijagrama $\sigma-\varepsilon$ od stvarnih za pojedine materijale,
- Tolerantne greške proračuna,
- Greške određivanja kritičnih presjeka kod dimenzioniranja konstrukcije,
- Utjecaj puzanja i skupljanja betona na konačnu čvrstoću, kao i utjecaj nejednolike temperature,
- Netočnosti izvedbe (tolerantna odstupanja vertikalnosti elemenata, netočnost dimenzija presjeka, itd.),
- Netočnost u položaju armature, naročito odstupanje u veličini zaštitnog sloja u odnosu na projektiranu statičku visinu presjeka,
- Moguću koroziju čelika, koja utječe na smanjenje nosivosti,
- Zanemarivanje prostornog djelovanja konstrukcije i zanemarivanje prostornog stanja naprezanja na čvrstoće.

GSN (ULS) – granična stanja nosivosti – stanja koja mogu izazvati rušenje konstrukcije (stanja netom prije rušenja konstrukcije) ili dovode konstrukciju u stanje mehanizma. Tu spadaju:

- **EQU** (engl. Equililbrium) - gubitak ravnoteže konstrukcije ili njezina elementa promatrane kao kruto tijelo, tj. kao cjeline.
- **STR** (engl. Structure) - prekoračenje otpornosti jednog ili više kritičnih elemenata (područja), odnosno gubitak ravnoteže zbog velikog deformiranja (teorija II. reda – izvijanje).
- **FAT** (engl. Fatique) - slom jednog ili više kritičnih elemenata uslijed zamora.

Pri razmatranju graničnog stanja sloma (STR) mora biti zadovoljen izraz:

$$E_d \leq R_d \qquad (3.7)$$

gdje je:

E_d - proračunska vrijednost djelovanja

R_d - proračunska vrijednost nosivosti (svojstva materijala)

Pri razmatranju graničnog stanja ravnoteže konstrukcije ili velikih pomaka konstrukcije (EQU) mora biti zadovoljen izraz:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \qquad (3.8)$$

gdje je:

$E_{d,dst}$ - proračunska vrijednost destabilizirajućeg djelovanja

$E_{d,stb}$ - proračunska vrijednost stabilizirajućeg djelovanja

Kod određivanja proračunskih učinaka djelovanja E_d potrebno je analizirati sve proračunske situacije, tj. kombinacije djelovanja u kojima se nosiva konstrukcija nalazi. U zgradarstvu se proračun provodi uglavnom za stalne ili prolazne proračunske situacije (osnovne kombinacije) i kombinacije djelovanja za potresne situacije (seizmička kombinacija).

Metoda graničnih stanja temelji se na šest pretpostavki:

1. vrijedi Bernoullijeva hipoteza ravnih presjeka,
2. beton u vlačnoj zoni uopće ne sudjeluje u nošenju,
3. ostvarena je dobra prionljivost između armature i betona do sloma,

4. vrijedi računski dijagram betona σ_c - ε_c,
5. vrijedi računski dijagram armature σ_s - ε_s,
6. unutarnje sile proračunavaju se po teoriji elastičnosti za stanje naprezanja I (bez pukotina)

GSU (SLS) – granična stanja uporabljivosti – podređena su mjerodavnim kriterijima za normalnu upotrebu:

- ograničenje naprezanja
- kontrola pukotina
- kontrola progiba
- kontrola vibracija

Pri razmatranju graničnog stanja uporabljivosti (GSU) mora biti zadovoljen izraz:

$$E_d \leq C_d \qquad (3.9)$$

gdje je:

E_d - proračunska vrijednost djelovanja

C_d - granična računska vrijednost bitnog kriterija uporabljivosti (deformacija, vibracija, naprezanje)

4. DJELOVANJA NA KONSTRUKCIJE

U sklopu europske norme EN 1991 nalaze se dijelovi koji opisuju pojedina djelovanja na konstrukcije kao vlastitu težinu, požar, snijeg, vjetar, temperaturu, djelovanja za vrijeme izvođenja, udar, eksplozije, pritisak zemlje i vode, led, valovi. Norma EN 1991 – 2 – odnosi se u potpunosti na mostove opisujući prometna djelovanja na mostove.

Hrvatska norma HRN EN 1991 - *djelovanje:*

- HRN EN 1991–1–1 – Vlastita težina i uporabna opterećenja
- HRN EN 1991–1–2 – Požarno djelovanje
- HRN EN 1991–1–3 – Snijeg
- HRN EN 1991–1–4 – Vjetar
- HRN EN 1991–1–5 – Toplinska djelovanja
- HRN EN 1991–1–6 – Djelovanja pri izvedbi
- HRN EN 1991–1–7 – Izvanredna djelovanja uzrokovana udarom ili eksplozijom
- HRN EN 1991–2 – Prometna opterećenja mostova
- HRN EN 1991–4 – Djelovanja na silose i spremnike tekućina
- HRN EN 1991–5 – Djelovanja od kranova i strojeva

U odnosu na dosadašnje propise za opterećenja odnosno djelovanja Eurokod 1 je daleko složeniji i razrađeniji. Djelovanja na konstrukcije nastaju općenito uslijed nekog događaja koji može podrazumijevati građenje, padanje snijega na građevinu, prolaz vozila preko mosta, promjenu temperature okoliša ili pojavu potresa ili požara. Na konstrukciji, djelovanja izazivaju učinke djelovanja, odnosno odziv konstrukcije. Djelovanja mogu biti neovisna (djelovanje snijega na tlo) ili ovisna o samoj konstrukciji (djelovanje snijega na pokrov).

Osnovni podaci o djelovanjima, na osnovi kojih se dolazi do potrebnih numeričkih vrijednosti, mogu se dobiti promatranjem (opterećenja snijegom i vjetrom), proračunom prema zakonima fizike (vlastita težina), izborom (maksimalna težina vozila na mostu) i procjenom (izvanredna djelovanja). Podaci o djelovanjima, dobiveni promatranjem ili prema zakonima fizike obrađuju se statističkim metodama. U ovisnosti od usvojene fraktile razlikuju se: nazovistalna vrijednost, česta vrijednost, vrijednost djelovanja u kombinaciji, posebno prevladavajućeg djelovanja i karakteristična vrijednost djelovanja. Podaci dobiveni izborom ili procjenom općenito se ne izražavaju statističkim veličinama već se uvodi nazivna vrijednost djelovanja.

Numeričke vrijednosti djelovanja sadrže odgovarajuće nepouzdanosti pri određivanju. Osnovni uzroci su velika promjenljivost samog djelovanja (brzina vjetra), nesavršenost modela djelovanja, posebno pri statističkoj obradi malog broja podataka te nepoznavanje budućeg razvoja industrije (vozila i oprema). Prema tome osnovna svojstva djelovanja su vjerojatnost pojave, promjenljivost u vremenu i prostoru i druge nepouzdanosti stohastičkog ili nestohastičkog karaktera.

4.1. Klasifikacija djelovanja

Djelovanja se klasificiraju:
Prema promjenljivosti tijekom vremena

- stalna djelovanja G (vlastita težina, nepokretna oprema (dodatno stalno), pritisak tla, pritisak vode, prednapinjanje, slijeganje oslonaca, deformacije uslijed načina izgradnje konstrukcije)
- promjenljiva djelovanja Q (uporabno opterećenje, opterećenje snijegom i opterećenje vjetrom, djelovanje temperature, opterećenje ledom, promjena razine površine vode, opterećenje valovima)
- izvanredna djelovanja A (eksplozije, udar vozila, potres, požar, slijeganje i klizanje terena).

Stalna opterećenja su ona za koje se smatra da će vjerojatno djelovati na konstrukciju u cijelom vijeku trajanja, ili imati promjenu intenziteta ali su te promjene zanemarive u odnosu na srednju vrijednost.
Promjenjiva opterećenja su ona za koje je vjerojatno da će djelovati tijekom zadane proračunske situacije te da će imati promjenu intenziteta tijekom vremena.
Izvanredna opterećenja su općenito kratkog vremena trajanja, a vjerojatnost njihovog nastupanja u planiranom vijeku trajanja je mala.

Prema mogućnosti promjene položaja u prostoru:
- nepomična (vlastita težina)
- slobodna djelovanja (pomična uporabna opterećenja, vjetar, snijeg)

Prema svojoj prirodi i/ili odzivu konstrukcije:
- statička djelovanja – koja ne izazivaju značajno ubrzanje konstrukcije ili konstrukcijskih elemenata
- dinamička djelovanja – koja izazivaju značajno ubrzanje konstrukcije ili konstrukcijskih elemenata

Vlastita težina konstrukcije (ili njenih dijelova ili opreme) može se prikazati pomoću jedne karakteristične vrijednosti (G_k), uzevši u obzir da je promjenljivost mala, a proračunava se na osnovi nazivnih izmjera i karakterističnih prostornih težina. Kada promjenljivost nije mala i kada je poznata statistička razdioba, koriste se dvije vrijednosti, gornja ($G_{k,sup}$) i donja vrijednost ($G_{k,inf}$). Gornja vrijednost ima predviđenu vjerojatnost da neće biti premašena, a donja vjerojatnost da ne padne ispod predviđene vrijednosti.

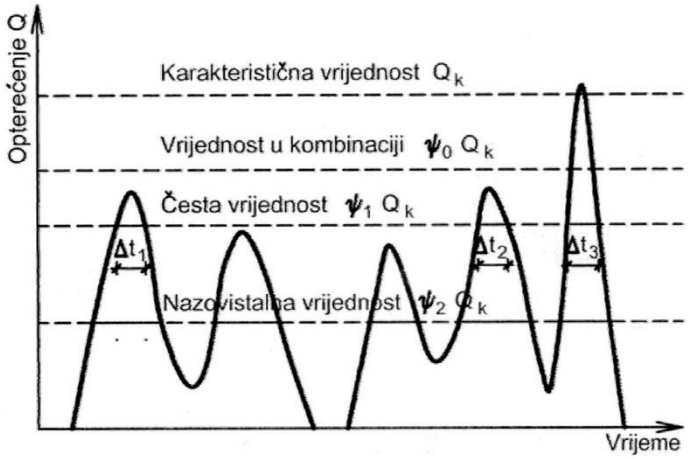
Promjenjivo djelovanje ima četiri reprezentativne vrijednosti:
- karakteristična vrijednost (Q_k)
- vrijednost u kombinaciji ($\psi_0 Q_k$)
- česta vrijednost ($\psi_1 Q_k$)
- nazovistalna vrijednost ($\psi_2 Q_k$)

Karakteristična vrijednost (Q_k) – je vrijednost promjenjivog opterećenja koja se može prekoračiti za najviše 5% u cijelom vijeku eksploatacije građevine. Koristi se za provjeru graničnog stanja nosivosti i nepovratnog graničnog stanja uporabljivosti kada je prisutno samo jedno promjenjivo opterećenje. Djelovanje ovog intenziteta je vrlo rijetko i u vijeku trajanja konstrukcije događa se jednom ili nijednom.

Vrijednost u kombinaciji ($\psi_0 Q_k$) uzima u obzir smanjenu vjerojatnost istovremenog djelovanja više promjenljivih neovisnih opterećenja s njihovom najnepovoljnijom vrijednošću. Koristi se za provjeru graničnog stanja nosivosti i nepovratnog graničnog stanja uporabljivosti. Ova kombinacija je vrlo rijetka, u vijeku trajanja konstrukcije događa se jedanput ili nijedanput.

Česta vrijednost ($\psi_1 Q_k$) koristi se za provjeru graničnog stanja nosivosti uzimajući u obzir izvanredna djelovanja i za povratna granična stanja. Ovakva česta kombinacija događa se npr. jedanput godišnje.

Nazovistalna vrijednost ($\psi_2 Q_k$) također se koristi za provjeru graničnog stanja nosivosti uzimajući u obzir izvanredna djelovanja te za povratna granična stanja uporabljivosti. Nazovistalna kombinacija događa se npr. jedan put tjedno.



Slika 4.1 *Promjenjivo djelovanje ima četiri reprezentativne vrijednosti*

4.2. Vlastita težina

Vlastita težina građevinskih elemenata razvrstava se kao stalno djelovanje te kao nepomično djelovanje. Proračunava se na temelju prostornih težina i nazivnih dimenzija.

Težina nepomičnih strojeva, elektroopreme, obloge ubraja se u vlastitu težinu isto kao i težina zemlje, izolacije ili zastora. Oprema kojoj položaj nije točno definiran u vrijeme projektiranja ili primjerice pomični pregradni zidovi mogu se modelirati jednoliko raspoređenim opterećenjem. Vrijednosti zamjenskog kontinuiranog opterećenja najbolje se procjenjuju na temelju iskustva, razumnim pristupom projektanta. Minimalna vrijednost od 1,0 kN/m^2 koristi se za prostorije s uobičajenim pregradnim zidovima i visinama katova.

Za čelične konstrukcije, karakterističnu vlastitu težinu treba odrediti kao umnožak zbroja nazivnih težina pojedinih elemenata i koeficijenta 1,1, da bi se uzeli u obzir limovi i spojna sredstva u čvorovima.

Materijal	Zapreminska težina (kN/m^3)
Armirani beton	25.0
Čelik	78.5
Meko drvo –četinari	6.00
Tvrdo drvo –lišćari	8.00
Puni zidni elementi od pečene gline	16.00 –18.00
Šuplji zidni elementi sa više od 25 % šupljina	8.20 –13.50
Vapneno –silikatni zidni element	17.00
Šamotni zidni elementi	18.50
Silikatni zidni elementi	18.00
Fasadni zidni elementi	18.00
Vapneni mort	12.00 –16.00
Produžni mort	17.50 –18.00
Cementni mort	21.00
Gipsani mort	14.00 –18.00
Žbuka od vapna i cementa	19.00
Plino-beton za toplinsku izolaciju	3.00 –6.00
Beton od pijeska i šljunka	22.5 –24.0
Pjeno-beton	6.00 –15.00
Zidovi od produžnog morta i opeke	15.00 –19.00
Zidovi od šupljih zidnih elemenata	11.50 –14.50
Asfalt	24.00
Bitumen	10.00 –14.00

Katran	11.00 –14.00
Keramičke pločice	24.00
Staklo	25.00
Armirano staklo	27.00
Gumeni pod	18.00
PVC podne pločice	16.00
Težina polunabijenog pijeska	18.00 –22.00
Težina polunabijenog šljunka	16.00 –18.00
Šperploča	7.50 –8.50
Iverica	4.50 –6.50
Voda	10

Tablica 4.1 Zapreminske težine.

Pokrovi	Površinska težina (kN/m^2)
Dvostruki biber crijep	0.75-0.82
Glineni crijep (utoreni, mediteran...)	0.42-0.48
Betonski crijep	0.44-0.53
Valoviti lim	0.15

Tablica 4.2 Težine pokrova.

4.3. Uporabna opterećenja zgrada

Uporabna opterećenja se uglavnom svrstavaju u promjenljiva i slobodna. Uporabno opterećenje u zgradama je ono koje proizlazi iz samog korištenja i uglavnom je modelirano jednoliko raspoređenim opterećenjem. Karakteristične vrijednosti ove vrste opterećenja dane su u ovisnosti o namjeni zgrade, odnosno prostorije. U nekim slučajevima važna su i koncentrirana uporabna opterećenja i to sama ili u kombinaciji s kontinuiranim opterećenjem.

Prostorije u zgradama ovisno o namjeni svrstane su u pet osnovnih razreda i neke podrazrede s odgovarajućim karakterističnim opterećenjem. Krovovi koji su pristupačni projektiraju se na istu razinu uporabnog opterećenja kao i podovi zgrada, dok se krovovi za posebne namjene (slijetanje helikoptera), garaže, i površine s prometnim opterećenjem promatraju odvojeno.

Koncentrirano opterećenje djeluje na bilo kojoj točki poda, balkona ili stubišta ili na kvadratičnoj površini, stranice 50 mm.

A	Stambene prostorije, odjeljenja u bolnicama, hotelske sobe
B	Uredi
C	Površine na kojima je moguće okupljanje ljudi (5 podrazreda prema vjerojatnoj gustoći okupljanja i gužve)
D	Prodajne površine
E	Površine za skladištenje

Tablica 4.3 Razredi površina u zgradama.

Opterećene površine	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
A - općenito	2,0	2,0
- stubišta	3,0	2,0
- balkoni	4,0	2,0
B	3,0	2,0
C - C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
D - D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0
E	6,0	7,0

Tablica 4.4 Uporabna opterećenja u zgradama.

Uporabna opterećenja mostova – prometna opterećenja obrađuju se u posebnom drugom dijelu Eurokoda 1. Uporabna opterećenja konstrukcijskih elemenata koji podupiru velike podne površine reduciraju se odgovarajućim faktorima α ovisnim o površini poduprtoj gredom, ili broju katova koji su poduprti stupom.
Za grede: $\alpha_A = 5\psi_o/7 + 10m^2/A$
gdje je A površina poduprta gredom u m^2.
Za stupove: $\alpha_n = \{2 + (n-2)\psi_0\}/n$
gdje je n broj poduprtih katova.
Koeficijent ψ_0 je koeficijent kombinacije definiran u prvom dijelu, Osnove proračuna.

4.4. Opterećenje snijegom

Opterećenja snijegom proračunavaju se na osnovi karakterističnog opterećenja s_k, koje odgovara jednolikom snijegu koji je napadao pri mirnim vremenskim uvjetima na ravno tlo. Ova se vrijednost prilagođava ovisno o obliku krova i utjecaju vjetra na raspodjelu snijega.
Opterećenje od snijega na krov određuje se izrazom:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \qquad (4.1)$$

gdje su:

s_k : karakteristična vrijednost opterećenja od snijega na tlo (kN/m^2)
μ_i : koeficijent oblika opterećenja od snijega
C_e : koeficijent izloženosti, koji obično ima vrijednost 1,0
C_t : toplinski koeficijent, koji obično ima vrijednost 1,0

Opterećenje od snijega djeluje vertikalno i odnosi se na horizontalnu projekciju površine krova te se odnosi na snijeg koji je prirodno napadao.
Opterećenje snijegom na tlo zavisi od geografskog položaja i nadmorske visine lokacije koja se razmatra i dano je na nacionalnoj osnovi u obliku karata s odgovarajućim geografskom lokacijom. Tipična mapa karakterističnog opterećenja snijegom na tlo s_k dana je na slici.

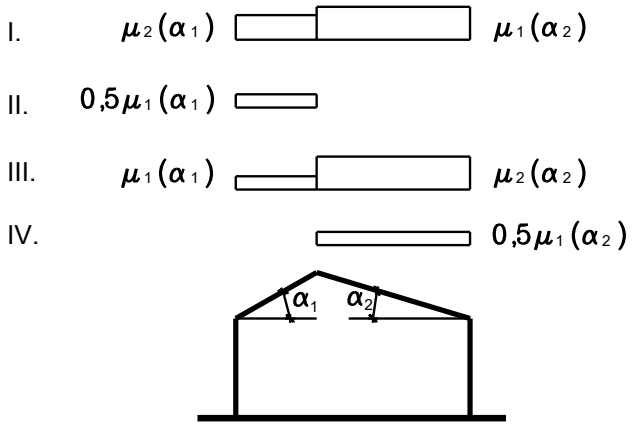


Tablica 4.5 Karta snježnih područja Republike Hrvatske (HRN EN 1991-1-3)

Nadmorska visina do [m]	**I. područje** priobalje i otoci [kN/m2]	**II. područje** zaleđe Dalmacije, Primorja i Istre [kN/m2]	**III. područje** kontinentalna Hrvatska [kN/m2]	**IV. područje** gorska Hrvatska [kN/m2]
100	0,50	0,75	1,00	1,25
200	0,50	0,75	1,25	1,50
300	0,50	0,75	1,50	1,75
400	0,50	1,00	1,75	2,00
500	0,50	1,25	2,00	2,50
600	0,50	1,50	2,25	3,00
700	0,50	2,00	2,50	3,50
800	0,50	2,50	2,75	4,00
900	1,00	3,00	3,00	4,50
1000	2,00	4,00	3,50	5,00
1100	3,00	5,00	4,00	5,50
1200	4,00	6,00	4,50	6,00
1300	5,00	7,00		7,00
1400	6,00	8,00		8,00
1500		9,00		9,00
1600		10,00		10,00
1700		11,00		11,00
1800		12,00		

Tablica 4.6 Karakteristične vrijednosti opterećenja snijegom sk na različitim nadmorskim visinama u pojedinim zonama (kN/m^2).

Učinak geometrije krova uzima se u obzir koeficijentom oblika opterećenja snijegom μ_i. Uobičajene geometrije krovova su jednostrešni, dvostrešni, višestrešni i valjkasti krovovi.
Tipične vrijednosti koeficijenta opterećenja snijegom dane su na slici i u tablici za dvostrešne krovove.



Slika 4.2 Koeficijenti oblika opterećenja od snijega – dvostrešni krovovi

Kut nagiba krova	$0° \le \alpha \le 15°$	$15° \le \alpha \le 30°$	$30° \le \alpha \le 60°$	$\alpha \ge 60°$
Koeficijent oblika μ_1	0,8	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
Koeficijent oblika μ_2	0,8	$0,8 + 0,6(\alpha–15)/30$	$1,1(60 - \alpha)/30$	0,0
Koeficijent oblika μ_3	$0,8 + 0,8\alpha/30$	$0,8 + 0,8\alpha/30$	1.6	-

Tablica 4.7 Koeficijenti oblika opterećenja od snijega – dvostrešni krovovi

Za jednostrešne krovove treba uzeti u obzir dva slučaja opterećenja, jedno u kojem se puno opterećenje snijegom primjenjuje na čitavoj površini krova, i drugo u kojem se pola vrijednosti opterećenja snijegom primjenjuje na najnepovoljnijoj polovici krova. Drugi slučaj će rijetko biti kritičan.
Krovovi s naglom promjenom visine moraju se proračunati na mogućnost klizanja snijega s višeg nivoa.
U proračunu onih dijelova krova koji su konzolno prepušteni preko zidova, mora se uzeti u obzir snijeg koji visi preko ruba krova, kao dodatak opterećenja na tom dijelu krova. Ova vrijednost neovisna je o duljini konzole.
Da bi se uzeo utjecaj oštrog vjetra koeficijent izloženosti može se uzeti manji od 1,0, a da bi se uzeo u obzir utjecaj gubitka topline kroz krov toplinski koeficijent može se uzeti manji od 1,0.

4.5. Opterećenje vjetrom

Vjetar je promjenljivo slobodno djelovanje. Ovisno o osjetljivosti na dinamičku pobudu primjenjuju se dva postupka za proračun opterećenja vjetrom:

- pojednostavnjeni postupak primjenjuje se za konstrukcije koje su neosjetljive na dinamičku pobudu te za proračun dinamički umjereno osjetljivih konstrukcija, primjenom dinamičkog koeficijenta c_d.
- detaljni postupak se primjenjuje za konstrukcije za koje se očekuje da su osjetljive na dinamičku pobudu i kod kojih je vrijednost dinamičkog koeficijenta veća od 1,2.

Pojednostavnjeni postupak se može koristiti za:

- zgrade i dimnjake visine manje od 200 m,

- cestovne i željezničke mostove najvećeg raspona manjeg od 200 m te za pješačke mostove najvećeg raspona manjeg od 30 m.

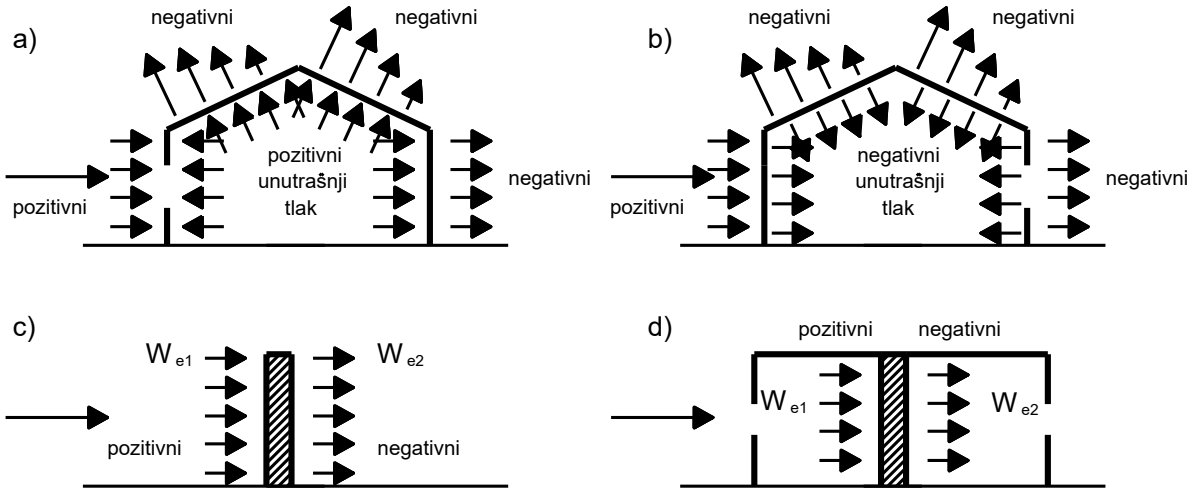
Tlak vjetra na zgrade
Tlak vjetra na vanjske površine w_e te tlak vjetra na unutrašnje površine proračunava se po izrazima:

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (4.2)$$

$$w_i = q_{ref} \cdot c_e(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (4.3)$$

gdje su
q_{ref} : poredbeni tlak srednje brzine vjetra
$c_e(z_e)$, $c_e(z_i)$: koeficijenti izloženosti
c_{pe} i c_{pi}: koeficijenti vanjskog i unutrašnjeg tlaka

Neto pritisak na površinu je algebarski zbroj unutrašnjeg i vanjskog pritiska.



Slika 4.3 Tlakovi vjetra na površine.

Objašnjenje pojedinih članova ovog izraza dano je u nastavku.

Poredbeni tlak srednje brzine vjetra određuje se izrazom:

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2 \quad (4.4)$$

- v_{ref}: poredbena brzina vjetra
- ρ: gustoća zraka

Poredbena brzina vjetra određuje se prema osnovnoj vrijednosti poredbene brzine vjetra $v_{ref,0}$ koja je prikazane u zemljovidu Hrvatske za područja opterećenja vjetrom.



Slika 4.4 Karta osnovne brzine vjetra za Republiku Hrvatsku (HRN EN 1991-1-4)

Područje	vref,10min (m/s)
I.	22,0
II.	30,0
III.	35,0
IV.	40,0
V.	50,0

Tablica 4.8 Poredbena srednja 10-minutna brzina vjetra.

Koeficijent izloženosti uzima u obzir učinke hrapavosti terena (tablica), topografije i visine iznad tla, na srednju brzinu vjetra i turbulenciju.

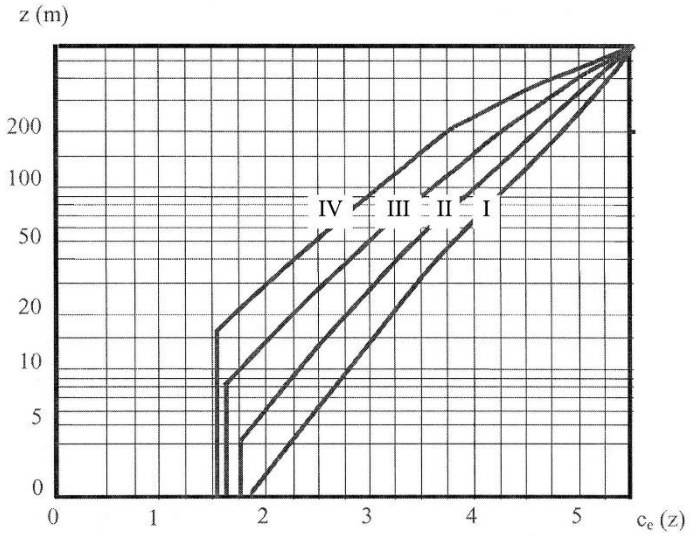
$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot [1 + 2 \cdot g \cdot I_v(z)] \qquad (4.5)$$

- g: udarni koeficijent
- $I_v(z)$: intenzitet turbulencije
- k_r: koeficijent terena (zemljišta)
- $c_r(z)$: koeficijent hrapavosti
- $c_t(z)$: koeficijent topografije

	Kategorije zemljišta	k_r	z_o[m]	z_{min}[m]
I.	Otvoreno more ili jezero, s najmanje 5 km otvorene površine u smjeru vjetra I ravnica bez prepreka	0,17	0,01	2
II.	Ograđeno poljoprivredno zemljište s gospodarskim zgradama, kućama ili drvećem	0,19	0.05	4
III.	Predgrađa ili industrijska područja i stalne šume	0,22	0,3	8
IV.	Gradska područja u kojima je najmanje 15% površine prekriveno zgradama čija je srednja visina veća od 15 m	0,24	1	16

Tablica 4.9 Kategorije zemljišta i odgovarajući parametri

Veličine z_0 i z_{min} se koriste za određivanje koeficijenta hrapavosti.
Za ravne terene koeficijent izloženosti se može odrediti iz slike vezano uz visinu i kategoriju terena. Teren se uglavnom smatra ravnim, osim za lokacije blizu izdvojenih brežuljaka i strmih nagiba.

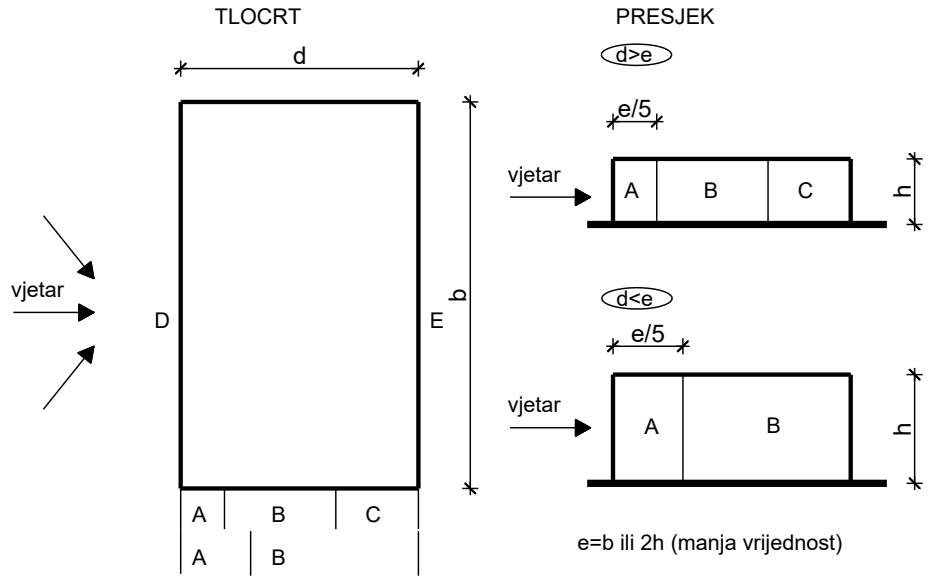


Slika 4.5 Koeficijenti izloženosti kao funkcija visine z iznad tla, za kategorije hrapavosti terena I do IV, kada je c_t=1

Koeficijenti vanjskog tlaka c_{pe} za zgrade i njihove pojedine dijelove ovise o veličini opterećene površine A i dani su za opterećene površine od $1m^2$ i $10m^2$ u odgovarajućim tablicama kao vrijednosti $c_{pe,1}$ i $c_{pe,10}$. Za površine veličine između 1 i 10 m^2 koeficijenti se dobivaju linearnom interpolacijom.

Koeficijenti tlaka, vanjski i unutrašnji, primjenjuju se kako bi se odredio raspored vanjskog i unutarnjeg tlaka i dani su u tablicama za: vertikalne zidove zgrada pravokutnog tlocrta, ravne krovove, jednostrešne krovove, dvostrešne krovove, višestrešne krovove, svodove i kupole.

Tipični prikaz dan je za vertikalne zidove zgrada pravokutnog tlocrta na slici gdje je vidljiva podjela po područjima i u tablici za različita područja i za različite odnose d/h.

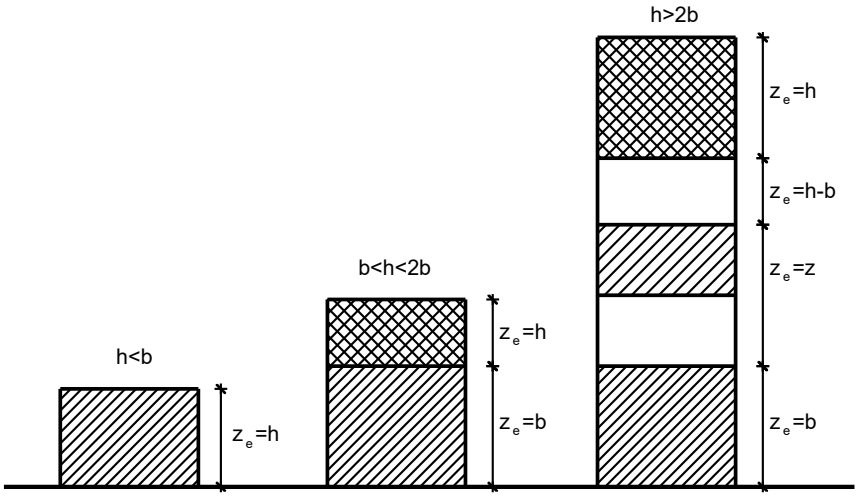


Slika 4.6 Koeficijenti vanjskog tlaka za vertikalne zidove zgrada s pravokutnim tlocrtom

Zone	A		B		C		D		E	
d/h	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
≤ 1	-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	+1,0	-0,3	
≥ 4	-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,6	+1,0	-0,3	

Tablica 4.10 Koeficijenti vanjskog tlaka za vertikalne zidove zgrada s pravokutnim tlocrtom po područjima

Poredbena visina z_e za zidove zgrada pravokutnog tlocrta daje se ovisno o odnosu visine i širine zgrade h/b.



Slika 4.7 Poredbena visina z_e u ovisnosti od h i b.

Za zgrade bez unutrašnjih pregrada koeficijenti unutrašnjeg tlaka vezani su uz koeficijent otvora μ koji se definira kao omjer sume površina otvora na zavjetrenoj strani i stranama paralelno djelovanju vjetra i sume površina otvora na svim stranama, strani izloženoj vjetru, zavjetrenoj strani i stranama paralelno djelovanju vjetra.

U slučaju ravnomjernog rasporeda otvora, za zgrade približno kvadratnog tlocrta, mora se koristiti vrijednost c_{pi}=-0,25.

Za zatvorene zgrade s unutrašnjim pregradama ekstremne vrijednosti su c_{pi} = 0,8, ili c_{pi} = -0,5.

Proces određivanja opterećenja vjetrom na zgrade prikazan je na dijagramu.

4.6. Toplinska djelovanja

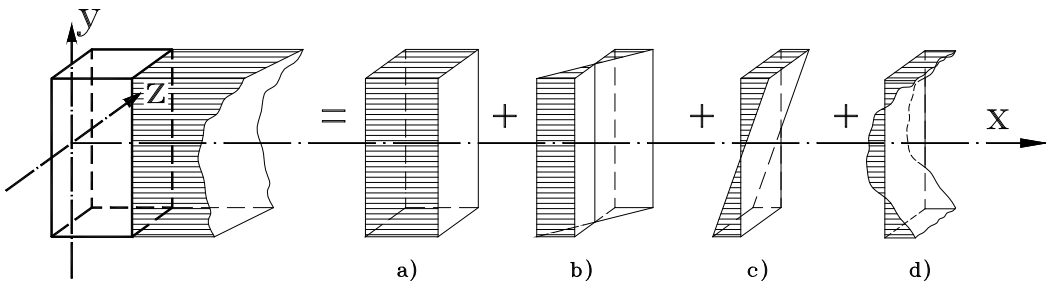
Toplinska djelovanja su promjenljiva slobodna djelovanja, a uz to i neizravna djelovanja.
Raspodjela temperature po presjeku na svakom elementu dovodi do deformiranja elementa, a kada je ona spriječena dolazi do pojave deformacija i naprezanja. Elemente nosive konstrukcije treba projektirati kako se ta naprezanja ne bi premašila, a što se postiže ili obuhvaćanjem toplinskih učinaka u proračunu ili predviđanjem razdjelnica.

Veličina toplinskih ovisna je o klimatskim uvjetima (dnevne i sezonske promjene temperature u zraku, sunčano zračenje), položaju građevine, njenoj sveukupnoj masi, završnoj obradi (obloge), a kod zgrada i o grijanju, provjetravanju i toplinskoj izolaciji.

Raspodjela temperature između pojedinih konstrukcijskih elemenata može se raščlaniti u četiri osnovne komponente:

a) jednolika komponenta temperature ΔT_N
b) linearno promjenljiva temperaturna komponenta u odnosu na os z-z, ΔT_{Mz}
c) linearno promjenljiva temperaturna komponenta u odnosu na os y-y, ΔT_{My}
d) nelinearna raspodjela temperature, ΔT_E.

Ovo daje samo uravnotežena naprezanja koja ne daju reznu silu na elemente. Deformacije i naprezanja što iz njih proistječu, ovisna su o geometriji i rubnim uvjetima promatranog elementa, te fizikalnim svojstvima uporabljenog gradiva.



Slika 4.8 Osnovne komponente temperaturne raspodjele

Temperaturne promjene u zgradama
Ovaj dio norme obrađuje samo toplinska djelovanja koja su rezultat promjena temperature zraka u hladu i sunčevog zračenja te daje upute za sva pitanja i pojedinosti koje se moraju razmotriti za svaku pojedinu konstrukciju. Pojedinosti se odnose na:

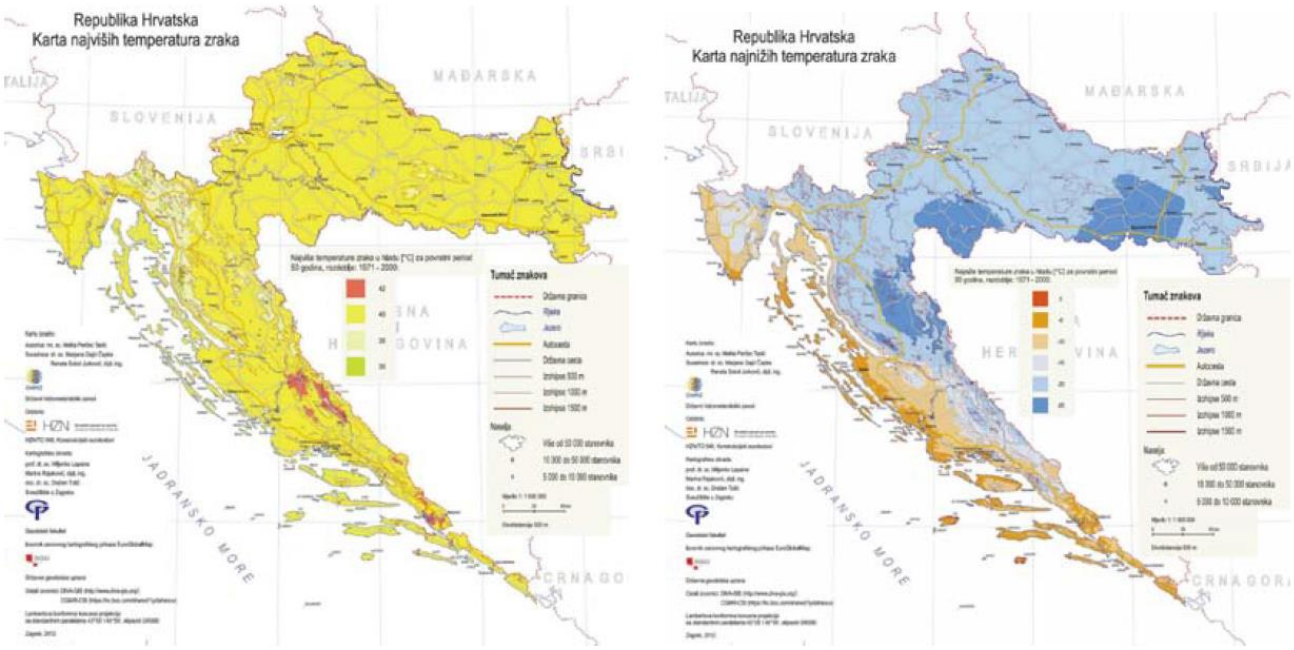
- toplinska djelovanja koja su rezultat nepovoljnog unutarnjeg grijanja, industrijskih procesa, učinaka unutarnje opreme te
- ponašanje konstrukcije i njene obloge koje ovisi o vrsti konstrukcije, primijenjenoj oblozi i očekivanom vremenskom zapisu unutarnje i vanjske temperature.

Elemente nosivih konstrukcija treba provjeriti kako toplinske promjene ne bi uzrokovale prekoračenje graničnih stanja, a što se postiže ili obuhvaćanjem toplinskih učinaka u proračunu ili predviđanjem razdjelnica.

Za elemente obloge proračunska duljina između razdjelnica određuje se prema svojstvima materijala. Materijali obloge moraju biti pričvršćeni za konstrukciju tako da omoguće razlike u pomacima između različitih komponenata.

Temperaturne raspodjele određuju se za europske države uzimajući u obzir izloženost dnevnim promjenama sunčeva zračenja i dnevni raspon temperature zraka u hladu.

Nacionalni dokument za primjenu u sklopu norme HRN ENV 1991-2-5 sadrži zemljovide Hrvatske s pripadnim najvišim I najnižim temperaturama zraka u ovisnosti o nadmorskoj visini.



Slika 4.9 Karta najviših (lijevo) i najnižih (desno) temperatura zraka Republike Hrvatske

Nadmorska visina do (m)	I. područje	II. područje	III. područje	IV. područje
100	39	38	42	39
400	36	36	39	39
800	33	34	36	39
1200	30	32	34	--
1600	28	30	31	--

Tablica 4.11 Promjena najviše temperature $T_{max,50}$ s nadmorskom visinom

Nadmorska visina do (m)	I. područje	II. područje	III. područje	IV. područje	V. područje
100	-26	-26	-17	-10	-16
400	-23	-26	-19	-13	-18
800	-20	-26	-21	-17	-19
1200	-17	-26	-23	-20	-21
1600	---	-26	-24	-24	-23
>1600	---	-26	---	-26	-24

Tablica 4.12 Promjena najniže temperature $T_{min,50}$ s nadmorskom visinom

4.7. Potresno djelovanje

4.7.1 Osnovni pojmovi

Potres (engl. *earthquake*) je prirodna pojava prouzročena iznenadnim oslobađanjem energije u zemljinoj kori i dijelu gornjega plašta koja se očituje kao potresanje tla.

Potresna opasnost (engl. *earthquake hazard*) je fizikalna pojava pridružena potresu koja može biti uzrokom nepovoljnih učinaka na ljude i imovinu. Izražava se kao vjerojatnost pojave potresa određene jakosti na određenom području u određenom vremenu tj. p_1=p(I, A, t).

Potresna oštetljivost (engl. *vulnerability*) je količina štete prouzročena danim stupnjem opasnosti izražena kao dio vrijednosti oštećenog predmeta tj. p_2=p(%-tak vrijednosti u kn)

Potresni rizik (engl. *earthquake risk*) je vjerojatnost da će društvene ili ekonomske posljedice potresa premašiti određenu vrijednost na mjestu gradnje ("lokaciji građevine") ili na određenom području tijekom određenog razdoblja. Izražava se u novčanoj vrijednosti ili u broju žrtava potresa (poginulih i ranjenih).

Potresni rizik = potresna opasnost x potresna oštetljivost

$p_3 = p\ (I, A, t, Vr) = p_1 \times p_2$

Seizmologija je prirodna znanost koja proučava potrese.

Seizmičnost je učestalost pojave potresa na određenom području.

Žarište potresa (hipocentar, ognjište) je zamišljena točka ili područje u unutrašnjosti Zemlje gdje je nastao potres.

Epicentar je projekcija žarišta na površini Zemlje.

Dubina žarišta je udaljenost od epicentra do žarišta.

Magnituda potresa je kvantitativna mjera jakosti potresa izražena oslobođenom energijom, neovisno o mjestu opažanja.

Rasjed je slabo mjesto u zemljinoj kori na kojem su slojevi stijene raspucali i kliznuli.

Izoseista je crta koja povezuje točke na zemljinoj površini na kojoj je intenzitet potresa jednak.

Akcelerogram - zapis potresa, zavisnost ubrzanja (cm/s^2) o vremenu.

Spektar potresa je obrađeni zapis potresa. To je grafički prikaz kojemu je na osi ordinata omjer spektralnog ubrzanja i najvećeg ubrzanja tla, a na osi apscisa period vibracije tla u sekundama.

Potresni valovi- u trenutku iznenadnog pomaka na rasjedu dolazi do oslobađanja energije, a kroz stijensku masu prostiru se u okolinu potresni valovi. Oni mogu biti prostorni (u unutrašnjosti Zemlje) i površinski (na njezinoj površini).

Potresi su posljedica stalne dinamike u unutrašnjosti Zemlje, javljaju se u zonama dodira različitih geoloških struktura, od kojih su najveće tektonske ploče. Prema **teoriji tektonskih ploča** zemljina kora i gornji dio plašta nisu cjeloviti već razlomljeni i sastoje se od 15 ploča debljine 50-150 km koje se

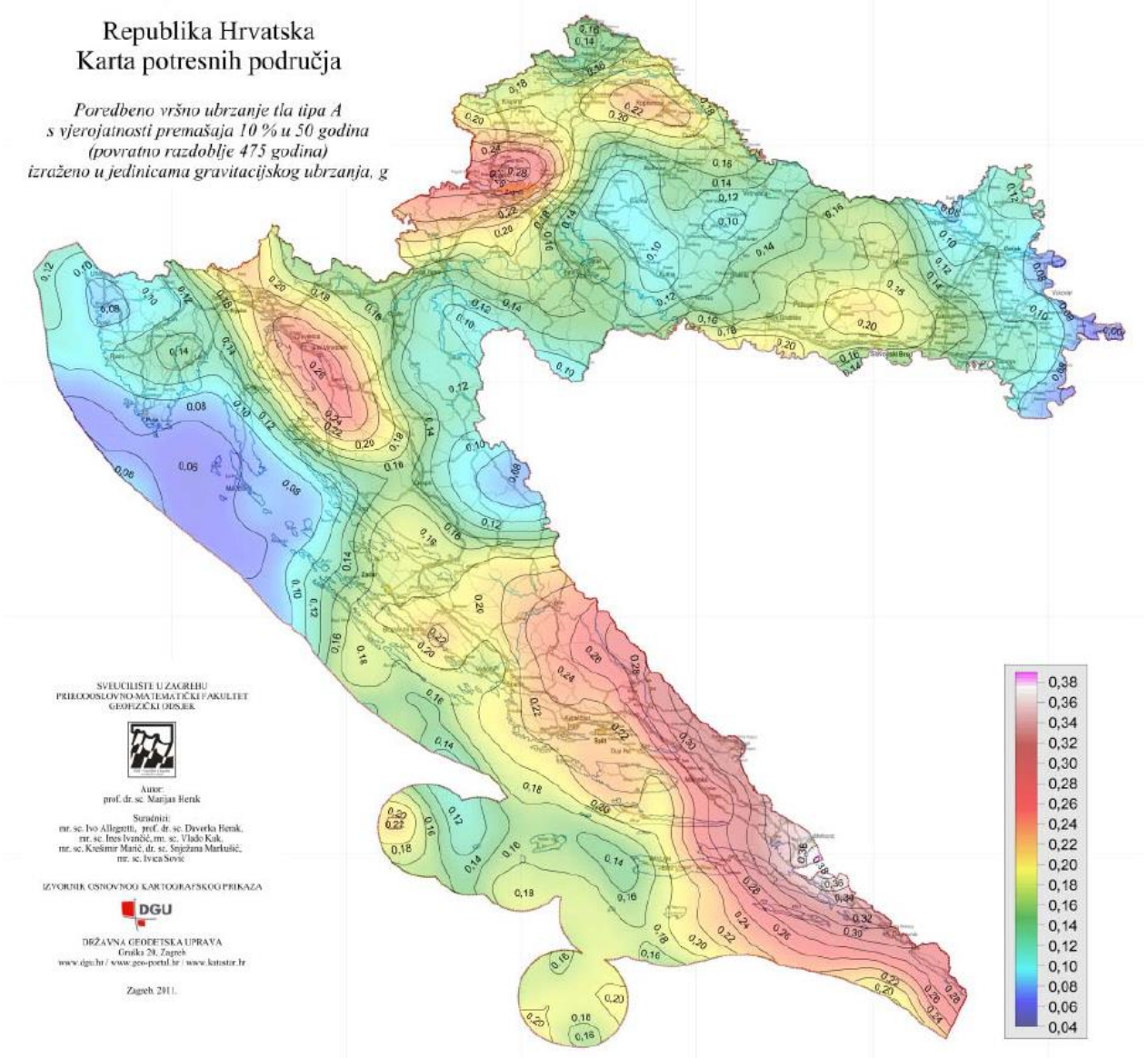
međusobno pomiču kao kruta tijela. Zbog pomaka dolazi na granicama ploča i u njihovoj blizini do velikih sila i naprezanja, a u trenutku kad se iscrpi nosivost materijala dolazi do naglih pomaka koji su uzrok potresima. Karta epicentara potresa dobro se poklapa s granicama tektonskih ploča. I same tektonske ploče imaju unutar sebe pukotina i rasjeda, razlomljene su na manje dijelove između kojih dolazi također do potresa.

Mjerenje potresa

Vibracije tla mjere se instrumentima. Ako se njima mjeri ubrzanje, nazivamo ih akcelerometri, ako se mjeri brzina gibanja, nazivamo ih velosimetri, a ako se mjere pomaci, to su seizmometri. Najstariji su seizmografi koji rade na principu njihala.

4.7.2 Proračun seizmičkih sila

Potres se razmatra kao fenomen velike količine energije i veoma je kratkog trajanja. Seizmičko djelovanje određuje se preko računskog ubrzanja tla a_g koje odgovara povratnom periodu potresa od 475 godina. Računsko ubrzanje tla ovisi o stupnju seizmičkog rizika i određuje se na temelju odgovarajućih seizmoloških ispitivanja lokacije građevine ili prema usvojenim vrijednostima za seizmička područja državnog teritorija. Računska ubrzanja tla daju se državnim propisima.

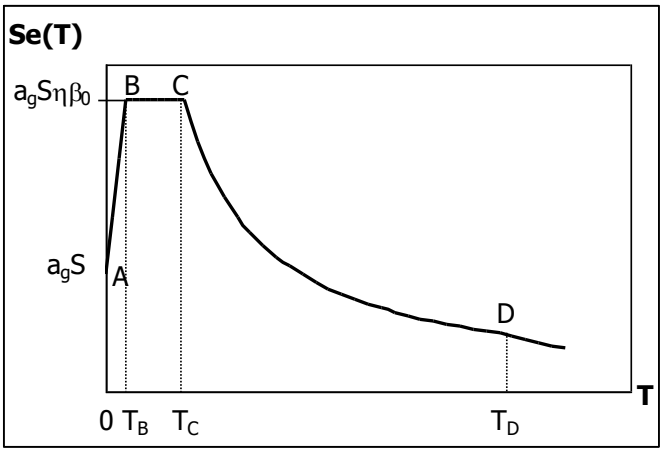


Slika 4.10 Karta potresnih područja Republike Hrvatske (HRN EN 1998-1)

Područja sa ubrzanjem $a_g \leq 0.05$ su područja malog inteziteta. U slučaju $a_g \leq 0.02$ proračun na potres nije potreban. Statičke seizmičke sile izvedene su iz inercijalnih sila. Inercijalne sile odgovaraju osnovnom vlastitom periodu konstrukcije.

Seizmičko djelovanje obično se predstavlja sa tri komponente (gibanje točke opisuje s dvije horizontalne i jednom vertikalnom komponentom). Primjenom metode spektralnog odgovora građevina se može analizirati odvojeno za oscilacije u uzdužnom, poprečnom i vertikalnom smjeru. Površinsko seizmičko gibanje promatrane točke tla može se predstaviti pomoću spektra odziva, spektra snage ili vremenskog odziva tla.

Za određivanje jedne komponente seizmičkog djelovanja obično se koristi spektar seizmičkog ubrzanja tla u jednom translatacijskom smjeru. **Elastični spektar odgovora** (ubrzanja) definira se analitički i kvalitativno prema slici:



Slika 4.11 Elastični spektar odgovora.

Potresno gibanje se opisuje preko elastičnog spektra odziva. Pri proračunu se uvodi korekcijski faktor prigušenja. Izrazi za elastični spektar:

$0 \leqslant T \leqslant T_B$ $\quad S_e(T) = a_g S\left(1 + \frac{T}{T_B}(\eta\beta_0 - 1)\right)$ (4.6)

$T_B \leqslant T \leqslant T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \eta S \beta_0$ (4.7)

$T_C \leqslant T \leqslant T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \eta S \beta_0 \left(\frac{T_C}{T}\right)^{k1}$ (4.8)

$T_D \leqslant T$ $\quad S_e(T) = a_g \eta S \beta_0 \left(\frac{T_C}{T_D}\right)^{k1} \left(\frac{T_D}{T}\right)^{k2}$ (4.9)

$S_e(T)$ -ordinata spektra odgovora u jedinici ubrzanja tla
a_g -osnovno računsko ubrzanje tla
S -modificirani faktor tla
T -osnovni period osciliranja linearnog sustava
T_B, T_C -granice intervala konstantnog spektralnog ubrzanja
T_D -granica koja definira početak područja spektra s konstantnim pomacima

β_0 -faktor spektralnog ubrzanja
k_1, k_2 -eksponenti koji utječu na oblik spektra odgovora za $T \geq T_C$
η -korekcijski faktor prigušenja (=1 za viskozno prigušenje 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \qquad (4.10)$$

ξ - vrijednost viskoznog prigušenja dana u postocima koja je obično pretpostavljena sa 5%, a ako nije dana je propisima za različite materijale

Vidljivo je da se spektar ubrzanja modificira sukladno kategorijima tla za koje su dani svi potrebni parametri u tablici 4.13.

Tip temeljnog tla	S	T_B	T_C	T_D
A – stijene i druge geološke formacije poput stijene	1,0	0,15	0,4	2,0
B – gusti pijesak, gusti šljunak i vrlo krute gline	1,2	0,15	0,5	2,0
C – duboki nanosi gustog ili srednje gustog pijeska, šljunaka ili krute gline debljine od nekoliko desetaka metara	1,15	0,2	0,6	2,0
D – nanosi rahlog do srednje zbijenog pijeska i šljunka ili pretežno meke gline i prahovi	1,35	0,2	0,8	2,0
E – loše tlo koje se sastoji od površinskog nanosa rijeka i mora	1,4	0,15	0,5	2,0

Tablica 4.13 Seizmički parametri za kategorije tla.

Utjecaji potresa na konstrukciju ovise i o vrsti tla na kojem se konstrukcija gradi. Prema EC8 razlikuju se tri vrsta tla i to: Klasa A, klasa B i klasa C. Svaka klasa ima svoju podklasu.

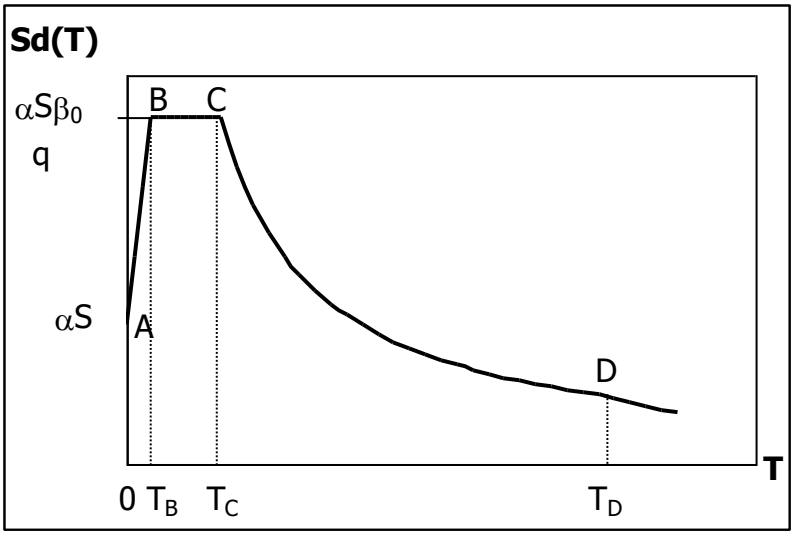
A_1-čvrsta stijena ili formacija meke stijene koja se prostire široko i duboko pod uvjetom da nije raspucana u ravnini temeljenja.
A_2-sloj dobro zbijenog šljunka s malim sadržajem gline i mulja.
A_3-kruta, dobro konsolidirana glina
B_1-tlo koje se može usvojiti kao pouzdano na osnovu mahaničkih karakteristika ili čvrsta stijena
B_2-srednje gusti zrnati pijesak ili šljunak
B_3-srednje čvrsta glina koja je dobro konsolidirana
C_1-rastreseni nepovezani pijesak sa ili bez međuslojeva gline ili mulja
C_2-glinovita ili muljevita tla

Horizontalna seizmička aktivnost se opisuje kroz dvije ortogonalne komponente promatrano neovisno, a prezentirane za isti spektar odziva.
Za vertikalnu seizmičku aktivnost dopušta se koristiti isti spektar odziva kao i za horizontalno gibanje, ali reduciran faktorom ε_1.

$T \leq 0{,}15s$ $\quad \varepsilon_1 = 0{,}7$
$0{,}15s < T < 0{,}5s$ $\quad \varepsilon_1 = (11/14)-(4/7)\,T$
$0{,}5s \leq T$ $\quad \varepsilon_1 = 0{,}5$

Da bi se izbjegla opsežna nelinearna analiza sustava, uzima se u obzir mogućnost disipacije energije konstrukcije preko duktilnosti njenih elemenata (i drugih nelinearnih efekata) te se koristi linearna analiza koja se zasniva na računskom spektru odgovora koji je reduciran u odnosu na elastični spektar. Dakle, duktilne konstrukcije mogu se proračunavati uporabom elastolinearnog modela konstrukcije i reduciranog računskog spektra odgovora. Računski spektar odgovora dobiva se iz elastičnog njegovom redukcijom uz pomoć faktora ponašanja q u kombinaciji s modificiranim eksponentima k_{d1} i k_{d2} koji

ovdje iznose $k_{d1} = 2/3$ i $k_{d2} = 5/3$. Računski spektar je još i normaliziran u odnosu na ubrzanje gravitacije g pa je definiran prema slijedećim izrazima ili slici 4.12:



Slika 4.12 Računski spektar odgovora.

Računski spektar odziva se dobiva iz elastičnog tako da mu se vrijednost η zamijeni recipročnom vrijednošću faktora ponašanja q. Faktor ponašanja predstavlja duktilnost konstrukcije. Izrazi za računski spektar:

$0 \leqslant T \leqslant T_B$ $$S_d(T) = \alpha S\left(1 + \frac{T}{T_B}\left(\frac{1}{q}\beta_0 - 1\right)\right) \quad (4.11)$$

$T_B \leqslant T \leqslant T_C$ $$S_d(T) = \alpha \frac{1}{q} S\beta_0 \quad (4.12)$$

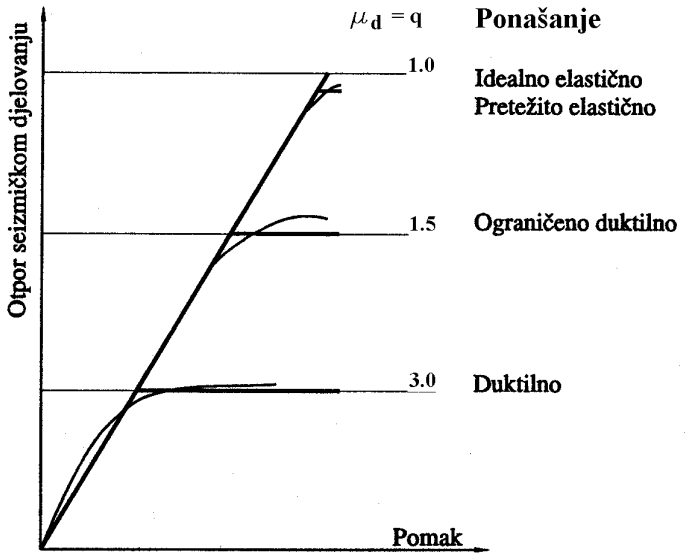
$T_C \leqslant T \leqslant T_D$ $$S_d(T) = \alpha \frac{1}{q} S\beta_0 \left(\frac{T_C}{T}\right)^{kd1} ;\ S_d \geq 0{,}2\alpha \quad (4.13)$$

$T_D \leqslant T$ $$S_d(T) = \alpha \frac{1}{q} S\beta_0 \left(\frac{T_C}{T_D}\right)^{kd1} \left(\frac{T_D}{T}\right)^{kd2} ;\ S_d \geq 0{,}2\alpha \quad (4.14)$$

$\alpha = \frac{a_g}{g}$ -odnos računskog ubrzanja tla i gravitacionog ubrzanja.

q-faktor ponašanja

Faktor ponašanja odražava duktilnost konstrukcije, odnosno njenu sposobnost da prihvaća reducirane seizmičke sile bez krhkih lomova u postelastičnom području deformiranja. Sadrži u sebi podatak o vrsti elementa, vrsti gradiva i duktilnosti.



Slika 4.13 Seizmičko ponašanje vezano uz faktor ponašanja.

U slučajevima visoke seizmičnosti nastoji se postići što racionalnija građevina pa je poželjno građevinu projektirati za duktilno ponašanje. To se postiže konstrukcijskim i drugim mjerama koje osiguravaju da se takvo ponašanje može i ostvariti.

Eurocode 8 dopušta nepovratne deformacije u području plastičnih zglobova.

Duktilni elementi	Postelastično ponašanje	
	Ograničeno duktilno	Duktilno
Armiranobetonski stupovi		
Vertikalni stup, savijanje	1,5	3,5
Nagnuti štap, savijanje	1,2	2,0
Kratki jaki stup	1,0	1,0
Čelični stup		
Vertikalni stup, savijanje	1,5	3,0
Nagnuti štap, savijanje	1,2	2,0
Normalno podupiranje, stup	1,5	2,5
Ekscentrično podupiranje, stup		3,5
Upornjaci	1,0	1,0
Lukovi	1,2	2,0

Tablica 4.14 Faktor ponašanja q – maksimalne vrijednosti.

Faktor ponašanja q može se uzeti prema tablici ako je bezdimenzionalna uzdužna sila $\eta_k = \frac{N_c}{f_c A_c} \le 0.3$

U slučaju $0.3 \le \eta_k \le 0.6$ vrijednosti q se reduciraju.

Za $\eta_k \le 0.3 \quad q = q_0$

Za $0.3 \le \eta_k \le 0.6 \quad q = q_0 - \left(\frac{\eta_k}{0.3} - 1\right)(q_0 - 1)$

Kada η_k prelazi vrijednost 0.6 ne dozvoljavaju se plastični zglobovi.

Za betonske konstrukcije faktor ponašanja q određuje se u skladu s izrazom i tablicom, a za zidane u skladu s tablicom

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

gdje je

q – faktor ponašanja betonske konstrukcije;

q_0 – osnovna vrijednost faktora ponašanja ovisna o tipu konstrukcijskog sustava i određuje se u skladu s tablicom 3.12.;

k_w – faktor koji uzima u obzir je li slom savijanjem (duktilan) ili posmikom neduktilan i određuje se u skladu s izrazom.

$$k_w = \begin{cases} 1,00 \ \ -za\ okvire \\ \left(1+\dfrac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}\right)/3 \ \ \leq 1.0 \ \ i \ \geq 0.5 \ \ -za \ \ \ zidove \end{cases}$$

Tip betonske konstrukcije	**Razred umjerene duktilnosti (DCM)**	**Razred velike duktilnosti (DCH)**
Višekatni okviri	3,60 – 3,90	5,40-5,85
Višekatni okviri	3,30	4,95
Povezani zidovi ili kombinacija zidova i okvira	3,60	5,40
Sustav nepovezanih zidova	3,0	4,0
Sustav obrnutog njihala – meko prizemlje	1,5	2,0

Tablica 4.15 Osnovne vrijednosti faktora ponašanja q_0 za betonske konstrukcije

Vrijednosti u tablici se mogu primjenjivati samo za pristupačne plastične zglobove. Ako nisu pristupačni za pregled mora se vrijednost q podijeliti sa 1,4 pri tome da ne bude manji od 1,0. Duktilni stupovi koji su predviđeni za disipaciju seizmičke energije a kod kojih plastični zglobovi nisu pristupačni imaju vrijednost q=2,5 za vertikalne stupove i 1,5 za kose. Kod stupova na kojima su elastomeri računa se sa q=1,0.

Što se tiče metoda proračuna u primjeni su:

- metoda proračuna bočnih sila (linearna metoda),
- metoda modalnog proračuna primjenom spektra odziva (linearna metoda),
- metoda postupnog guranja (nelinearna metoda, *pushover*),
- nelinearni dinamički proračun primjenom vremenskog zapisa (*time-history*).

Proračunski model mosta treba biti takav da primjereno prikaže raspodjelu krutosti i mase, tako da se svi značajniji oblici deformiranja i inercijalnih sila ispravno uzmu u obzir pri analizi seizmičkih utjecaja. Za proračun betonskih konstrukcija se najviše koristi linearna metoda modalnog proračuna primjenom spektra odziva. Metoda obuhvaća ekstreme dinamičkih odgovora svih važnijih oblika osciliranja, a uz primjenu računskog spektra. Ukupni odgovor se dobiva statističkom metodom kombinacije maksimalnih doprinosa oscilacija. Sve oblike osciliranja koji značajno doprinose ukupnom odzivu konstrukcije valja uzeti u obzir. Zbroj efektivnih modalnih masa, za razmatrane svojstvene oblike, treba iznositi najmanje 90% ukupne mase konstrukcije. Efektivna modalna masa m_k,

koja odgovara svojstvenom obliku k, određena je tako da je posmična sila u bazi F_{bk} za ton k, koja djeluje u pravcu seizmičkih djelovanja, izražena kao:

$$F_{bk} = S_d\left(T_k\right)\cdot m_k \cdot g \tag{4.15}$$

Spektralna analiza koristi ordinate proračunskog spektra u zavisnosti od tla. Koristi se u slučajevima kad je dozvoljena linearna analiza. Promatra se ukupan odziv konstrukcije i svi tonovi koji doprinose seizmičkom odgovoru. Utjecaj tonova se kombinira tako da maksimalna vrijednost učinka potresa (rezna sila, pomak) utjecaja E iznosi:

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \tag{4.16}$$

gdje je E_i učinak i-tog modalnog odziva.

Vjerojatni maksimalni učinak seizmičkog djelovanja, zbog istodobne pojave seizmičke aktivnosti uzduž osi x, y, z, može se odrediti uporabom neovisnih maksimalnih učinaka seizmičkog djelovanja E_x , E_y i E_z prema izrazu:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \tag{4.17}$$

Alternativno bit će dovoljno točno rabiti za seizmičko djelovanje najopasniju od slijedećih kombinacija:

$$E_x + 0.3\cdot E_y + 0.3\cdot E_z \tag{4.18}$$

$$0.3\cdot E_x + E_y + 0.3\cdot E_z \tag{4.19}$$

$$0.3\cdot E_x + 0.3\cdot E_y + E_z \tag{4.20}$$

gdje su E_x , E_y , E_z seizmička djelovanja u smjeru x, y, z.

*Granična stanja nosivosti- k*ombinacija za seizmičku proračunsku situaciju:

$$S_d = S_d\left[\sum_j \left(G_{k,j}\right) + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \sum_{i>1}\left(\psi_{2i}\cdot Q_{k,i}\right) + P_k\right] \tag{4.21}$$

4.8. Kombinacije opterećenja

Proračunske vrijednosti djelovanja dobivaju se množenjem reprezentativnih vrijednosti parcijalnim koeficijentima sigurnosti γ_F. Parcijalnim faktorima uzima se u obzir:

- mogućnost nepovoljnih odstupanja djelovanja
- mogućnost netočnog modeliranja djelovanja
- nepouzdanost u određivanju učinaka djelovanja

Veličina ovih koeficijenata ovisi o tome koje se granično stanje promatra i o vrsti djelovanja. Parcijalni koeficijenti dani su u tablicama za tri slučaja. Slučaj A koji predstavlja gubitak statičke ravnoteže koristi se na primjer, kada se uzima u obzir ukupna stabilnost. Slučaj B odnosi se na gubitak nosivosti konstrukcije ili konstrukcijskih elemenata i najčešće se upotrebljava. Slučaj C vezan je uz gubitak nosivosti tla. Ovdje su prikazani parcijalni koeficijenti sigurnosti koji se koriste za slučaj B i to za granično stanje nosivosti.

Za granično stanje uporabljivosti parcijalni koeficijenti sigurnosti su 1,0 osim kad je određeno drukčije.

Parcijalni koeficijenti sigurnosti za djelovanje dani su u tablici 4.16.

Djelovanje	Vrsta djelovanja		
	Stalno γ_G	Promjenljivo γ_Q	Prednapinjanje γ_P
Nepovoljno	1.35	1.5	1.0 ili 1.2
Povoljno	1.0	0	1.0 ili 0.9

Tablica 4.16 Parcijalni koeficijenti sigurnosti za djelovanje za GSN.

U načelu je koeficijent sigurnosti γ_G za cijelu konstrukciju stalna vrijednost osim kada stalno opterećenje može različito djelovati (povoljno i nepovoljno). Primjer su nosači s prijepustima. U takvom slučaju nepovoljan dio stalnog djelovanja treba pomnožiti s parcijalnim koeficijentom $\gamma_{G,Sup}$ = 1,1, a povoljan s $\gamma_{G,inf}$ = 0,9. Pri ekscentričnom tlaku kada uzdužna sila reducira armaturu dobivenu od savijanja, valja primjenjivati γ_G = 1,0, u kombinacijama opterećenja.

Kada kombinacija opterećenja uključuje više od jednog promjenljivog djelovanja (npr. korisno opterećenje i vjetar) parcijalni koeficijenti sigurnosti vezani uz komponente promjenljivog djelovanja mijenjaju se i svako promjenljivo djelovanje osim onog najdominantnijeg, množi se sa koeficijentom kombinacije ψ. Ako nije jasno koje promjenjivo djelovanje ima najveći utjecaj, sve kombinacije trebaju biti uzete u obzir. Vrijednost koeficijenata kombinacije ovisi o prilikama, vrsti opterećenja, i korištenju zgrade ili općenito konstrukcije.

Kombinacije za granična stanja nosivosti

Za osnovnu kombinaciju (stalne i prolazne proračunske kombinacije) računske se veličine djelovanja proračunavaju po izrazu:

$$E_d = E\left[\sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \left(\gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right) + \gamma_p \cdot P_k\right]$$

Kombinacija za izvanredne proračunske situacije:

$$E_d = E\left[\sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \psi_{11} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \left(\cdot\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right) + A_d + \gamma_p \cdot P_k\right]$$

Kombinacija za seizmičku proračunsku situaciju:

$$E_d = E\left[\sum_j \left(G_{k,j}\right) + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \sum_{i>1} \left(\psi_{2i} \cdot Q_{k,i}\right) + P_k\right]$$

- $G_{k,j}$, $Q_{k,i}$: karakteristične veličine za stalno i promjenljivo opterećenje
- $Q_{k,1}$: karakteristična veličina nepovoljnog jedinog ili prevladavajućega promjenljivog djelovanja kad istodobno djeluje više promjenljivih opterećenja
- P_k: karakteristična veličina prednapinjanja
- $\psi_{0,i}$: koeficijenti kombinacije za promjenljiva djelovanja

Specijalnim koeficijentima ψ uzima se u obzir smanjena vjerojatnost istodobnog djelovanja više nepovoljnih promjenljivih djelovanja ili učestalost ili se promjenljivo svodi na stalno djelovanje. Množenjem karakterističnih promjenljivih veličina Q_k specijalnim koeficijentima ψ dobiju se reprezentativne vrijednosti. Oni mogu biti:

ψ_o - koeficijent kombinacije

ψ_1 - koeficijent koji obuhvaća učestalost promjenljivog djelovanja
ψ_2 - koeficijent koji promjenljivo opterećenje svodi na stalno.

Približne vrijednosti za specijalne koeficijente dane su u tablici 4.17.

Djelovanje	**ψ0**	**ψ1**	**ψ2**
Kategorija A: kuće, stambene zgrade	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: uredi	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: područja za skupove	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišta	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometna područja, težina vozila ≤30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometna područja, 30 kN ≤ težina vozila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: krovovi	0	0	0
Opterećenja snijegom u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-3):			
– Finska, Island, Norveška, Švedska	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini H>1000 m n.m.	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini H ≤1000 m n.m.	0,50	0,20	0
Opterećenja vjetrom na zgrade (vidjeti normu EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (osim požara) u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Tablica 4.17 Preporučene vrijednosti faktora ψ za zgrade.

Kombinacije za granična stanja uporabljivosti

Karakteristična kombinacija: $$E_d = E\left[\sum_j \left(G_{k,j}\right) + Q_{k,1} + \sum_{i>1}\left(\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right) + P_k\right]$$

Česta kombinacija: $$E_d = E\left[\sum_j \left(G_{k,j}\right) + \psi_{11}\cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1}\left(\cdot\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i}\right) + P_k\right]$$

Nazovistalna kombinacija: $$E_d = E\left[\sum_j \left(G_{k,j}\right) + \sum_i\left(\psi_{2i}\cdot Q_{k,i}\right) + P_k\right]$$

Pojednostavljena provjera konstrukcija zgrada

Iz prethodnog poglavlja vidljiv je velik broj mogućih kombinacija, od kojih svaka zahtijeva odvojeno proučavanje i analizu. Na sreću, pojednostavnjeni pristup je moguć za uvjete koji su iz prethodnog iskustva poznati kao kritični, i ovakav pristup trebao bi biti zadovoljavajući pri projektiranju većine zgrada.

HRN EN 1991-1 uključuje pojednostavnjenje za konstrukcije zgrada u normalnim uvjetima. Pri tome se ukidaju koeficijenti kombinacije ψ i koriste modificirani parcijalni koeficijenti sigurnosti za djelovanja. Ovi izrazi uključuju jedno stalno djelovanje, koje općenito podrazumijeva vlastitu težinu. Stalno djelovanje kombinira se s odgovarajućim promjenljivim opterećenjem, uporabnim, snijegom i vjetrom. Za jednostavne podne i krovne konstrukcije dominantno djelovanje je gravitacijsko (vlastita težina i uporabno opterećenje za podove, vlastita težina i snijeg za krovove), ali za okvirne konstrukcije

mora se obavezno uzeti u obzir i dodatno opterećenje vjetrom. Tako su tipične kombinacije opterećenja, za slučajeve gdje su sva djelovanja nepovoljna, dane za:

-granično stanje uporabljivosti:

stalno + uporabno (ili snijeg):	$G_k + Q_k$
stalno + uporabno (ili snijeg) + vjetar:	$G_k + 0{,}9\ \Sigma\ Q_k$

-granično stanje nosivosti:

stalno + uporabno (ili snijeg):	$1.35\ G_k + 1.5\ Q_k$
stalno + uporabno (ili snijeg) + vjetar:	$1.35\ G_k + 1.35\ \Sigma\ Q_k$
seizmička kombinacija	$G_k + \psi_2 \cdot Q_k + \gamma_I \cdot A_E$

U nekim slučajevima, određena opterećenja mogu imati povoljno djelovanje. Na primjer, stalno opterećenje može pomagati u otpornosti od prevrtanja ili vjetra, i uporabno opterećenje u srednjem rasponu kontinuirane grede može ublažiti savijanje u susjednim rasponima. U ovim slučajevima niža vrijednost (inferiorna – inf) parcijalnog koeficijenta sigurnosti treba se koristiti uz povoljno djelovanje. U praksi, za uvjete koje odgovaraju klasi B, uporabna opterećenja koja su povoljna jednostavno se zanemaruju ($\gamma_{inf} = 0$) dok se za stalna djelovanja otporna na učinke vjetra koristi parcijalni koeficijent 1.0.

5. DIMENZIONIRANJE PREMA GRANIČNOM STANJU NOSIVOSTI

5.1. Uvod

Uvjet nosivosti presjeka zadovoljen je ako je računska vrijednost utjecaja (unutarnje sile) E_d manja od odgovarajuće računske nosivosti presjeka R_d ili jednaka njoj:

$$E_d \le R_d \qquad (5.1)$$

Dimenzioniranje presjeka izvodi se tako da se iz jednadžbe ravnoteže odrede dimenzije presjeka i količina armature:

$$E_d = R_d \qquad (5.2)$$

5.2. Elementi naprezani na savijanje

5.2.1 Jednostruko armirani pravokutni presjek

Izrazi za dimenzioniranje dobiju se iz uvjeta ravnoteže koji za savijanje glasi:

$$M_{Ed} = M_{Rd}$$

gdje je:

$M_{Ed} = \Sigma(\gamma_{g,i} \cdot M_{g,i} + \gamma_q \cdot M_{q,1}) + \gamma_p \cdot M_p$ - računski moment savijanja (5.3)

$M_{Rd} = F_c \cdot z = \alpha_v \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = \mu_{Rd} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$ - računski moment nosivosti presjeka

α_v - koeficijent punoće

$x = \xi \cdot d$ - udaljenost neutralne osi od tlačnog ruba

$z = \zeta \cdot d$ - krak unutrašnjih sila

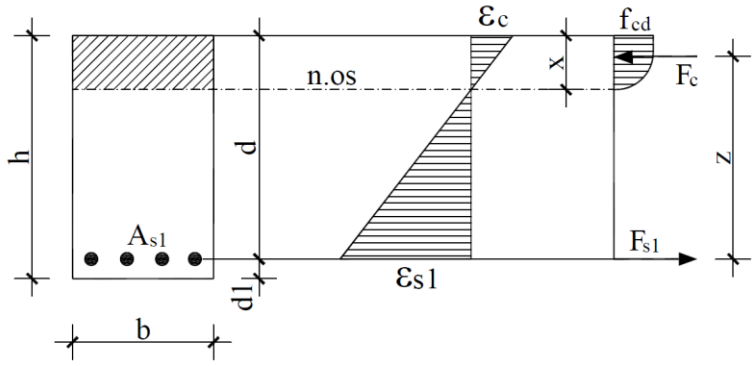
μ_{Rd} - bezdimenzijska vrijednost za moment nosivosti.

Uvrštavanjem izraza za računske momente u jednadžbu (5.3) dolazi se do formule za bezdimenzijsku vrijednost momenta savijanja:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \mu_{rd} = \alpha_v \cdot \xi \cdot \zeta \qquad (5.4)$$

gdje je

$$\xi = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_{c2}}$$ - koeficijent udaljenosti neutralne osi od tlačnog ruba (5.5)



Slika 5.1 Dimenzioniranje na moment savijanja.

ε_c – deformacija betona na tlačnom rubu

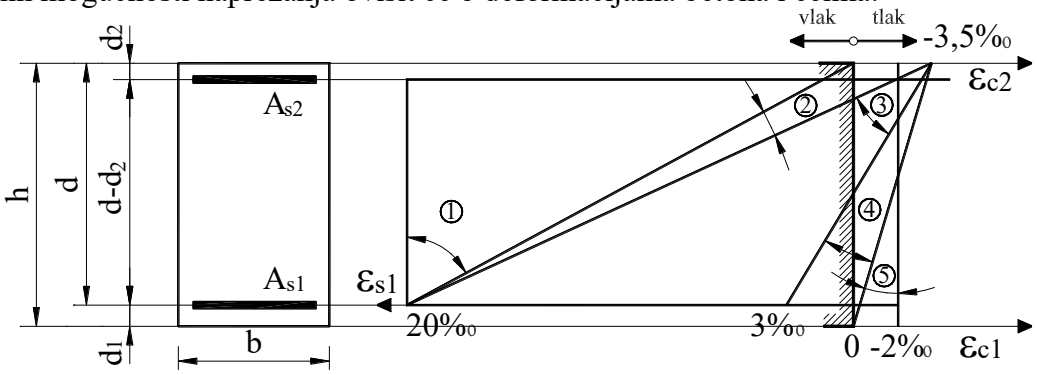
ε_{s1} – deformacija armature u težištu vlačnih šipki
F_{s1} – sila u vlačnoj armaturi
F_c – sila u betonu

Izraz za potrebnu vlačnu armaturu dobije se iz uvjeta ravnoteže:

$$M_{Ed} = F_{s1} \cdot z = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot z \qquad (5.6)$$

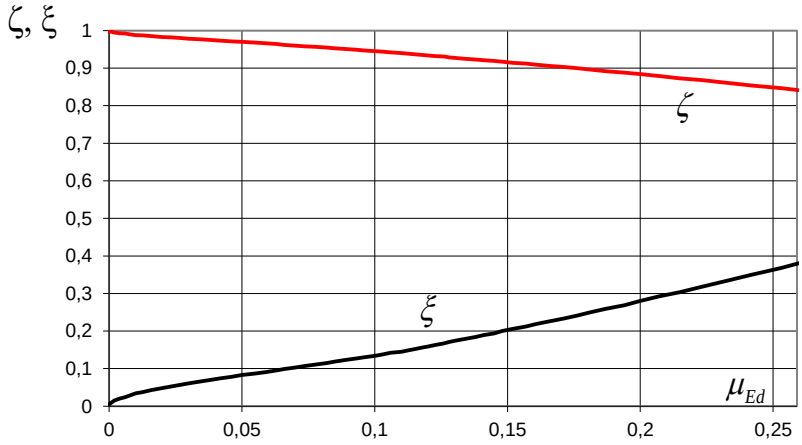
$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{M_{Ed}}{(\zeta \cdot d) f_{yd}} \qquad (5.7)$$

Pet osnovnih mogućnosti naprezanja ovisit će o deformacijama betona i čelika:



Slika 5.2 Dijagrami deformacija.

1. Ekscentrični vlak s malim ekscentritetom, čelik je potpuno iskorišten.
2. Savijanje ili savijanje s uzdužnom vlačnom silom, čelik je potpuno iskorišten, beton dostiže granične deformacije.
3. Savijanje ili savijanje s uzdužnom tlačnom silom, beton i čelik su potpuno iskorišteni.
4. Ekscentrični tlak, beton je potpuno iskorišten, čelik dostiže graničnu deformaciju
5. Ekscentrični tlak s malim ekscentricitetom, cijeli presjek je u tlaku, deformacije u betonu ograničuju se od -3,5 ÷ -2,0 ‰.



Slika 5.3 Funkcija ovisnosti koeficijenta neutralne osi i kraka unutarnjih sila o μ_{Ed}.

Vrijednosti koeficijenta neutralne osi i kraka unutarnjih sila određene su za različite vrijednosti deformacija na gornjem i donjem rubu presjeka (ε_{s1}i ε_{c2}) prema slici 5.2, i dane u tabličnom obliku. Funkcionalna ovisnost koeficijenata ζ i ξ prikazana je na slici 5.3 i može se dobro interpolirati polinomom drugog stupnja. Maksimalno odstupanje za ζ funkciju iznosi 0.3%.

$$\zeta = 0.994 - 0.426 \cdot \mu_{Ed} - 0.617 \cdot \mu_{Ed}^2 \quad (5.8)$$

$$\xi = 0.023 + 0.966 \cdot \mu_{Ed} + 1.581 \cdot \mu_{Ed}^2 \quad (5.9)$$

Izrazi 5.8 i 5.9 mogu se upotrijebiti u probabilističkom proračunu potrebne armature kad je potrebno napisati izraze u zatvorenom obliku.

Da bi se osigurala sposobnost rotacije presjeka (duktilnost), EN 1992 propisuje dodatni uvjet da odnos x/d ne prekorači limitiranu vrijednost:

$\xi_{lim} = 0.45 = (x/d)_{lim}$ za razrede betona do C50/60

$\xi_{lim} = 0.35 = (x/d)_{lim}$ za razrede betona od C55/67 i više

$\xi_{lim} = 0.25 = (x/d)_{lim}$ kod primjene teorije plastičnosti za proračun unutarnjih sila u pločama.

Razred betona C	μ_{lim}	ζ_{lim}	ξ_{lim}	ε_{c2} (‰)	ε_{s1} (‰)
≤C50/60	0.296	0.813	0.45	-3.5	4.28
C55/67	0.224	0.863	0.35	-3.1	5.76
C60/75	0.211	0.868	0.35	-2.9	5.39
C70/85	0.195	0.873	0.35	-2.7	5.01
C80/90	0.184	0.876	0.35	-2.6	4.83
C90/105	0.179	0.877	0.35	-2.6	4.83

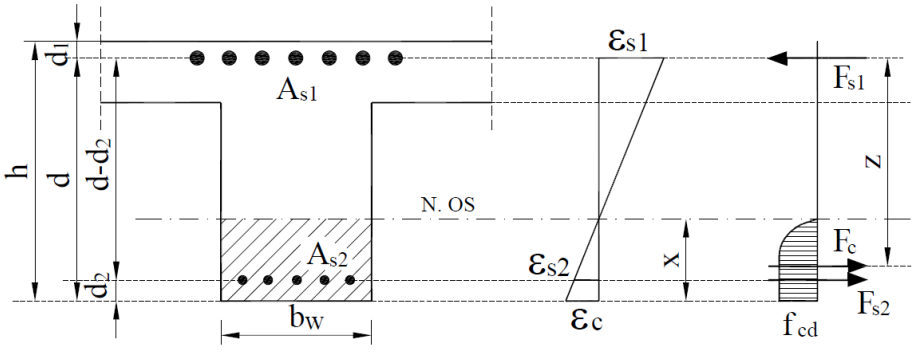
Tablica 5.1 Limitirane vrijednosti ovise o razredu betona.

Ukoliko je proračunski moment savijanja veći od limitiranog $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$ potrebno je povećati visinu presjeka. Ako to nije moguće presjek se može dvostruko armirati.

5.2.2 Dvostruko armirani pravokutni presjek

Ukoliko je $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$ ili ($\mu_{Ed} > \mu_{lim}$) presjek se mora dvostruko armirati. Presjek je potrebno armirati i u tlačnoj zoni. Zbog očuvanja duktilnosti presjeka treba biti zadovoljen i uvjet:

$$M_{Ed} < 1.5 M_{Rd,lim} \quad (5.10)$$



Slika 5.4. Dvostruko armirani presjek za negativni moment savijanja.

Najveći moment savijanja koji jednostruko armirani presjek može preuzeti je:

$$M_{Ed,lim} = \mu_{lim} b_w d^2 f_{cd} \quad (5.11)$$

Kada je $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$ znači da je beton u tlačnoj zoni presjeka iscrpljen i razliku momenata ($M_{Ed} > M_{Rd,lim}$) potrebno je preuzeti tlačnom armaturom i dodatnom vlačnom.

Tlačna armatura povećava duktilnost, ali ukupna armatura mora biti manja od 4% presjeka betona. Koeficijent armiranja cjelokupnog presjeka:

$$\rho_{max} = \frac{A_{s1,max} + A_{s2,max}}{b_w \cdot h} \le 0{,}04$$

Ukupna vlačna armatura sastoji se od dva dijela:

$$A_{s1}=A_{s1,lim}+A_{s2} \qquad (5.12)$$

Vlačna i tlačna armatura dane su izrazima:

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,lim}}{(\zeta_{lim} \cdot d) f_{yd}} + \frac{M_{Ed} - M_{Ed,lim}}{(d - d_2) f_{yd}} \quad \text{-vlačna armatura} \qquad (5.13)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - M_{Ed,lim}}{(d - d_2) f_{yd}} \quad \text{- tlačna armatura} \qquad (5.14)$$

Kako bi osigurali tlačnu armaturu od izvijanja, u dvostruko armiranom presjeku utjecaj tlačne armature na njegovu nosivost može se uzeti u obzir ako je ona povezana sponama na razmaku: $s_w \le 15\phi$ (ϕ - promjer šipke tlačne armature) i ako je zadovoljen uvjet $x \ge 2d_2$ (x - udaljenost neutralne osi od tlačnog ruba presjeka, d_2 -udaljenost težišta tlačne armature od ruba presjeka).

Povećanjem armature smanjujemo duktilnost presjeka.

Eurokod 8 daje slijedeće klase duktilnosti:

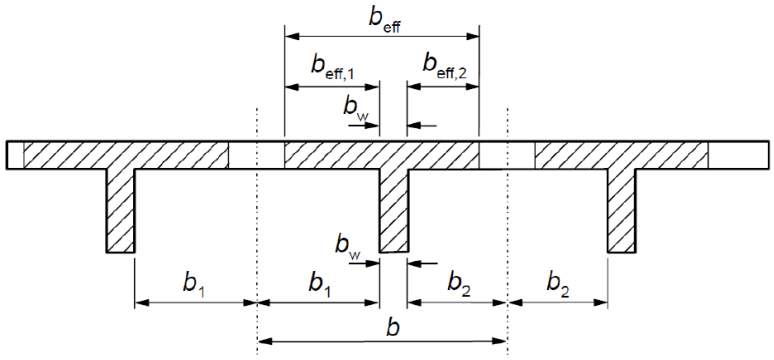
$$\text{Visoka “H”} \rightarrow \rho_{s1,max} = 0{,}35 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{\rho_{s2}}{\rho_{s1}} + 0{,}0015 \qquad (5.15)$$

$$\text{Srednja “N”} \rightarrow \rho_{s1,max} = 0{,}65 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{\rho_{s2}}{\rho_{s1}} + 0{,}0015 \qquad (5.16)$$

$$\text{Niska “L”} \rightarrow \rho_{s1,max} = 0{,}75 \rho_{max} = 0{,}03 \qquad (5.17)$$

5.2.3 Dimenzioniranje T-presjeka na moment savijanja

Kod ploča s rebrima proračunska širina ploče ovisi o dimenzijama ploče i rebra, o vrsti opterećenja, rasponu, uvjetima na ležajevima i poprečnoj armaturi. Za proračun unutarnjih sila, kada se ne zahtijeva velika točnost (npr. kontinuirani nosači u zgradama), može se pretpostaviti stalna širina duž čitavog raspona.



Slika 5.5 Sudjelujuća širina grede T-presjeka.

$$b_{eff,i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_o \le 0.2 \cdot l_0 \le b_i$$

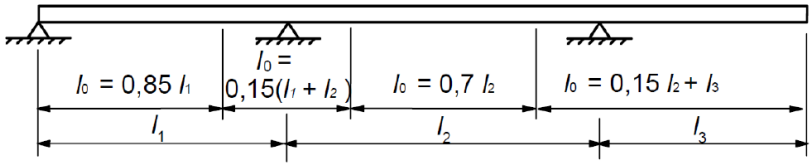
Proračunska širina ploče, b_{eff}, za unutarnju gredu T-presjeka uzima se iz dva uvjeta:

$$b_{eff} \le \begin{cases} b_{eff,1} + b_w + b_{eff,2} \\ b \end{cases}$$

gdje su:

b_1 i b_2 - polovica svijetlog razmaka rebara lijevo, odnosno desno od rebra.

L_0 - razmak nul-točaka mom. dijagrama (za prvo polje L_0=0.85·L, za srednje L_0 =0.7·L, a za prostu gredu L_0 =L) prema slici:



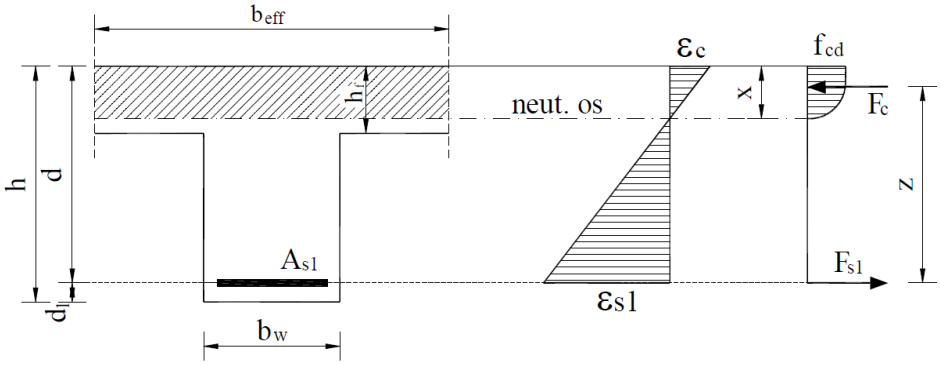
Slika 5.6 Definicija l_0 za proračun proračunske širine pojasnice.

Za pozitivni moment b=b_{eff}: $\mu_{Ed} = \dfrac{M_{Ed}^{polje}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$; Uz uvjet da neutralna os prolazi kroz ploču ($x \le h_f$)

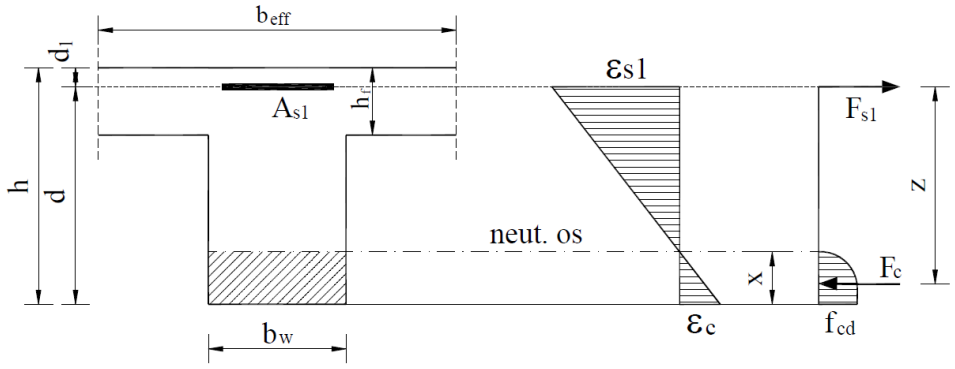
Za negativni moment b=b_w: $\mu_{Ed} = \dfrac{M_{Ed}^{ležaj}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$;

Potrebna armatura: $A_{s1} = \dfrac{M_{Ed}}{(\zeta \cdot d) \cdot f_{yd}}$

Kod pozitivnog momenta savijanja, kad neutralna os prolazi kroz ploču ili njezinim donjim rubom, presjek se računa kao greda dimenzija b_{eff}/h. Poprečna armatura računa se za širinu rebra b_w.



Slika 5.7 Dimenzioniranje T-presjeka na pozitivan moment savijanja..



Slika 5.8 Dimenzioniranje T-presjeka na negativan moment savijanja.

Ukoliko kod dimenzioniranja na pozitivan moment savijanja neutralna os prolazi kroz rebro ($x>h_f$) tada su moguća dva slučaja:

1. Za $b_{eff} \geq 5b_w$ -može se zanemariti dio rebra ispod ploče, te tada cijelu tlačnu silu preuzima ploča, tj. pojasnica T-presjeka.

   Potrebna armatura: $A_{s1} = \dfrac{M_{Ed}^{polje}}{(d - \frac{h_f}{2}) f_{yd}}$

   Tlačna naprezanja u ploči ne smiju premašiti računsku čvrstoću betona:

   $$\sigma_{cd} = \frac{M_{Ed}^{polje}}{(d - \frac{h_f}{2}) \cdot (b_{eff} \cdot h_f)} \leq f_{cd}$$

2. Za $b_{eff} < 5b_w$ - takav T-presjek treba računati tako da se tlačni dio presjeka zamijeni pravokutnikom širine b_i kojem neutralna os prolazi donjim rubom. $b_i = \lambda_b \cdot b_{eff}$
   Koeficijent λ_b pronalazi se u tablici ovisno o: h_f/d i b_{eff}/b_w , te $\xi=x/d$ koji se uzima za $\varepsilon_{c2}=-0.0035$ i $\varepsilon_{s1}= 0.01$. Nakon toga provodi se dimenzioniranje kao za pravokutni presjek b_i/h.

Minimalna površina armature za T-presjek računa se prema izrazu:

Polje: $A_{s1,min} = 0.26 \cdot \dfrac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_w \cdot d$

Ležaj: $A_{s1,min} = 0.26 \cdot \dfrac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{eff} \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_{eff} \cdot d$

Maksimalna površina armature za T-presjek u polju računa se prema izrazu:

$$A_{s1,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_{eff} \cdot h_f$$

5.2.4 Minimalna armatura

Slom slabo armiranih presjeka nastaje trenutačno. Da se takav slom ne dogodi potrebno je presjek armirati minimalnom armaturom. Količina armature u vlačnoj zoni mora biti tolika da primi silu vlaka koju prije pojave prve pukotine preuzima vlačna zona betona. Minimalna armatura je armatura momenta prve pukotine.

$$A_{s1,min} = \frac{M_{cr}}{z \cdot f_{yk}} = \frac{W_c \cdot f_{ct,m}}{(0.9 \cdot d) \cdot f_{yk}} \qquad (5.18)$$

$$A_{s1,min} \cdot f_{yk} \cdot (0.9 \cdot d) = W_c \cdot f_{ct,m} \qquad (5.19)$$

W_c - moment otpora betonskog presjeka

$f_{ct,m}$ - srednja vlačna čvrstoća betona.

Za pravokutni presjek:

$z=0.9 \cdot d$ - krak unutarnjih sila

$$W_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{b \cdot (1.1 \cdot d)^2}{6} = 0.2 \cdot b \cdot d^2 \qquad (5.20)$$

$$f_{ct,m} \approx 0.1 \cdot f_{ck} \tag{5.21}$$

$$A_{s1,min} \cdot f_{yk} \cdot 0.9 \cdot d = 0.1 \cdot f_{ck} \cdot 0.2 \cdot b \cdot d^2 \tag{5.22}$$

$$A_{s1,min} = 0.022 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \tag{5.23}$$

Prema HRN EN 1992-1-1 minimalna armatura određuje se po izrazu:

$$A_{s1,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d \tag{5.24}$$

gdje je b_t srednja širina vlačne zone.
Iz uvjeta duktilnosti, kako ne bi došlo do krtog loma, odabrana armatura mora biti veća od minimalne i manja od maksimalne.

5.2.5 Maksimalna armatura

Prema HRN EN 1992-1-1 maksimalna armatura određuje se po izrazu:

$$A_{s1,max} = 0.04 \cdot b \cdot d \tag{5.25}$$

Prema kriteriju za položaj neutralne osi, maksimalna armatura za jednostruko armirani presjek:

za C ≤ 35/45 (x/d ≤ 0.45) $A_{s1,max} = 0.238 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot b \cdot d$ (npr. za C25 i B500 $\Rightarrow A_{s1max}$=1.19%bd)

za C ≥ 40/50 (x/d ≤ 0.35) $A_{s1,max} = 0.185 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot b \cdot d$ (npr. za C40 i B500 $\Rightarrow A_{s1max}$=1.48% bd)

Maksimalna armatura za dvostruko armirani presjek određuje se iz dva kriterija:

1. Vlačna armatura mora biti manja od 2% betonskog presjeka:
   $A_{s1,max} = 0.02 \cdot b \cdot d$
2. Maksimalni moment mora biti manji od $1.5 \cdot M_{Rd,lim}$:

za C ≤ 35/45 (x/d ≤ 0.45) $A_{s1,max} = 0.356 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot b \cdot d$ (npr. za C25 i B500 $\Rightarrow A_{s1max}$=1.78%bd)

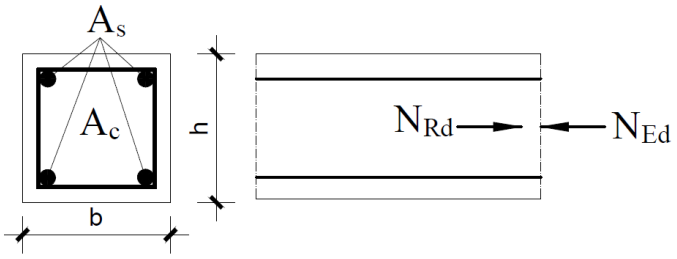
za C ≥ 40/50 (x/d ≤ 0.35) $A_{s1,max} = 0.277 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot b \cdot d$ (npr. za C40 i B500 $\Rightarrow A_{s1max}$=2.00% bd)

5.3. Elementi naprezani uzdužnom silom

5.3.1 Centrično tlačno naprezani elementi

Kratki elementi, odnosno elementi kojima je vitkost $\lambda \leq 25$, te odnos stranica $h \leq 4b$, proračunavaju se ne uzimajući u obzir imperfekcije:

$e_{min} \geq \begin{cases} \frac{h}{30}; \frac{b}{30} \\ 20mm \end{cases}$ imperfekcije od netočnosti izvedbe.



Slika 5.9. Poprečni presjek naprezan centričnom tlačnom silom.

Kod dimenzioniranja elemenata na uzdužnu silu uvjet nosivosti elementa zadovoljen je ako je proračunska vrijednost utjecaja, Ed, manja od odgovarajuće računske nosivosti, Rd ili jednaka njoj, Uz pretpostavku zajedničke nosivosti betona i čelika izraz za centrično opterećen element glasi:

$$N_{Ed} \le N_{Rd} \qquad (5.26)$$

gdje je

N_{Rd} – proračunska otpornost elementa na tlačnu silu;

N_{Ed} – proračunska vrijednost tlačne sile $N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_g + \gamma_Q \cdot N_q$

$$N_{Ed} = A_c \cdot \sigma_c + A_s \cdot \sigma_s$$

Za punu iskorištenost betona ε_c = -2.0 ‰ i čelika proizlazi:

$$N_{Ed} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \qquad (5.27)$$

Potrebna uzdužna armatura računa se po izrazu:

$$A_s = \frac{N_{Ed} - A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (5.28)$$

Izraz (5.28) nije na strani sigurnosti jer ne oduzima površinu armature od površine betona. Točniji izraz glasi:

$$N_{Ed} = (A_c - A_s) \cdot \sigma_c + A_s \cdot \sigma_s = (A_c - A_s) \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \qquad (5.29)$$

Potrebna armatura za presjek opterećen centričnom tlačnom silom iznosi:

$$A_s = \frac{N_{Ed} - A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd} - f_{cd}} \qquad (5.30)$$

Izraz (5.30) vrijedi za vitkost $\lambda \le 25$, tj. za kratke stupove kod kojih ne postoji opasnost od izvijanja. Za vitkosti $\lambda > 25$ opasnost se od izvijanja uzima u obzir kao umanjenje gornjeg izraza koeficijentom k, koji ovisi o vrijednosti vitkosti, tako da iznosi:

$$N_{Ed} = k \cdot \left[(A_c - A_s) \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \right] \qquad (5.31)$$

$$A_s = \frac{(N_{Ed} / k) - A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd} - f_{cd}} \qquad (5.32)$$

Vrijednost k ovisi o tlačnoj čvrstoći betona, količini armature i vitkosti armiranobetonskog stupa. Za neke uobičajene vrijednosti u zgradarstvu izračunate su približne veličine. Vrijednosti k u ovisnosti o vrijednostima vitkosti dane su u tablici 5.2.

λ	e/h=0	e/h=0,1	e/h=0,2	e/h=0,3
25	1,000	0,751	0,629	0,533
30	0,898	0,729	0,611	0,520
35	0,861	0,705	0,592	0,506
40	0,824	0,68	0,573	0,492
45	0,786	0,654	0,552	0,476
50	0,749	0,627	0,531	0,461
55	0,712	0,598	0,51	0,445
60	0,675	0,569	0,489	0,429
65	0,640	0,541	0,468	0,413
70	0,603	0,514	0,448	0,397
75	0,568	0,488	0,428	0,381
80	0,535	0,464	0,409	0,366
85	0,503	0,440	0,390	0,351
90	0,474	0,417	0,373	0,337
95	0,447	0,396	0,356	0,323
100	0,421	0,376	0,339	0,309
105	0,398	0,357	0,324	0,296
110	0,376	0,339	0,309	0,284
115	0,355	0,322	0,295	0,272
120	0,336	0,306	0,282	0,260
125	0,318	0,291	0,269	0,250
130	0,301	0,277	0,257	
135	0,286	0,264		
140	0,271	0,252		

Tablica 5.2 Koeficijenti k u ovisnosti o vitkosti i ekscentričnosti djelovanja uzdužne sile

Minimalne dimenzije tlačnih elemenata jesu:

20 cm - za stup izveden na licu mjesta

14 cm - za predgotovljeni tlačni element.

Minimalna površina uzdužne armature proračuna se po izrazu:

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0.003\ A_c \qquad (5.33)$$

a za najmanji profil treba uzeti ϕ 12 mm.

Maksimalna količina armature na mjestu nastavaka može biti:

$$A_{s,max} = 0.08\ A_c \qquad (5.34)$$

Najmanji profil spona je ϕ 6 mm, ali ne manji od 1/4 ϕ (uzdužne armature).
Razmak spona treba biti prema EN 1992:

$$s \leq b \leq 12\ \phi_u \leq 300 \text{ mm} \qquad (5.35)$$

gdje je:

b - manja stranica presjeka

ϕ_u - promjer najtanje uzdužne šipke.

Razmak spona prema EN 1998:

$$s \le b_0/2 \le 8\,\phi_u \le 175 \text{ mm} \qquad (5.36)$$

gdje je:

b_0 - najmanja dimenzija betonske jezgre (do osi spona)

Razmak spona treba reducirati faktorom 0.6 na duljini kritičnoga područja, l_{cr} prema EN 1998.

$$l_{cr} > \max\{h_c;\ l_{cl}/6;\ 45\text{cm, na duljini preklopa}\} \qquad (5.37)$$

gdje je:

h_c dimenzija najveće stranice presjeka stupa

l_{cl} svijetla visina stupa

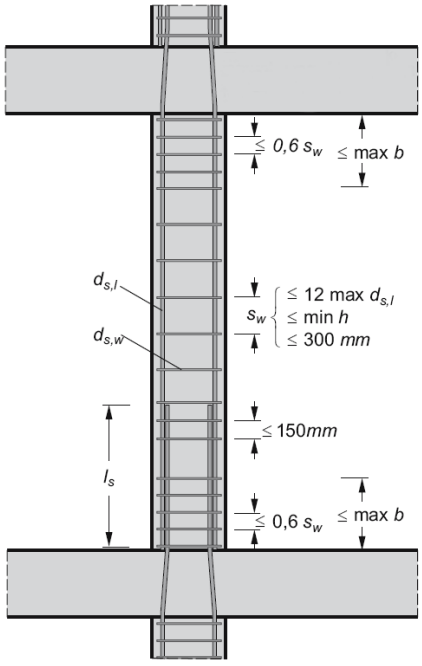
Ako je $l_c / h_c < 3$, cijela se visina primarnog potresnog stupa mora smatrati kritičnim područjem.

Svaku šipku ili grupu šipki u kutu presjeka valja sponama pridržati od izvijanja. Do 5 šipki u kutu ili blizu njega može se osigurati od izvijanja jednom sponom.

U stupovima poligonalnog presjeka mora se, u svakom njegovu kutu, predvidjeti barem jedna uzdužna šipka, a u onima kružnog presjeka barem 6 uzdužnih šipki jednoliko raspoređenih po opsegu spona.



Slika 5.10. Primjeri oštećenja stupova od potresa.



Slika 5.11. Razmak poprečne armature stupa.

Naprezanje u betonu i armaturi kod centrično tlačno opterećenog presjeka:

$$N_{Ed} = F_c + F_s \tag{5.38}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \tag{5.39}$$

$$\frac{\sigma_c}{E_{cm}} = \frac{\sigma_s}{E_s} \tag{5.40}$$

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \sigma_c = \alpha_e \cdot \sigma_c \tag{5.41}$$

$$N_{Ed} = (A_c - A_s) \cdot \sigma_c + A_s \cdot \sigma_s \tag{5.42}$$

$$N_{Ed} = (A_c - A_s) \cdot \sigma_c + A_s \cdot \alpha_e \cdot \sigma_c \tag{5.43}$$

Naprezanje u betonu u trenutku opterećenja t=0.

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{(A_c - A_s) + A_s \cdot \alpha_e} = \frac{N_{Ed}}{A_c + A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{N_{Ed}}{A_{id}} \tag{5.44}$$

Idealna površina poprečnog presjeka:

$$A_{id} = A_c + A_s \cdot (\alpha_e - 1) = A_c + \rho \cdot (\alpha_e - 1) \tag{5.45}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \tag{5.46}$$

Vremenom, zbog puzanja i skupljanja, beton se skraćuje, naprezanje u betonu se smanjuje a naprezanje u armaturi raste. Utjecaj puzanja betona može se približno uzeti preko efektivnog modula elastičnosti:

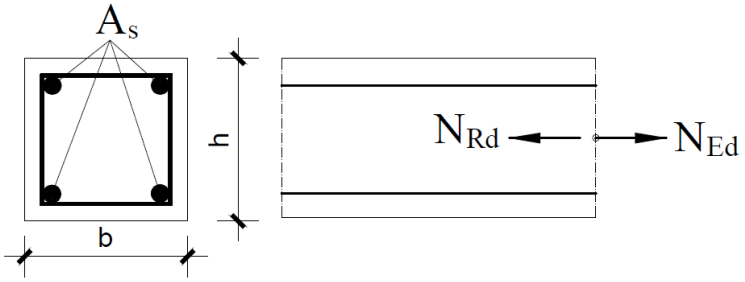
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1.0 + \varphi(t_\infty, t_0)} \tag{5.47}$$

Odnos modula elastičnosti čelika i betona:

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} \text{ za t=0} \tag{5.48}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} \text{ za t=}\infty \tag{5.49}$$

5.3.2 Centrično vlačno naprezani elementi



Slika 5.12. Poprečni presjek naprezan centričnom vlačnom silom.

Sve vlačne sile preuzima armatura. Potrebna uzdužna armatura računa se po izrazu 5.52:

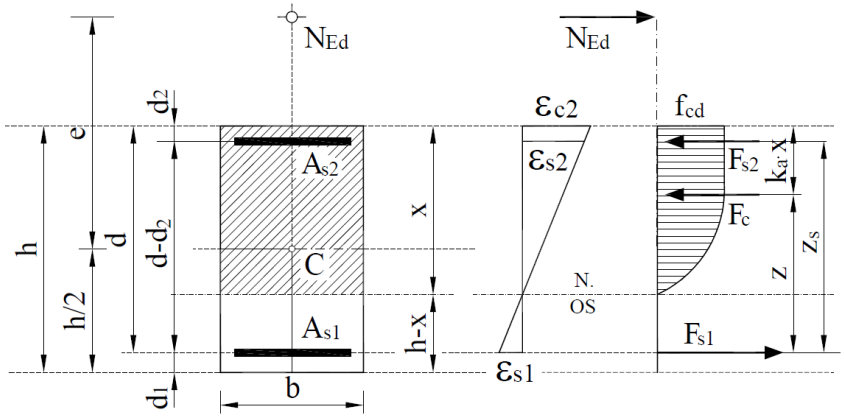
$$N_{Ed} \le N_{Rd} \tag{5.50}$$

$$N_{Ed} = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot f_{yd} \tag{5.51}$$

$$A_s = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{5.52}$$

5.4. Dimenzioniranje pravokutnih presjeka pomoću dijagrama interakcije

Armiranobetonske presjeke naprezane ekscentričnom tlačnom ili vlačnom silom vrlo je jednostavno dimenzionirati upotrebom dijagrama interakcije. Ovi dijagrami konstruirani su za pravokutne i okrugle presjeke naprezane oko jedne glavne osi i oko dvije glavne osi sa i bez uzdužne sile.



Slika 5.13. Poprečni presjek, dijagrami deformacija i naprezanja.

Dijagrami interakcije konstruirani su upotrebom jednadžbi ravnoteže:

$N_{Ed} = N_{Rd}$

$M_{Ed} = M_{Rd}$

Uvrštavanjem vrijednosti za računske nosivosti dolazi se do formula za bezdimenzijske vrijednosti:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \tag{5.53}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{5.54}$$

Iz dijagrama interakcije očita se mehanički koeficijent armiranja ω.

$\omega_1 = \rho_1 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ - mehanički koeficijent armiranja vlačne armature.

$\omega_2 = \rho_2 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ - mehanički koeficijent armiranja tlačne armature.

Dijagrami interakcije su napravljeni za ekscentrični tlak i vlak, za različite čvrstoće armature, za različite omjere d_1/h (d_2/h) te za različite odnose tlačne i vlačne armature $\beta=A_{s2}/A_{s1}$. Za simetričnu armaturu koeficijent $\beta=1$.

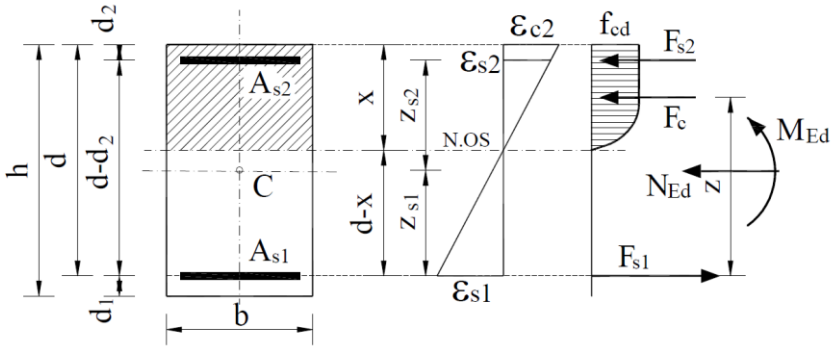
Potrebna armatura računa se po izrazu:

$$A_{s1} = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot h \tag{5.55}$$

$$A_{s2} = \beta \cdot A_{s1} \tag{5.56}$$

5.5. Dimenzioniranje pravokutnih presjeka na ekscentrični tlak

Proračun se može provoditi prema postupku Wuczkowskog upotrebom tablica za dimenzioniranje pravokutnih presjeka naprezanih na savijanje.



Slika 5.14. Presjek opterećen na ekscentrični tlak.

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_{s1} \tag{5.57}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{5.58}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Eds}}{z \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{5.59}$$

Ukoliko je $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$ ili ($\mu_{Ed} > \mu_{lim}$) presjek se mora dvostruko armirati.

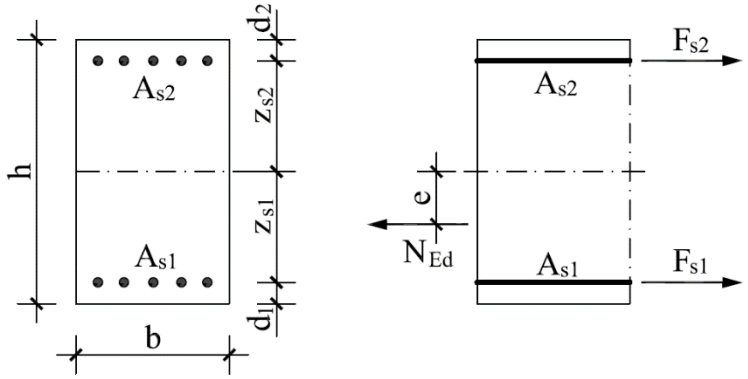
$$A_{s1} = \frac{M_{Rds,lim}}{(\zeta_{lim} \cdot d) f_{yd}} + \frac{M_{Eds} - M_{Rds,lim}}{(d - d_2) f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{5.60}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Eds} - M_{Rds,lim}}{(d - d_2) f_{yd}} \tag{5.61}$$

5.6. Dimenzioniranje pravokutnih presjeka na ekscentrični vlak

5.6.1 Vlačna sila djeluje između armatura (mali ekscentricitet)

Cijeli je presjek opterećen na vlak (mali ekscentricitet). Računska vlačna sila se u odnosu udaljenosti dijeli na sile u armaturi.



Slika 5.15. Element opterećen ekscentričnom vlačnom silom.

Iz sume momenata na težište gornje i donje armature možemo dobiti izraze za potrebnu armaturu.

$$\sum M_{s1} = 0 \quad \Rightarrow \quad N_{Ed} \cdot (z_{s1} - e) = F_{s2} \cdot (z_{s1} + z_{s2}) \tag{5.62}$$

$$\sum M_{s2} = 0 \quad \Rightarrow \quad N_{Ed} \cdot (z_{s2} + e) = F_{s1} \cdot (z_{s1} + z_{s2}) \tag{5.63}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd}; \quad F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} \tag{5.64}$$

Potrebna armatura:

$$A_{s2} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s1} - e}{z_{s1} + z_{s2}} \text{ gornja armatura (prema slici 5.15.)} \tag{5.65}$$

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s2} + e}{z_{s1} + z_{s2}} \text{ donja armatura (prema slici 5.15.)} \tag{5.66}$$

Primjer proračuna na ekscentrični vlak - mali ekscentricitet

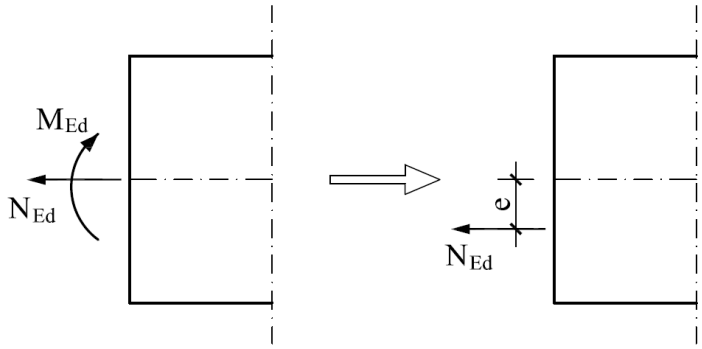
Ulazni podaci:

Armatura B500B

Visina presjeka: $h = 40$ cm

Udaljenost do težišta armature: $d_1 = 5$ cm

Računske unutarnje sile: $M_{Ed} = 40$ kNm; $N_{Ed} = 700$ kN



Slika 5.16. Element opterećen ekscentričnom vlačnom silom – mali ekscentricitet.

Računska granica popuštanja čelika $f_{yd} = \frac{f_y \cdot 0.1}{1.15} = \frac{500 \cdot 0.1}{1.15} = 43.48$ kN/cm^2

Ekscentricitet sile:

$e = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{N_{Ed}} = \frac{40 \cdot 100}{700} = 5.71$ cm

$z_{s1} = \frac{h - 2 \cdot d_1}{2} = \frac{40 - 2 \cdot 5}{2} = 15$ m

$z_{s2} = z_{s1} = 15$ cm

Sila se nalazi između armatura. Cijeli presjek je u vlaku.

$e \leq z_{s1} \quad \rightarrow \quad 5.71 \leq 15$

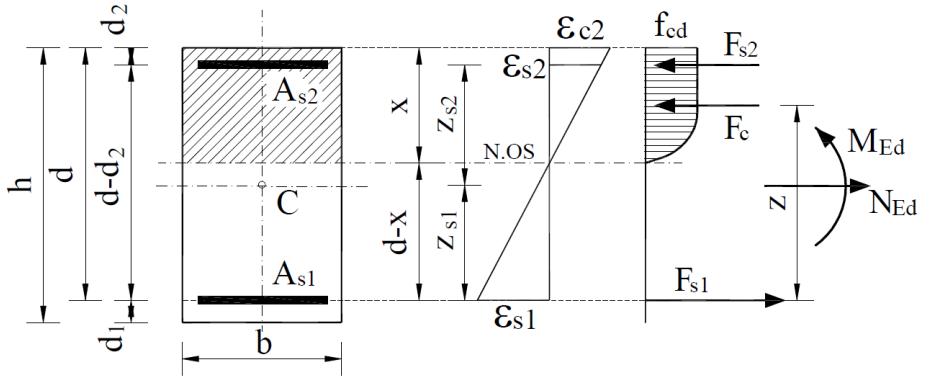
Potrebna armatura prema slici 5.15.:

$A_{s1} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s2} + e}{z_{s1} + z_{s2}} = \frac{700}{43.48} \cdot \frac{15 + 5.71}{15 + 15} = 11.12$ cm^2

$A_{s2} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s1} - e}{z_{s1} + z_{s2}} = \frac{700}{43.48} \cdot \frac{15 - 5.71}{15 + 15} = 4.98$ cm^2

5.6.2 Vlačna sila djeluje izvan presjeka (veliki ekscentricitet)

Proračun se može provoditi prema postupku Wuczkowskog upotrebom tablica za dimenzioniranje pravokutnih presjeka naprezanih na savijanje.



Slika 5.17. Presjek opterećen na ekscentrični vlak.

Moment savijanja s obzirom na težište vlačne armature bit će:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} \tag{5.67}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{5.68}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Eds}}{z \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{5.69}$$

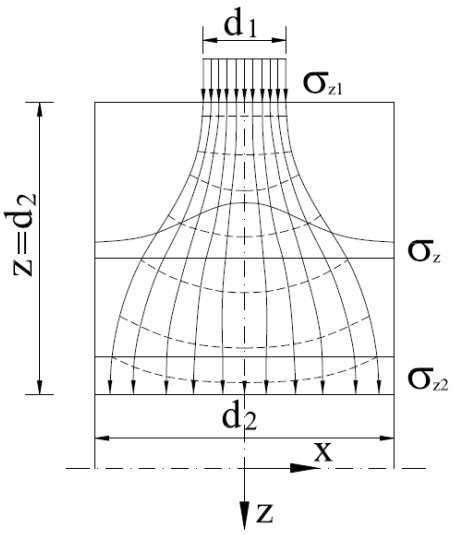
Ukoliko je $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$ ili ($\mu_{Ed} > \mu_{lim}$) presjek se mora dvostruko armirati.

$$A_{s1} = \frac{M_{Rds,lim}}{(\zeta_{lim} \cdot d) f_{yd}} + \frac{M_{Eds} - M_{Rds,lim}}{(d - d_2) f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{5.70}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Eds} - M_{Eds,lim}}{(d - d_2) f_{yd}} \tag{5.71}$$

5.7. Lokalna tlačna naprezanja

Lokalna tlačna naprezanja pojavljuju se u području elementa gdje se predaje vanjska sila u element preko smanjene površine. Lokalna tlačna naprezanja pojavljuju se u području elementa gdje se predaje vanjska sila u element preko smanjene površine. Na primjer na mjestu uvođenja sile prednapinjanja, ili kod ležajeva na mostu. Lokalna tlačna naprezanja rasprostiru se u dubinu elementa, pa je na dubini $z \approx h$ njihova raspodjela približno konstantna po cijeloj širini elementa. Tlak se rasprostire u oba pravca.

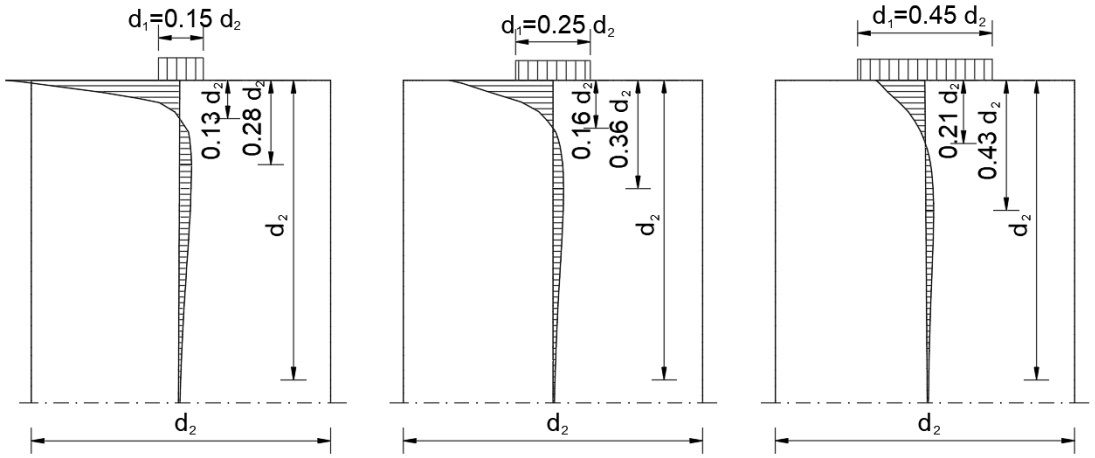


Slika 5.18 Rasprostiranje tlačnih naprezanja

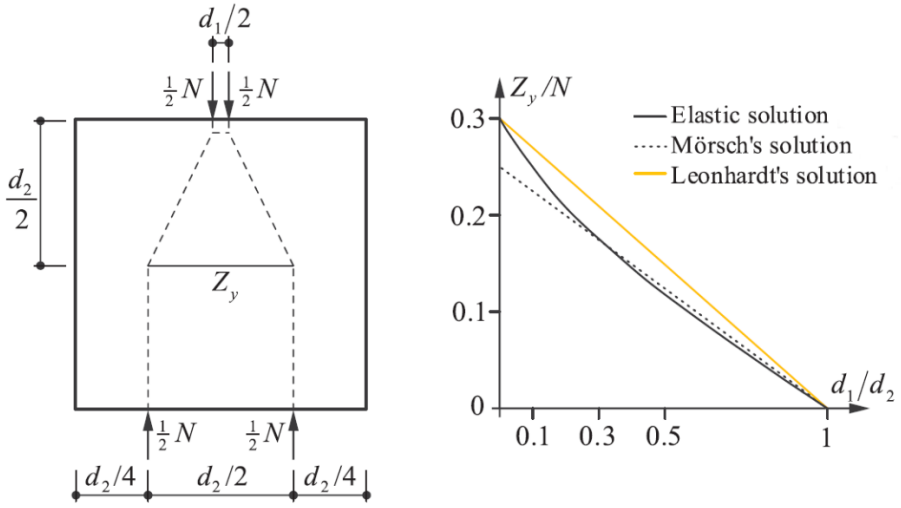
Za veće dimenzije presjeka elementa na koje djeluje lokalno naprezanje koje može biti i nesimetrično ili za djelovanje više lokalnih naprezanja, površina rasprostiranja može biti i manja od površine presjeka elementa, pa ju je za svaki konkretan slučaj djelovanja potrebno odrediti. Nagib rasprostiranja uzima se približno 1:2, s tim da bude $b_2 \leq 3b_1$ i $d_2 \leq 3d_1$.
Zbog otklona trajektorija tlaka σ_z dolazi do pojave vlačnih naprezanja σ_x okomito na trajektorije tlaka.

Do dubine $z \approx 0.1 \cdot d_2$ od površine naprezanja σ_x su tlačna, a za dubine $z > 0.1 \cdot d_2$ ona su vlačna. Oblik dijagrama naprezanja σ_x po dubini i položaj najvećeg vlačnog naprezanja ovisi o odnosu d_1/d_2. Najveća vlačna naprezanja mogu se dobiti prema empirijskom izrazu:

$$\sigma_x \approx 0.508 \cdot \frac{F_0 \left(d_1 - d_0 \right)}{b_1 \cdot d_1^2} \qquad (5.72)$$



Slika 5.19 Dijagram naprezanja σ_x po dubini za razne odnose d_1/d_2.



Slika 5.20 Dijagram naprezanja po dubini.

Ukupna vlačna sila cijepanja u elementu na visini elementa z izračunava se iz odnosa:

$$Z:\frac{N}{2}=\left(\frac{d_2}{4}-\frac{d_1}{4}\right):\frac{d_2}{2} \tag{5.73}$$

Iz čega je:

$$Z=0.25\cdot N\left(1-\frac{d_1}{d_2}\right) \tag{5.74}$$

Tako dobivena sila cijepanja nešto je manja od izračunane po empirijskoj formuli koja se preporučuje za upotrebu (Leonhardt i Mönnig [20]):

$$Z=0.3\cdot N\left(1-\frac{d_1}{d_2}\right) \tag{5.75}$$

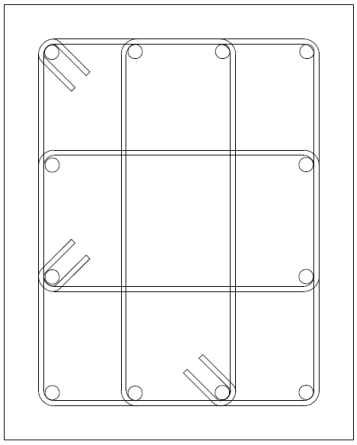
Računska sila cijepanja bit će:

$Z_d = 1.35\ Z_G + 1.5\ Z_Q$.

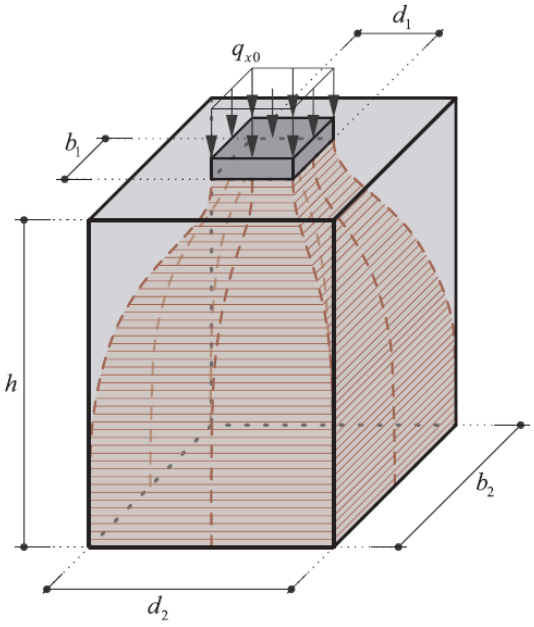
Potrebna poprečna armatura u obliku spona iznosi:

$$A_{sw}=\frac{Z_d}{f_{yd}} \tag{5.76}$$

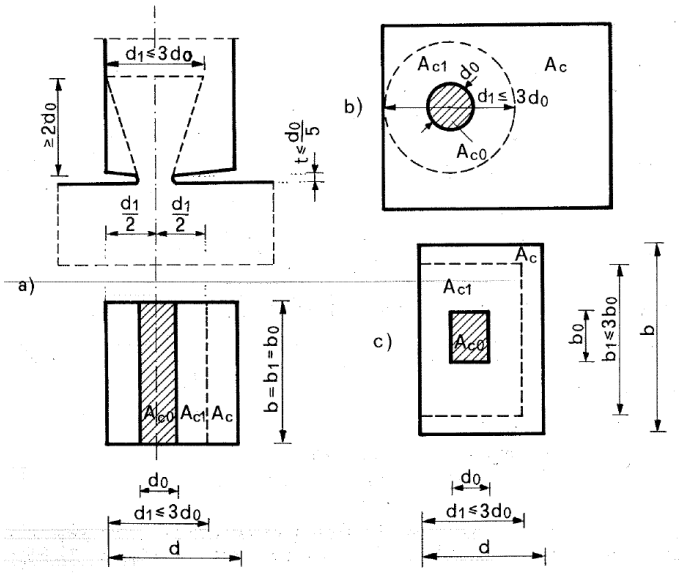
Za drugi smjer proračun je analogan. Izračunata armatura mora biti pravilno usidrena te ju je potrebno rasporediti po visini d_2.



Slika 5.21 Armatura za sile cijepanja.



Slika 5.22 Rasprostiranje tlačnih naprezanja.

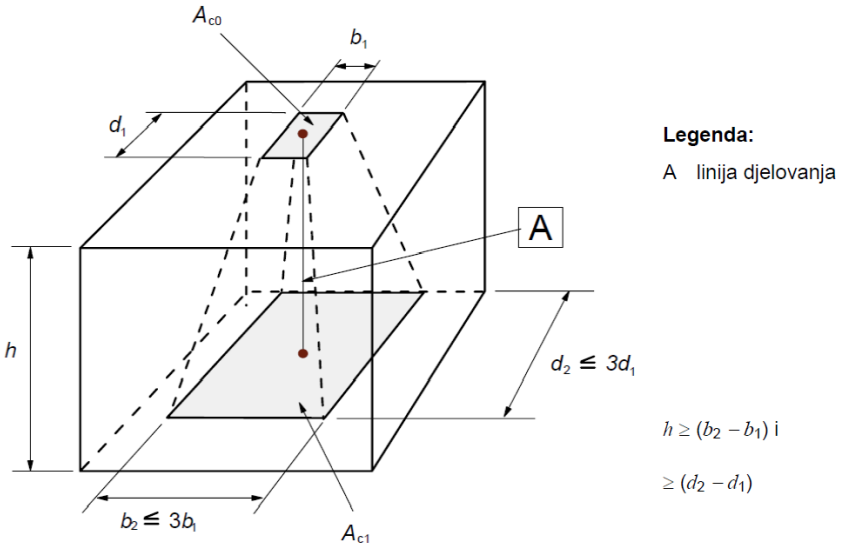


Slika 5.23 Površine rasprostiranja kod nesimetričnih tlačnih naprezanja.

Djelomično opterećene ploštine

Za djelomično opterećene ploštine treba uzeti u obzir lokalno drobljenje i poprečne vlačne sile. Za jednoliko raspodijeljeno opterećenje na ploštini A_{c0} koncentrirana se sila otpornosti može odrediti:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \qquad (5.77)$$



Slika 5.24 Proračunska raspodjela za djelomično opterećene ploštine.

gdje je:

A_{c0} opterećena ploština

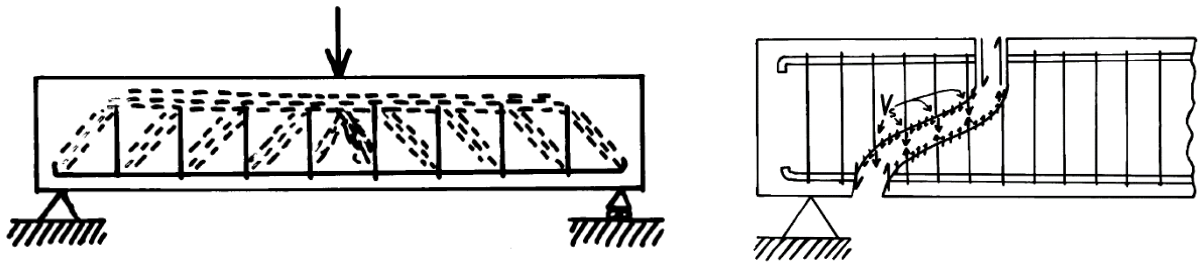
A_{c1} najveća proračunska ploština rasprostiranja oblika sličnog ploštini A_{c0}.

5.8. Proračun na poprečne sile

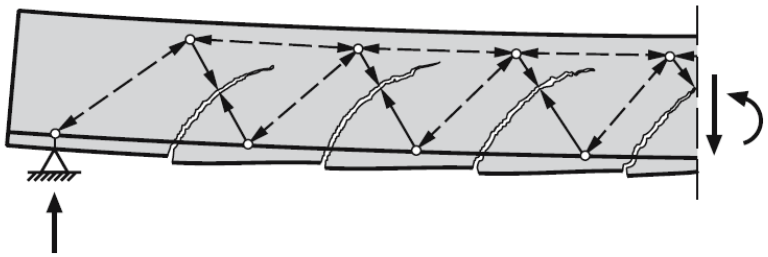
Prvi postupak proračuna na poprečne sile bazirao se na Mörsch-Ritterovoj analogiji s rešetkom u kojoj se pretpostavlja:

- pojasi rešetke paralelni su za nosač konstantne visine;
- štapovi rešetke zglobno su spojeni u čvorovima;
- tlačni štapovi ispune pod nagibom su od 45° prema uzdužnoj osi;
- vlačni štapovi ispune čine spone, kose šipke ili njihova kombinacija.

Kasnijim istraživanjima utvrđeno je da beton i uzdužna armatura daju doprinos nosivosti elemenata na poprečne sile te je uvedena poboljšana Mörsch-Ritterovsa analogija s rešetkom. Metoda je uvedena u prednormu ENV 1992-1-1 pod nazivom „standardna metoda“



Slika 5.25 Mörschova rešetka - nosivi mehanizam s vertikalnim sponama.



Slika 5.26 Rešetkasti model - nosivi mehanizam s kosim sponama.

Proračun elemenata na poprečne sile prema HRN EN 1992-1-1 provodi se prema rešetkastom modelu sa slobodnim odabirom nagiba tlačnih štapova. Nagib tlačnih štapova odabire se između 21.8° i 45°. Metoda se bazira na teoriji plastičnosti. Pretpostavlja se unutarnja duktilnost elementa radi preraspodjele sila na tlačne i vlačne štapove rešetke.

Uvjet nosivosti na poprečne sile:

$$V_{Ed} \le V_{Rd} \tag{5.78}$$

V_{Ed} – računska poprečna sila $V_{Ed} = \left(V_G \cdot \gamma_G + V_Q \cdot \gamma_Q\right)$

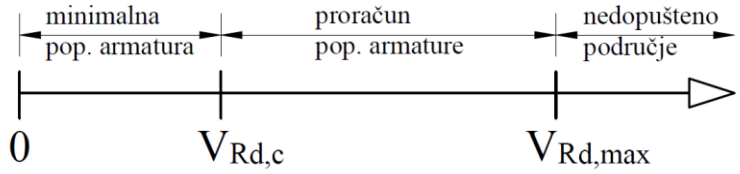
V_{Rd} – računska nosivost na poprečne sile

Računska poprečna sila proračunava se na udaljenosti “a” od osi ležaja:

$$V'_{Ed} = V_{Ed} - a \cdot \left(\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q\right) = V_{Ed} - a \cdot q_{Ed} \tag{5.79}$$

$$a = \frac{b_{supp}}{2} + d$$

i može se nalaziti u slijedećim granicama:



Slika 5.27 Područja poprečnih sila.

Razlikujemo dva prihvatljiva područja u kojima se može nalaziti računska poprečna sila. Područje 1 i područje 2:

- područje 1 $V_{Ed} \le V_{Rd,c}$ - potrebno je postaviti minimalnu poprečnu armaturu
- područje 2 $V_{Rd,c} < V_{Ed} \le V_{Rd,max}$ - potreban je proračun poprečne armature
- područje 3 $V_{Ed} > V_{Rd,max}$ - nedopušteno područje.

Proračunska nosivost na poprečnu silu elementa bez poprečne armature dana je izrazima:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \ge V_{Rd.c.min} \qquad (5.80)$$

$$V_{Rd,c} \ge V_{Rd,c,min} = \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b \cdot d \qquad (5.81)$$

$V_{Rd,c}$ – proračunska otpornost presjeka na poprečnu silu bez poprečne armature. Posmična naprezanja preuzima beton i uzdužna armatura. Vrijednosti za f_{ck} i σ_{cp} upisuju se u N/mm^2.

Gdje je:

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.5 = 0.12$ (5.82)

$k_1 = 0.15$

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2.0$ (statičku visinu d upisati u mm) (5.83)

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \times d} \le 0.02$ - koeficijent armiranja uzdužne armature sidrene za najmanje (l_{bd}+d) iza promatranog presjeka.

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \le 0.2 \cdot f_{cd}$ - središnje tlačno naprezanje (N/mm^2)

N_{Ed} – uzdužna sila u presjeku. (N_{Ed} je pozitivna za tlačno a negativna za vlačno naprezanje)

A_c – ploština betonskog presjeka (mm^2)

b – najmanja širina poprečnog presjeka. Za grede $b=b_w$ (mm)

d – statička visina poprečnog presjeka (mm)

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \qquad (5.84)$$

Najveća računska poprečna sila koja se može preuzeti bez otkazivanja tlačnih štapova:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{ctg\Theta + tg\Theta} \qquad (5.85)$$

Gdje je:

Θ - kut između betonskog tlačnog štapa i osi grede

Preporučene vrijednosti za kut Θ dane su izrazom

$$1 \le ctg\Theta \le 2.5$$

Što znači da je kut u rasponu:

$$21.8° \le \Theta \le 45°$$

α_{cw} - koeficijent koji uzima u obzir stanje naprezanja u tlačnom pojasu. Za elemente bez uzdužne tlačne sile $\alpha_{cw} = 1$

Ako postoji tlačna sila u gredi, α_{cw} računa se prema izrazima:

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{za} \quad 0 < \sigma_{cp} \le 0.25 \cdot f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1.25 \quad \text{za} \quad 0.25 < \sigma_{cp} \le 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{za} \quad 0.5 < \sigma_{cp} \le 1 \cdot f_{cd}$$

v_1 – koeficijent smanjenja čvrstoće za beton raspucan posmikom:

$$v_1 = 0.6 \cdot \left(1 - f_{ck} / 250\right) \qquad (5.86)$$

Ako je proračunsko naprezanje poprečne armature manje od 80% karakterističnog naprezanja pri popuštanju $f_{ywd} < 0.8 \cdot f_{ywk}$, tada se može uzeti:

$$v_1 = 0.6 \quad \text{za} \ f_{ck} \le 60\ MPa$$

$$v_1 = 0.9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0.5 \ \text{za} \ f_{ck} \ge 60\ MPa \quad (f_{ck} \text{ u } N/mm^2)$$

z – krak unutarnji sila. U proračunu posmika grede bez uzdužne sile smije se koristiti izraz:

$$z = 0.9 \cdot d$$

Što je kut Θ manji to će biti i manja količina potrebne poprečne armature. Smanjenjem kuta Θ povećat će se dodatna vlačna sila ΔF_{td} i veći pomak dijagrama vlačnih sila. Za gredne elemente kod koji se koriste vertikalne spone preporučuju se sljedeće vrijednosti za ctg Θ.

- ctg Θ= 1.2 za čisto savijanje, Θ=39.8°

- ctg Θ= 1.2 za savijanje s tlačnom silom, Θ=39.8°
- ctg Θ= 1.0 za savijanje s vlačnom silom, Θ=45°

Dodatna vlačna sila u uzdužnoj armaturi:

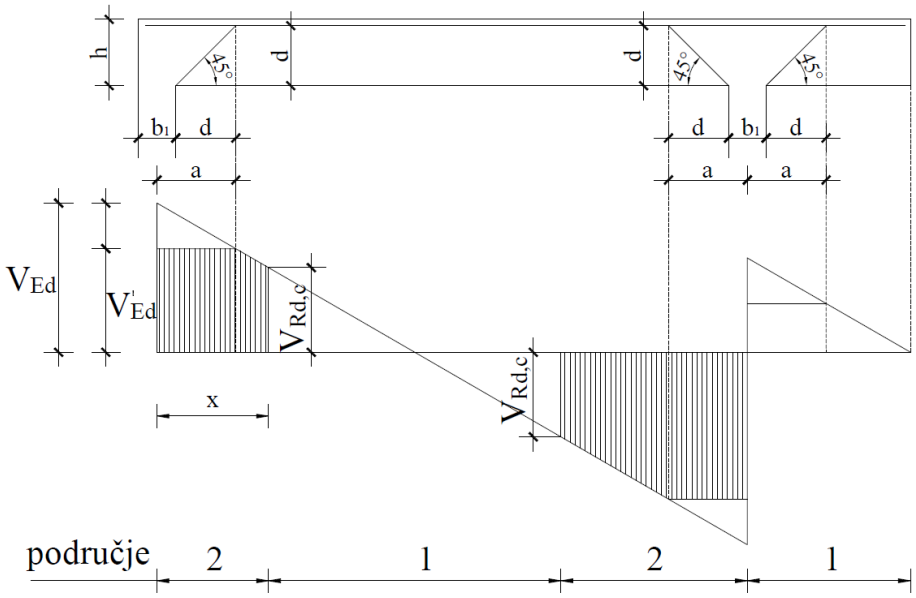
$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot \left(\mathrm{ctg}\Theta - \mathrm{ctg}\alpha\right)$$

α – kut između poprečne armature i osi grede

Kako ne bi došlo drobljenja betona mora vrijediti:

$V_{Ed} < V_{Rd,max}$.

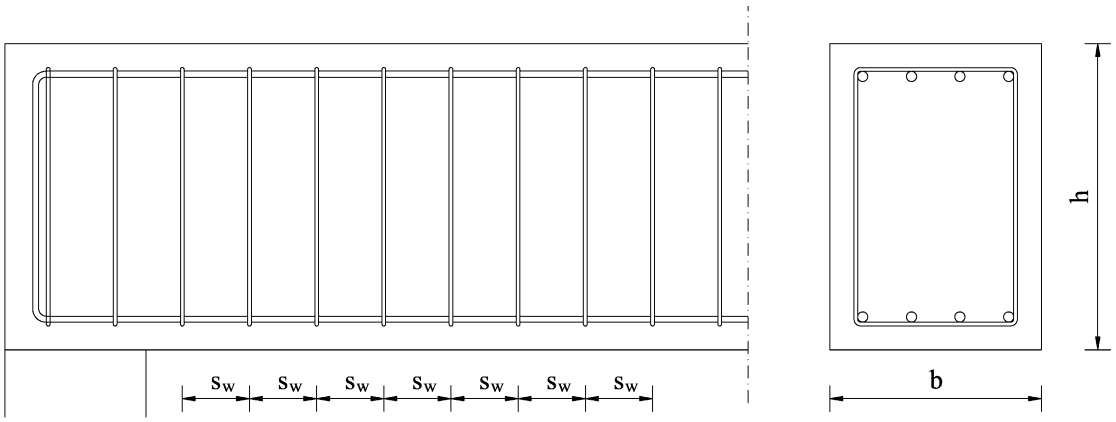
U protivnom nužno je povećati presjek grede (visinu ili širinu) ili razred betona. Poprečnu armaturu potrebno je proračunati za prihvaćanje poprečnih sila ako je $V_{Rd,c} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$



Slika 5.28 Reducirani dijagram poprečnih sila na primjeru grede s jednim prepustom.

Na slici su prikazana područja poprečnih sila. U području 1, gdje je poprečna sila $V_{Ed} < V_{Rdc}$ postavlja se minimalna armatura. U području 2 gdje je $V_{Rdc} < V_{Ed} \leq V_{Rdmax}$ potrebno je proračunati poprečnu armaturu. Granica između područja je V_{Rdc}, a udaljenost od osi ležaja do granice "x" određuje se:

$$V_{Rdc} = V_{Ed} - q_{Ed} \cdot x \quad \Rightarrow \quad x = \frac{V_{Ed} - V_{Rd,c}}{q_{Ed}} \tag{5.87}$$



Slika 5.29 Poprečna vertikalna armatura grede.

Metoda slobodnog izbora nagiba tlačnih štapova

Uzima doprinos betona nosivosti na poprečne sile preko nagiba tlačnih dijagonala koji je redovito blaži od 45°. Postupak se sastoji u tome da pretpostavimo profil spona i njihovu reznost „m“ te prema izrazu proračunamo potreban razmak pretpostavljenih spona.

Potreban razmak vertikalnih spona:

$$s_w = \frac{A_{sw,1} \cdot m \cdot f_{yw,d} \cdot 0.9 \cdot d \cdot \mathrm{ctg}\theta}{V_{Ed}} \tag{5.88}$$

Potreban razmak kosih spona:

$$s_w = \frac{A_{sw,1} \cdot m \cdot f_{yw,d} \cdot 0.9 \cdot d \cdot \sin\alpha}{V_{Ed}} \left(\mathrm{ctg}\theta + \mathrm{ctg}\alpha\right) \tag{5.89}$$

gdje je:

α -kut nagiba spona u odnosu na uzdužnu os.

m -reznost

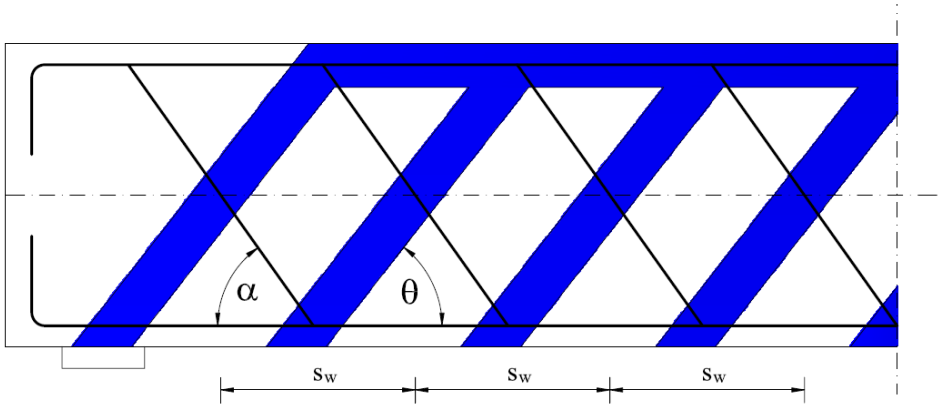
$A_{sw} = A_{sw}^1 \cdot m$

$f_{yw,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ – računska čvrstoća armature za spone.

$z = 0.9 \cdot d$ – krak unutarnjih sila.

Kod elemenata s kosom poprečnom armaturom granična nosivost na poprečne sile iznosi:

$$V_{Rd\,max} = \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\mathrm{ctg}\theta + \mathrm{ctg}\alpha}{1 + \mathrm{ctg}^2\theta} \tag{5.90}$$



Slika 5.30 Kutevi nagiba tlačnih i vlačnih dijagonala zamišljene rešetke.

Nakon raspucavanja nosača, sila u donjem pojasu, odnosno sila u armaturi iznosi:

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} + 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot \left(\mathrm{ctg}\theta - \mathrm{ctg}\alpha\right) \qquad (5.91)$$

Pri tome treba paziti da sila $F_{Ed} < \frac{M_{Ed,max}}{z}$

Gdje je $M_{Ed,max}$ najveći proračunski moment uzduž grede.

Ukoliko hrbat sadrži injektirane metalne cijevi promjera $\phi > b_w / 8$ proračun na poprečne sile treba provesti s reduciranom širinom hrpta:

$$b_{w,nom} = b_w - 0.5\sum\phi \qquad (5.92)$$

Gdje je ϕ vanjski promjer cijevi.

Za injektiranu metalnu cijev $\phi \le b_w / 8$ može se uzeti:

$$b_{w,nom} = b_w$$

Kada se cijev ne injektira i kada se injektira plastična cijev nazivna debljina hrpta je:

$$b_{w,nom} = b_w - 1.2\sum\phi \qquad (5.93)$$

Koeficijent armiranja poprečnom armaturom za preuzimanje poprečne sile:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \ge \rho_{w,min} \qquad (5.94)$$

Gdje je:

$A_{sw} = A_{sw}^1 \cdot m$ - ploština presjeka svih spona na duljini s_w i širini b_w

s_w – razmak spona

b_w – širina hrpta grede

α- kut između poprečne i uzdužne armature

Minimalna poprečna armatura $A_{sw,min}$ (=maksimalni razmak odabranih spona):

Minimalna armatura se mora postaviti čak i onda kad proračun pokaže da ona nije potrebna. Postoje dva uvjeta za odabir minimalne armature. Potrebno je proračunati najveći razmak po oba kriterija i odabrati manji.

1. uvjet:

Prema EN 1992-1-1: $\rho_{w,min} = 0.08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$ (5.95)

Prema hrvatskom nacionalnom dodatku: $\rho_{w,min} = 0.15\frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$ (5.96)

Najveći razmak spona:

$$s_{w,max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \quad (5.97)$$

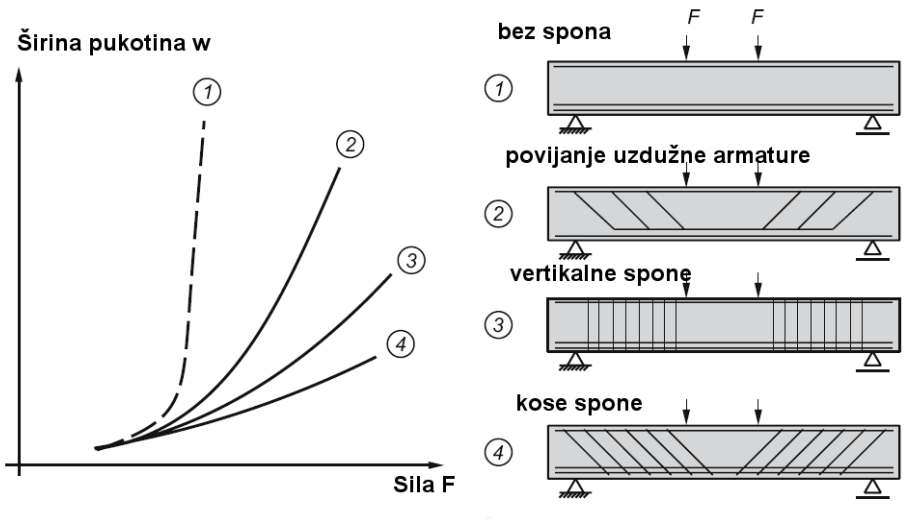
2. uvjet:

Vrijednost proračunske poprečne sile V_{Ed}	Razred tlačne čvrstoće betona	
	≤ C50/60 ≤ LC50/55	**≥ C 55/67 ≥ LC 55/60**
	Uzdužni razmak spona $s_{w,max}$	
$0 < V_{Ed} \le 0.3V_{Rd,max}$	0.75·d ≤ 30cm	0.75·d ≤ 20cm
$0.3V_{Rd,max} < V_{Ed} \le 0.6V_{Rd,max}$	0.55·d ≤ 30cm	0.55·d ≤ 20cm
$0.6V_{Rd,max} < V_{Ed} \le V_{Rd,max}$	0.3·d ≤ 20cm	

Tablica 5.3 Najveći razmaci spona u smjeru glavne armature, ovisno o veličini računske poprečne sile.

Vrijednost proračunske poprečne sile V_{Ed}	Razred tlačne čvrstoće betona	
	≤ C50/60 ≤ LC50/55	**≥ C 55/67 ≥ LC 55/60**
	Poprečni razmak spona $s_{wt,max}$	
$0 < V_{Ed} \le 0.3V_{Rd,max}$	0.75·d ≤ 60cm	0.75·d ≤ 40cm
$0.3V_{Rd,max} < V_{Ed} \le 0.6V_{Rd,max}$	0.75·d ≤ 60cm	0.75·d ≤ 40cm
$0.6V_{Rd,max} < V_{Ed} \le V_{Rd,max}$	0.3·d ≤ 20cm	

Tablica 5.4 Najveći poprečni razmaci spona $s_{wt,max}$.



Slika 5.31 Utjecaj načina armiranja na širine pukotina u hrptu.

Poprečna armatura u pločama

Ploča s poprečnom armaturom treba imati debljinu najmanje 200 mm.

U pločama s $V_{Ed} \le 1/3V_{Rd,max}$ smije se poprečna armatura u cjelini sastojati od povinutih šipki ili od koša poprečne armature.

Najveći uzdužni razmak spona u nizu dan je izrazom:

$$s_{max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \qquad (5.98)$$

gdje je α kut nagiba poprečne armature.

Najveći uzdužni razmak povinutih šipki dan je izrazom:

$$s_{max} = d \qquad (5.99)$$

Najveći poprečni razmak poprečne armature ne treba biti veći od 1.5 d.

5.9. Dimenzioniranje presjeka na moment torzije

Naprezanje elemenata samo momentima torzije vrlo je rijetko u konstrukcijama. Torzijske momente obično prate momenti savijanja s normalnim silama i bez njih, te poprečne sile. U skladu s tim provjera nosivosti elemenata provodi se za:

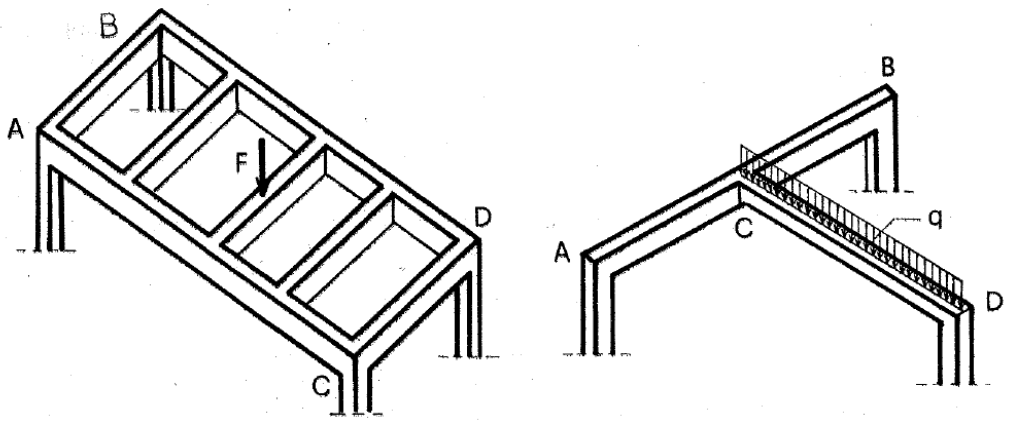
- naprezanje momentom torzije;
- naprezanje momentom torzije i momentom savijanja;
- naprezanje momentom torzije i poprečnom silom;
- naprezanje momentom torzije, momentom savijanja i poprečnom silom.

S obzirom na značenje, a potom i daljnje tretiranje, razlikuju se:

- kompatibilna (sekundama) i
- ravnotežna (primarna) torzija.

Torzija u elementima A-C i B-D

Torzija u elementu A-B



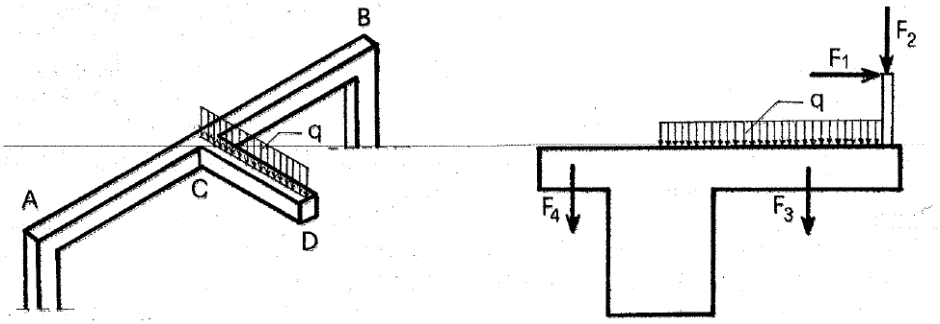
Slika 5.32 Primjeri kompatibilne torzije.

Kompatibilna je torzija ona torzija u armiranobetonskim konstrukcijama koja nastaje zbog monolitnog spoja između elemenata, a nije prijeko potrebna za ravnotežu, pa se za granično stanje nosivosti može zanemariti. Zbog naprezanja torzijom u elementima nastaju dugotrajne plastične deformacije, te raspucavanje, što znatno smanjuje torzijsku krutost. Posljedica je toga znatno smanjenje momenta torzije ili njegovo potpuno iščezavanje i odgovarajući porast momenata savijanja shodno uvjetima ravnoteže.

Ravnotežna se torzija u konstrukciji pojavljuje da bi uvjeti ravnoteže bili zadovoljeni. Ta torzija djeluje istim intenzitetom za stanje naprezanja I (bez pukotina) i za stanje naprezanja II (pojava pukotina), a za konstantno opterećenje, tj. ne smanjuje se opadanjem torzijske krutosti. Ako je u pitanju ravnotežna torzija, proračun na torziju mora uvijek biti proveden.

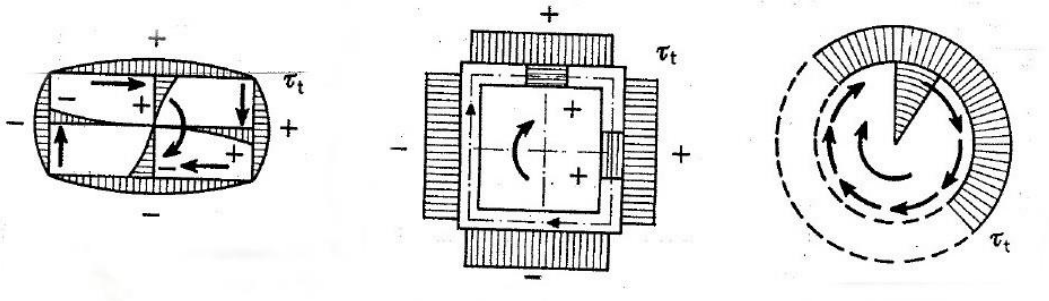
Torzija u elementu A-B

Torzija u gredi T-presjeka



Slika 5.33 Primjeri ravnotežne torzije.

Lom grede opterećene torzijskim momentom nastupa preko vitoperne plohe. Torzija izaziva posmična naprezanja koja čine glavna vlačna i glavna tlačna naprezanja. Za preuzimanje momenta torzije potrebno je osigurati i uzdužnu i poprečnu armaturu. Spone za preuzimanje torzije moraju se preklapati preko jedne stranice te u uglovima obavezno imati uzdužnu armaturu. Razmak uzdužnih šipki ne bi smio biti veći od 20cm.



Slika 5.34 Dijagrami posmičnih naprezanja od momenta torzije za neke poprečne presjeke.

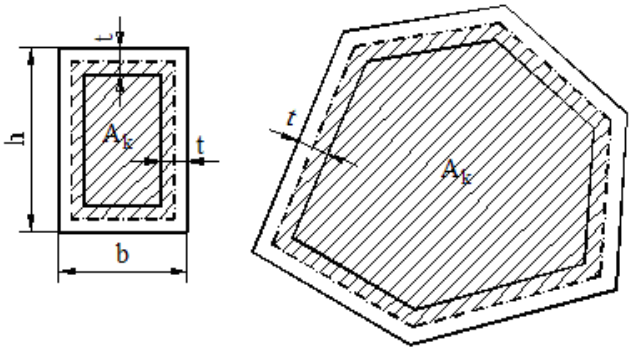
Prilikom proračuna elemenata naprezanih torzijom potrebno je zadovoljiti sljedeće uvjete:

$T_{Ed} \le T_{Rdc}$ – nosivost betona bez poprečne armature

$T_{Ed} \le T_{Rd,max}$ – nosivost betonskih tlačnih dijagonala

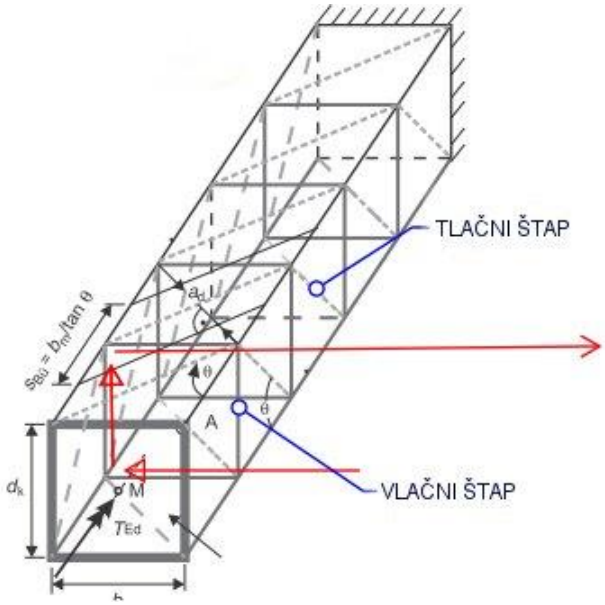
$T_{Ed} \le T_{Rd,s1}$ – nosivost uzdužne armature

$T_{Ed} \le T_{Rd,sw}$ – nosivost poprečne armature



Slika 5.35 Površina A_k

Proračunski model armiranobetonske grede sastoji se od prostorne rešetke. Sile u tlačnim štapovima preuzima beton a sile u vlačnim armatura.



Slika 5.36 Proračunski model za moment torzije.

$$T_{Rd1} = \frac{2\nu' \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t}{ctg\Theta + tg\Theta} \tag{5.100}$$

$$\nu' = 0,7 \cdot \nu = 0,7 \cdot \left(0.7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \ge 0,35 \tag{5.101}$$

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_{swt}^{1} \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot ctg\Theta / s_{wt} \tag{5.102}$$

$$T_{Rd3} = 2 \cdot A_{slt}^{1} \cdot A_k \cdot f_{yld} \cdot tg\Theta / u_k \tag{5.103}$$

Srednji dio punog presjeka ne pridonosi nosivosti na torziju pa se zanemaruje u proračunu.
$t = A/u \geq 2c$ - debljina stjenke zamišljenog ili stvarnog šupljeg presjeka.
A_k - površina unutar srednje konture presjeka uključujući i šupljinu kod cjevastih presjeka.
u_k - opseg jezgre površine A_k.
Izjednačavanjem djelovanja i nosivosti dobit će se razmak spona za preuzimanje torzije, te potrebna površina uzdužne armature.
$T_{Ed} = T_{Rd2}$

Razmak spona za preuzimanje momenta torzije:

$$s_{wT} = \frac{2A_{swt}^{1} \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot ctg\Theta}{T_{Ed}} \leq \frac{u_k}{8} \tag{5.104}$$

$$T_{Ed} = T_{Rd3} \tag{5.105}$$

Potrebna uzdužna armatura za preuzimanje momenta torzije:

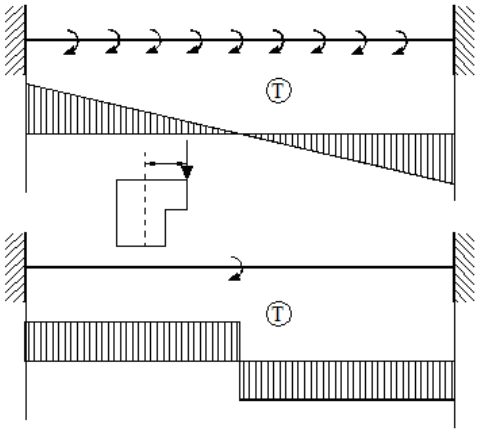
$$A_{slT} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2A_k \cdot f_{yld} \cdot tg\Theta} \tag{5.106}$$

Potrebno je voditi računa da čista torzija gotovo nikada ne nastupa sama, već zajedno s poprečnom silom i savijanjem. Stoga se sile u zamjenskoj proračunskoj rešetki zbrajaju s utjecajima poprečne sile i savijanja. Nosač se proračuna posebno za savijanje, poprečnu silu i za torziju. Nakon toga je potrebno napraviti kontrolu nosivosti tlačnih dijagonala:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \tag{5.107}$$

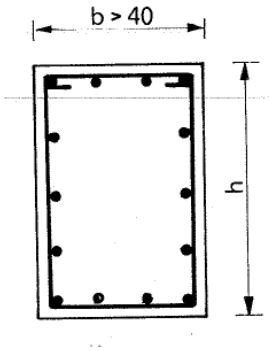
Kada na gredu istovremeno djeluju i poprečne sile i moment torzije, posebno se računaju razmaci od poprečnih sila ($s_{w,V}$), posebno od torzije ($s_{w,T}$), te se konačni razmak spona nalazi koristeći sljedeći izraz:
$V_{Ed} \rightarrow s_{w,V}$ – razmak spona za poprečnu silu
$T_{Ed} \rightarrow s_{w,T}$ – razmak spona za moment torzije

$$s_w = \frac{s_{w,V} \cdot s_{w,T}}{\left(s_{w,V} + s_{w,T}\right)} \tag{5.108}$$



Slika 5.37 Dijagram torzije oblikom odgovara dijagramu poprečnih sila.

Torzijska armatura sastoji se od zatvorenih i za kraću stranicu preklopljenih spona te uzdužnih sipki jednoliko raspoređenih po opsegu spone.



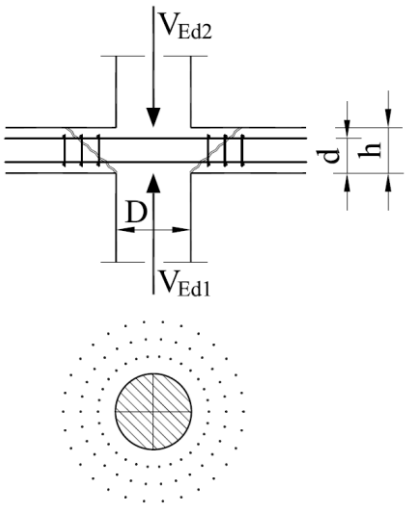
Slika 5.38 Uzdužna i poprečna armatura za preuzimanje momenta torzije.

5.10. Proračun ploča na proboj

Proboj ploča može nastati od koncentriranog opterećenja ili ležajne reakcije koja djeluje na razmjerno maloj površini, kao npr. kod ravnih ploča koje su direktno oslonjene na stupove.

Kod proračuna probojne sile za međukatu ploču u obzir se uzima samo reakcija dotičnog kata.
Probojna sila je razlika sila u stupovima:

$V_{Ed}=V_{Ed1}-V_{Ed2}$



Slika 5.39 Probojna sila je razlika sila u stupovima.

Za proračun proboja nema potpune i pouzdane teorije, stoga se proračuni baziraju na podacima eksperimentalnih istraživanja.
Na mjestu kontrolnog opsega, u_i, odredi se najveće posmično naprezanje, v_{Ed}, izrazom:

$$\nu_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d} \qquad (5.109)$$

β – koeficijent kojim se uzima u obzir utjecaj ekscentričnosti sile proboja u odnosu na kontrolni opseg.

Kod dimenzioniranja na proboj uvjet nosivosti presjeka zadovoljen je ako je proračunska vrijednost djelovanja (posmično naprezanje, v_{Ed}), manja od odgovarajuće proračunske nosivosti (v_{Rd}) ili jednaka njoj:

$E_d \leq R_d$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd} \tag{5.110}$$

Kao i kod dimenzioniranja na poprečnu silu i u slučaju dimenzioniranja na proboj postupak se temelji na dvjema proračunskim vrijednostima nosivosti na proboj:

$v_{Rd,c}$ – proračunska vrijednost otpornosti na posmični proboj bez armature za posmični proboj uzduž promatranog kontrolnog presjeka

$v_{Rd,max}$ – proračunska vrijednost najveće otpornosti na posmični proboj uzduž promatranog kontrolnog presjeka. Ta vrijednost i u ovom slučaju predstavlja nosivost betonskih tlačnih dijagonala.

Kada je:

$$v_{Ed} \leq v_{Rdc} \tag{5.111}$$

nije potreban proračun ploče na proboj, jer je v_{Rdc} granično posmično naprezanje po jedinici duljine kad još nije potrebna armatura za preuzimanje posmičnih naprezanja. v_{Rdc} se odnosi na pojavu prve pukotine u betonu.

Proračunska vrijednost otpornosti bez armature, posmični proboj, $v_{Rd,c}$, određuje se za osnovni kontrolni presjek opsega, u_1 i uvjet nosivosti može se napisati u obliku:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \tag{5.112}$$

$$v_{Rd,c} \geq v_{Rd,c,min} = v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \tag{5.113}$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0.02$$

$$\rho_{1x} = A_{s1x} / (100 \cdot d_x) \text{ i } \rho_{1y} = A_{s1y} / (100 \cdot d_y) \tag{5.114}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \text{(statička visina d u mm)} \tag{5.115}$$

Gdje je:

$v_{Rd,c}$ – proračunska vrijednost otpornosti na posmični proboj bez armature za posmični proboj u N/mm^2

$C_{Rd,c}$ – koeficijent koji iznosi $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C$

k – koeficijent koji uzima u obzir utjecaj visine elementa

ρ_1 – koeficijent armiranja vlačnom armaturom

A_{s1x}, A_{s1y} – ploština vlačne armature u mm^2/m koja prelazi preko osnovnog kontrolnog presjeka i dovoljno je usidrena za smjer x i za smjer y

f_{ck} – karakteristična tlačna čvrstoća betona u N/mm2

k_1 – koeficijent koji iznosi: $k_1 = 0,10$

σ_{cp} – srednje tlačno naprezanje u betonu zbog proračunske uzdužne sile tlačne sile (npr. uslijed prednapinjanja) u N/mm2

d_x, d_y – statička visina poprečnog presjeka u pojedinom smjeru u mm.

Koeficijenti armiranja u dva međusobno okomita smjera ρ_{1y} i ρ_{1y} odnose se na vlačnu čeličnu armaturu u smjerovima x i y. Vrijednosti ρ_{1x} i ρ_{1y} treba proračunati kao srednje vrijednosti uzimajući u obzir širinu ploče jednaku širini stupa povećanu za 3d na svaku stranu.

Koeficijenti armiranja u dva međusobno okomita smjera

$$\rho_{1x} = \frac{A_{s1x}}{b_x d_x},\ \rho_{1y} = \frac{A_{s1y}}{b_y d_y} \tag{5.116}$$

$$\sigma_{cp} = \left(\sigma_{cy} + \sigma_{cz}\right)/2 \tag{5.117}$$

Gdje je:

σ_{cy} i σ_{cz} - normalno naprezanje u betonu u kritičnom presjeku u smjerovima y i z.

Pozitivno ako je naprezanje tlačno. (MPa)

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ i } \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}} \tag{5.118}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \tag{5.119}$$

Proračunska vrijednost najveće otpornosti na posmični proboj, $v_{Rd,max}$, koju preuzima element kontrolira se za opseg stupa, u_0 i uvjet nosivosti može se napisati u obliku:

$$\nu_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \le v_{Rd.max} = 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} \tag{5.120}$$

gdje je:

$v_{Rd,max}$ – proračunska vrijednost najveće otpornosti na posmični proboj u N/mm^2

ν – koeficijent smanjenja čvrstoće za beton raspucan posmikom i određuje se prema izrazu:

$\nu = 0.6 \cdot \left(1 - f_{ck}/250\right)$

gdje se f_{ck} uvrštava u N/mm^2

f_{cd} – proračunska tlačna čvrstoća betona u N/mm^2.

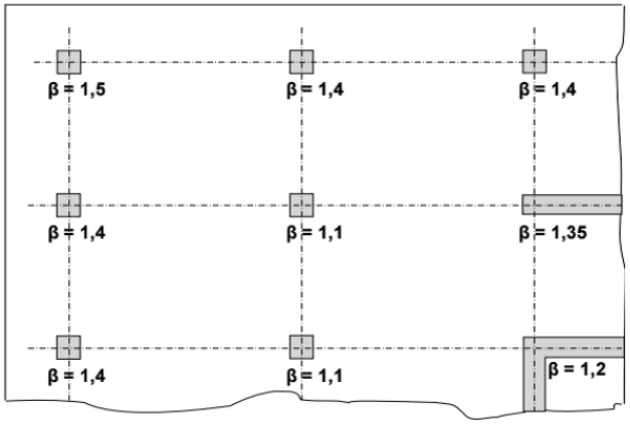
V_{Ed} = proračunska sila probijanja u stupu; $V_{Ed} = 1{,}35\ V_g + 1{,}50\ V_q$

β = korekcijski faktor koji uzima u obzir ekscentrično djelovanje sile proboja u odnosu na kritični presjek.

β = 1,15 za srednje stupove

β = 1,40 za rubne stupove

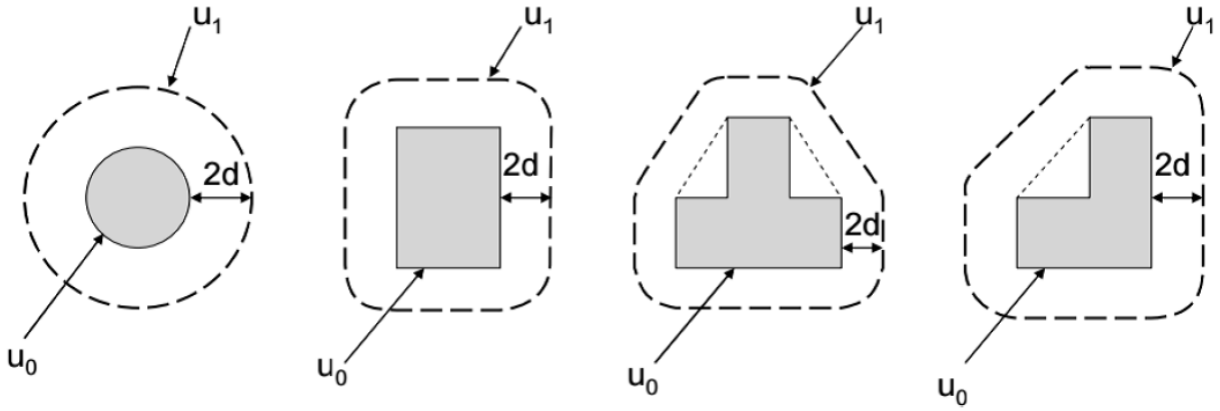
β = 1,50 za kutne stupove



Slika 5.40 Korekcijski faktor β.

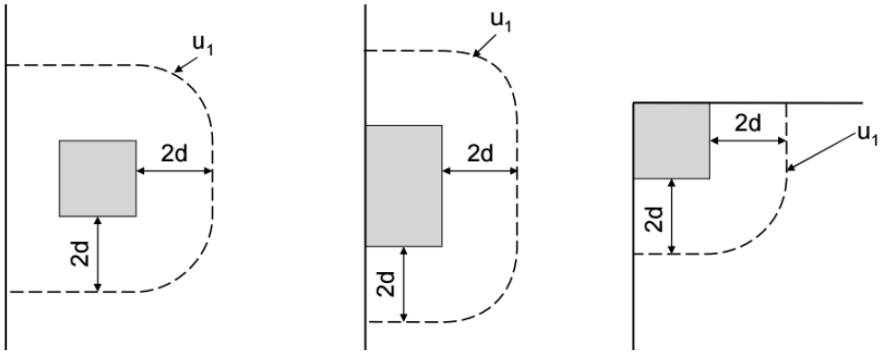
Model dimenzioniranja prema HRN EN 1992-1-1 pretpostavlja da se kritični opseg nalazi na udaljenosti x = 2·d od stupa pri čemu je d – statička visina presjeka ploče.

Za pojedine oblike poprečnog presjeka stupa izgled osnovnog kontrolnog presjeka i načina određivanja osnovnog kontrolnog opsega, u_1 te proračunskog opsega stupa, u_0, prikazan je na slici.

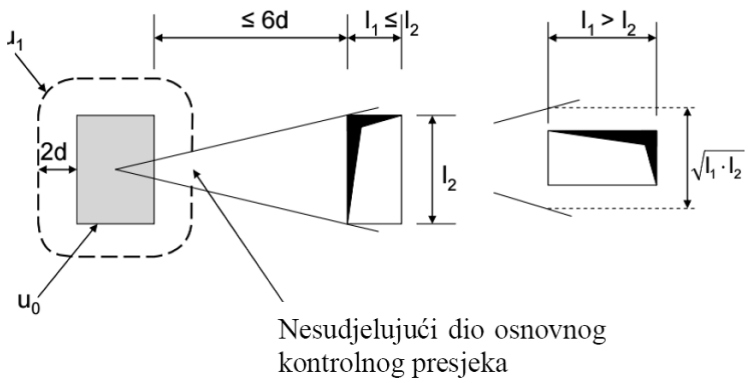


Slika 5.41 Tipični kontrolni opsezi opterećenih ploština

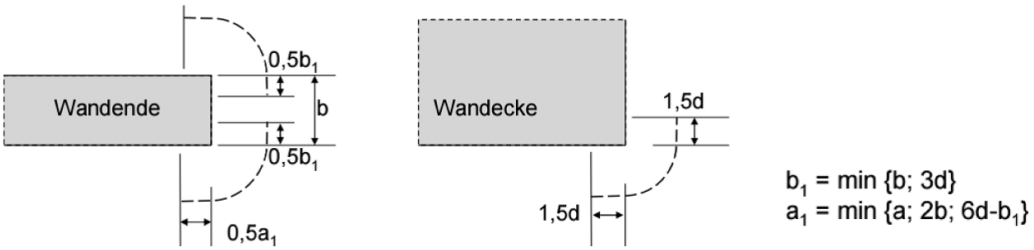
Ako se radi o rubnim ili kutnim stupovima, kao i o stupovima uz otvor, pri čemu se osnovni kontrolni opseg, u_1 i opseg stupa, u_0 bitno reduciraju u odnosu na slučaj kada je stup centričan.



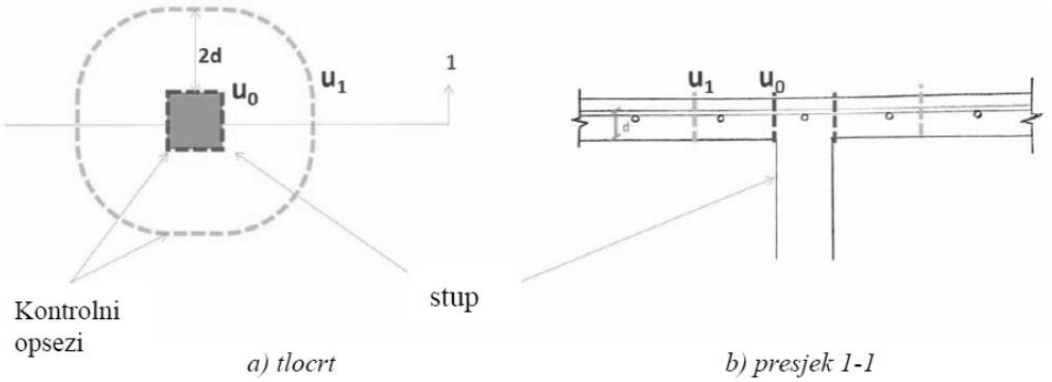
Slika 5.42 Kontrolni opsezi opterećenih ploština u blizini ruba ili ugla ploče.



Slika 5.43 Kontrolni opsezi u blizini otvora.



Slika 5.44 Kontrolni opsezi na mjestu završetka i kuta zida.



Slika 5.45 Kontrolni opseg u_0 i u_1.

Kao i kod dimenzioniranja na poprečnu silu i u slučaju dimenzioniranja na proboj postupak se temelji na dvjema proračunskim vrijednostima nosivosti na proboj:

$v_{Rd,c}$ – proračunska vrijednost otpornosti na posmični proboj bez armature za posmični proboj uzduž promatranog kontrolnog presjeka

$v_{Rd,max}$ – proračunska vrijednost najveće otpornosti na posmični proboj uzduž promatranog kontrolnog presjeka. Ta vrijednost i u ovom slučaju predstavlja nosivost betonskih tlačnih dijagonala.

Na temelju tih dviju vrijednosti proračunske otpornosti i vrijednosti najvećeg proračunskog posmičnog naprezanja na mjestu promatranog kontrolnog opsega mogu se postaviti sljedeći uvjeti:

a) ako je $v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \rightarrow$ armatura za posmični proboj nije potrebna.

b) ako je $v_{Rd,c} < v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \rightarrow$ potreban je proračun armature za posmični proboj.

c) ako je $v_{Ed} > v_{Rd,max} \rightarrow$ nedopušteno područje. Potrebno je povećati debljinu ploče ili zonu ili kvalitetu gradiva.

U slučaju kada je $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$, nije potreban proračun poprečne armature budući da beton zajedno s uzdužnom (vlačnom) armaturom ima dostatnu otpornost da preuzme posmičnu silu proboja. To je poželjna situacija jer je izvedba ploče bitno olakšana budući da ne treba ugrađivati posmičnu armaturu za proboj.

Ukoliko je $v_{Ed} > v_{Rd,max}$, dolazi do drobljenja betona i zato kako bi se v_{Ed} smanjio ili v_{Rd} povećao potrebno je :

- povećati razred betona
- povećati statičku visinu presjeka d
- povećati uzdužnu armaturu.

U slučaju da je $v_{Rd,c} < v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ potrebno je proračunati probojnu armaturu, proračunska vrijednost otpornosti na posmični proboj s poprečnom armaturom postavljenom pod kutom α (obično je α = 90°), $v_{Rd,cs}$, određuje se prema izrazu:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \sin\alpha \qquad (5.121)$$

gdje je:

$v_{Rd,cs}$ – proračunska vrijednost otpornosti na posmični proboj stropnih ploča i temelja s poprečnom armaturom (obično u N/mm^2)

A_{sw} – ploština poprečne armature na jednom opsegu oko stupa u mm^2

s_r – radijalni razmak pojedinih opsega poprečne armature u mm

$f_{ywd,ef}$ – proračunska čvrstoća armature za posmični proboj u skladu s izrazom:

$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot d \leq f_{ywd}$ u N/mm^2

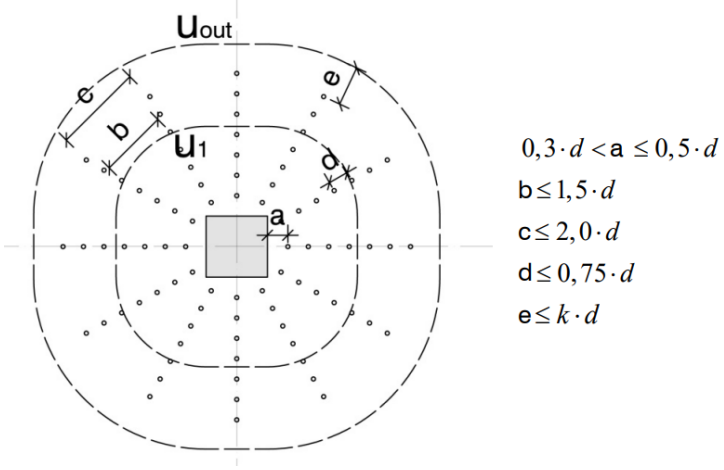
d – srednja vrijednost proračunske statičke visine u okomitim smjerovima u mm

α – kut između poprečne armature i ravnine ploče.

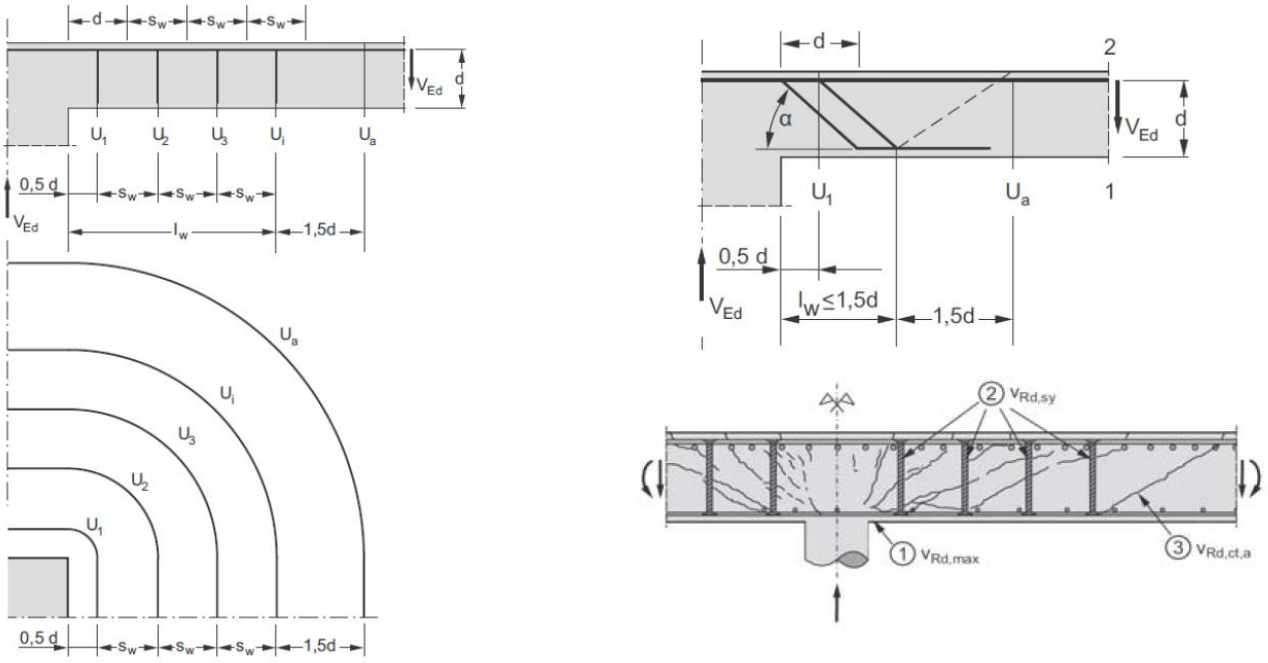
Poprečna armatura za posmični proboj postavlja se radijalno na razmaku s_r ili s_w sukladno slici, sve dok ne bude ispunjen uvjet da je za promatrani opseg, u_{out} ili u_a, zadovoljeno sljedeće:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{out} \cdot d} \leq v_{Rd.c} \qquad (5.122)$$

gdje je u_{out} ili u_a – krajnji vanjski opseg za koji se poprečna armatura ne zahtijeva.



Slika 5.46 Pravila za postavljanje probojne armature u ravnim pločama.



Slika 5.47 Prikaz položaja postavljanja poprečne armature za posmični proboj.

Minimalna poprečna armatura za posmični proboj
Ploča koja je opterećena na proboj ne smije biti debljine manje od 20 cm. Glede maksimalnog profila poprečne armature za preuzimanje posmičnog proboja treba biti zadovoljen izraz:

$$\phi_w \leq \begin{cases} 0.05 \cdot d - \text{za spone} \\ 0.08 \cdot d - \text{za kose šipke} \end{cases}$$

gdje je d – srednja vrijednost statičke visine ploče.

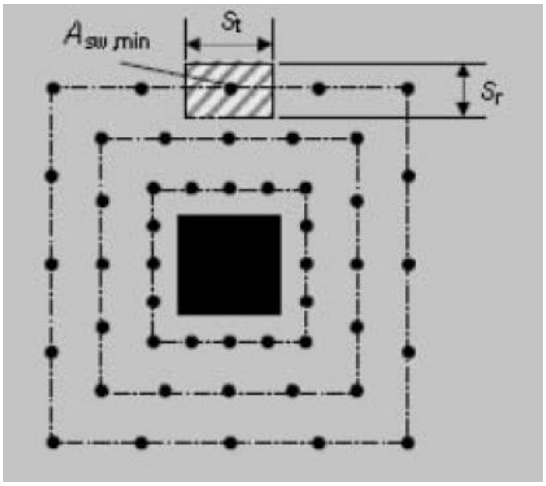
Ako je potrebna poprečna armatura, onda je ploština jednog kraka spone (ili jednakovrijedna ploština) $A_{sw,min}$, dana izrazom:

$$A_{sw,min} = \frac{s_r \cdot s_t}{1.5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha} \cdot 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad (5.123)$$

$$A_{sw,min} = s_r \cdot s_t \cdot 0.0533 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \text{ - za vertikalnu probojnu armaturu} \qquad (5.124)$$

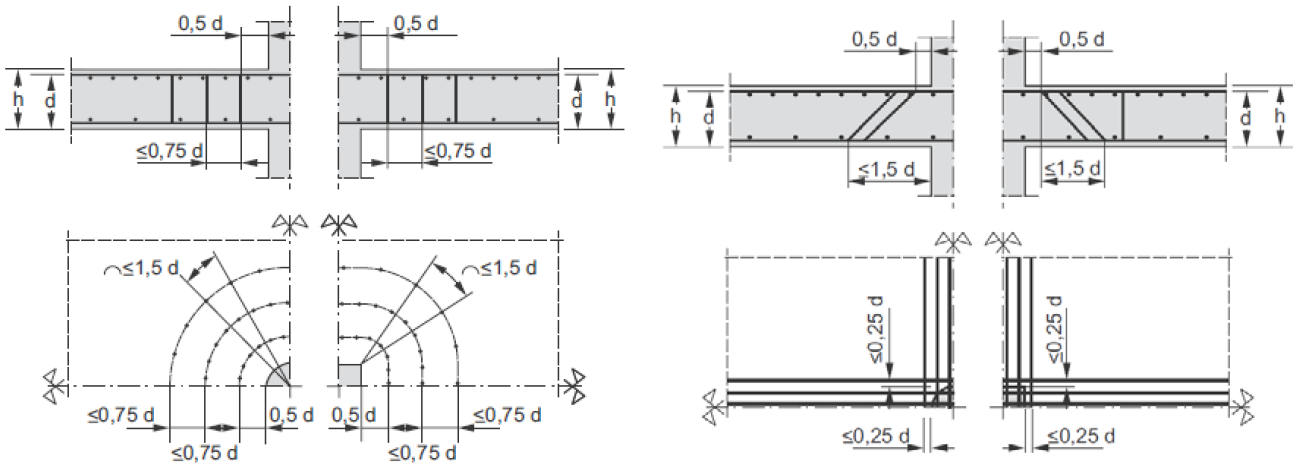
gdje je:

$A_{sw,min}$ – minimalna ploština jednog kraka spone
α – kut između poprečne armature i ravnine ploče
s_r – razmak poprečnih spona u radijalnom smjeru
s_t – razmak poprečnih spona u tangencijalnom smjeru
f_{ck} – karakteristična tlačna čvrstoća betona u N/mm2
f_{yk} – karakteristična granica popuštanja čelične armature u N/mm^2.



Slika 5.48 Minimalna ploština jedne grane poprečne armature za proboj.

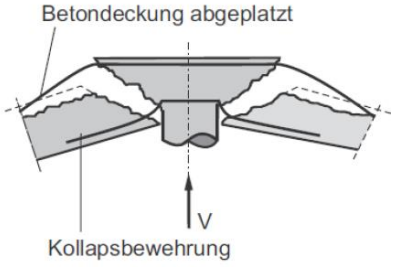
Poprečnu armaturu treba postaviti tako da presijeca slomnu plohu koja nastaje uslijed proboja kako bi spriječila slom ploče. Maksimalni razmaci postavljanja poprečne armature prikazani su na slici



a) vertikalna poprečna armatura *b) kosa poprečna armatura*

Slika 5.49 Maksimalni razmaci poprečne armature za posmični proboj

Također, da bi se spriječilo da u slučaju proboja ploče dođe do slobodnog pada ploče, potrebno je u tlačnoj zoni ploče predvidjeti armaturu protiv kolapsa. Ona omogućuje da uslijed nastanka proboja ploča ostane visjeti na stupu sukladno slici:



Slika 5.50 Prikaz kolapsne armature

Armatura protiv kolapsa, koja mora preći preko stupa u tlačnoj zoni ploče, određuje se preko izraza:

$$A_{s,req} = \frac{V_{Ed}}{f_{yk}} \qquad (5.125)$$

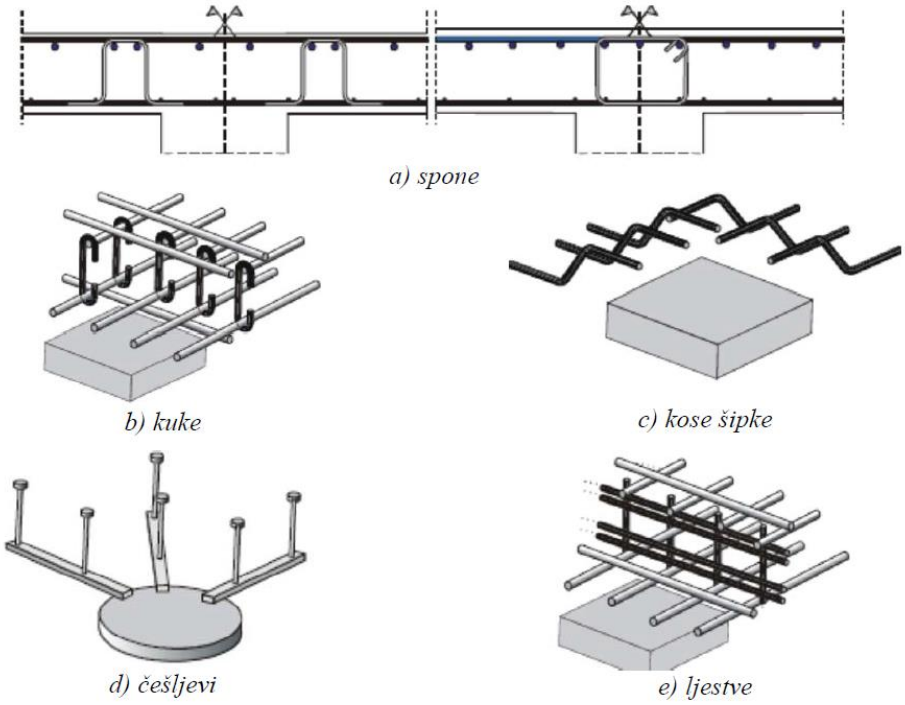
gdje je:

V_{Ed} – posmična sila proboja;

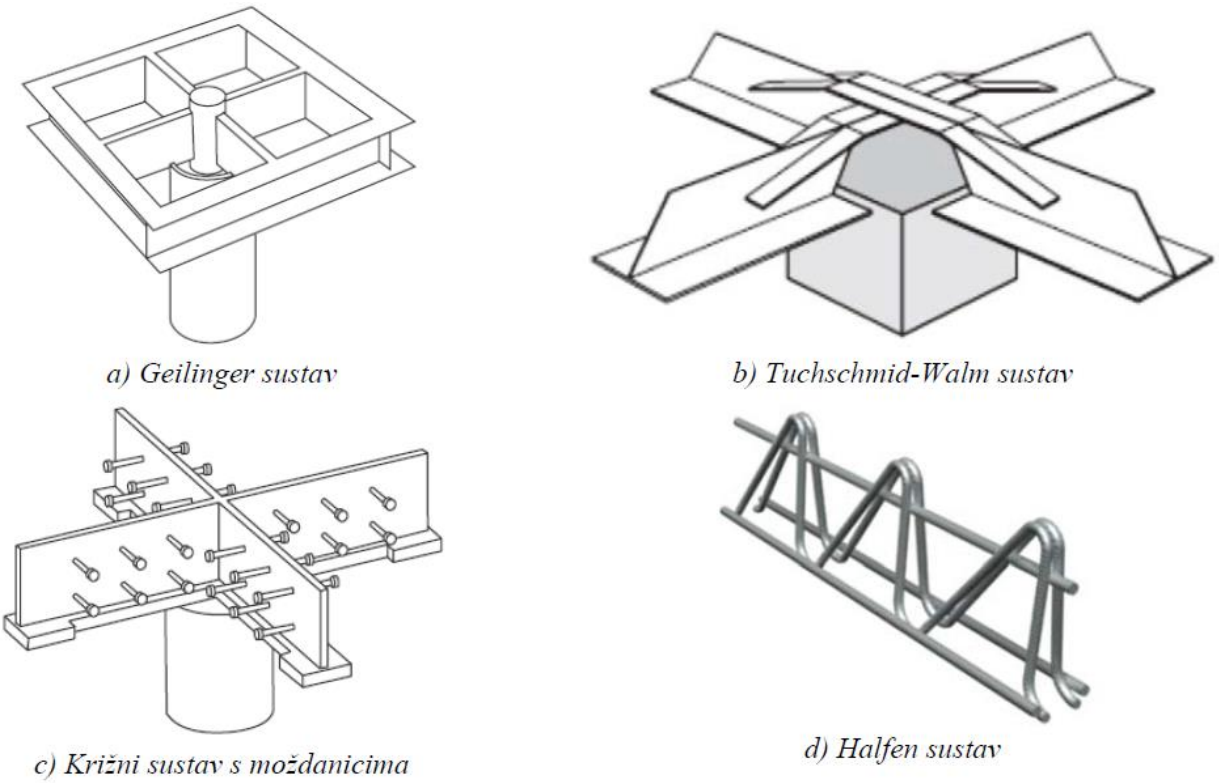
f_{yk} – karakteristična granica popuštanja armature protiv kolapsa.

Poprečna armatura za posmični proboj pojavljuje se u raznim oblicima:

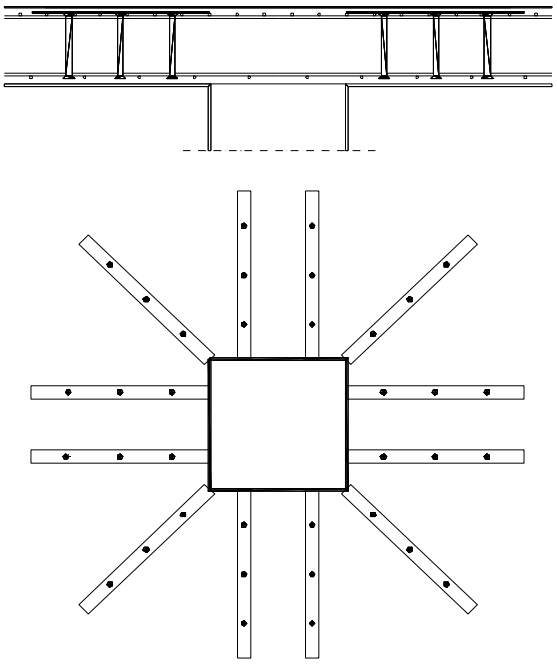
- u obliku ljestava
- u obliku zatvorenih spona
- u obliku kuka
- u obliku češljeva
- u obliku kosih šipki
- u obliku patentiranih sustava.



Slika 5.51 Izgled poprečne armature za posmični proboj



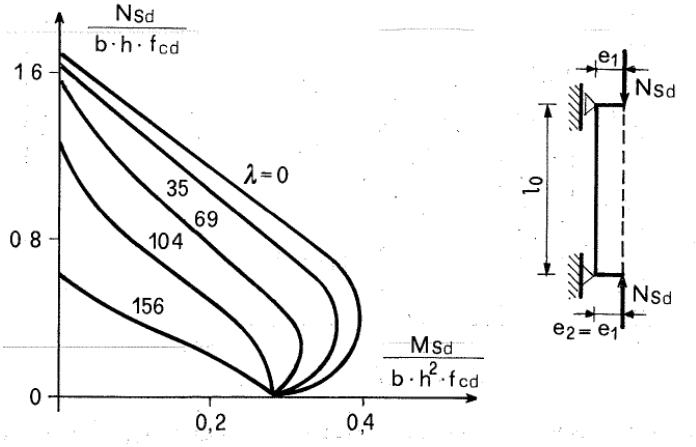
Slika 5.52 Patentirani sustavi armature za proboj.



Slika 5.53 Sustav poprečne armature protiv proboja.

5.11. Vitki elementi naprezani ekscentričnom tlačnom silom

Vitki elementi opterećeni centričnom ili ekscentričnom tlačnom silom već u početku opterećenja nisu ravni, kako je projektom predviđeno, već su iskrivljeni. Početne krivine mogu biti geometrijskog ili statičkog porijekla. Geometrijske krivine (imperfekcije) koje su posljedica netočne izvedbe ili nekoga drugog uzroka uzima se da prate oblik izvijanja centrički naprezanih elemenata. Statičke krivine, koje su posljedica djelovanja momenta savijanja uzduž osi elementa, ovise o promjeni statičkih veličina po dužini elementa, o načinu priključenja elementa (rubni uvjeti), prisutnosti poprečnog opterećenja i vitkosti elementa.
Progibi koji su posljedica tih djelovanja mogu biti znatni i ne smiju se zanemarivati. Stabilnost konstrukcije i elementa mora se promatrati na deformiranom sustavu (teorija II. reda). Pod dugotrajnim opterećenjem nastaju viskozne plastične deformacije (puzanje) u betonu koje utječu na povećanje progiba elementa pa tako i na porast momenata. Dimenzioniranje po metodi graničnih stanja mora biti takvo da deformirani sustav pod računskim opterećenjem bude u stabilnom stanju i da računske vrijednosti reznih sila ne premaše odgovarajuće računske vrijednosti nosivosti.



Slika 5.54 Dijagram interakcije za razne vitkosti λ.

Proračun reznih sila po teoriji II. reda sastoji se u pronalaženju tih veličina na deformiranom sustavu. Progibna krivulja elementa dobiva se integracijom deformacija poprečnih presjeka na diferencijalnim razmacima po dužini elementa.

Utjecaj vitkosti elementa potrebno je uzeti u obzir ako je $\lambda = \dfrac{L_0}{i_{\min}} \geq \lambda_{\lim}$.

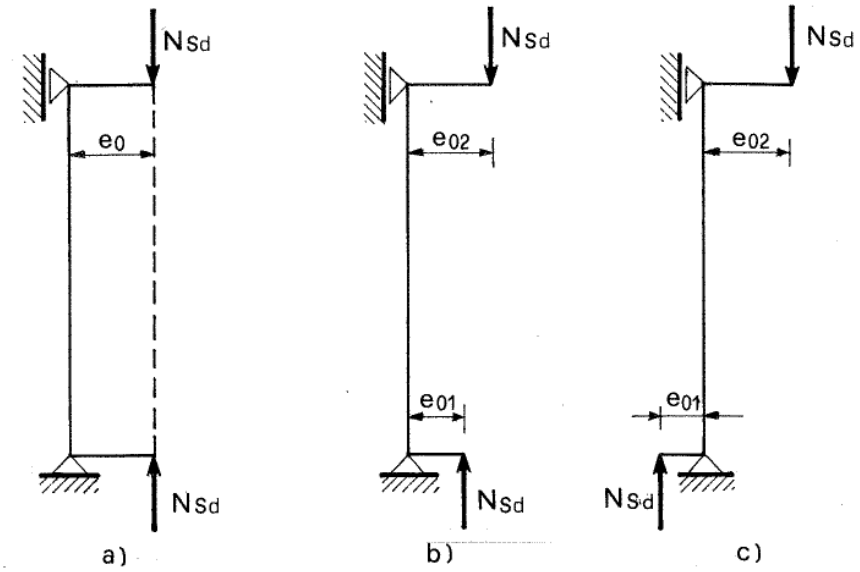
Granična vitkost računa se prema:

$$\lambda_{\lim} \leq \begin{cases} 25 \\ 15/\sqrt{\nu_{Ed}} \end{cases}$$

$\nu_{Ed} = N_{Ed}/(f_{cd} \cdot A_c)$ - bezdimenzijska vrijednost uzdužne sile
$N_{Ed} > 0.7\ N_{Ed,m}$ - računska uzdužna sila u promatranom stupu
$N_{Ed,m}$ - srednja računska uzdužna sila u jednom stupu promatranoga kata
A_c - površina presjeka stupa
f_{cd} - računska čvrstoća betona.

Eurocodeom 2 dopuštaju se pojednostavnjene metode proračuna pomičnih okvira po teoriji II. reda ako se radi o pravilnim okvirima, a to su oni kod kojih su stupovi i grede približno jednake krutosti i srednja vitkost stupova treba biti manja od 50 ili $20/\sqrt{\nu_{Ed}}$.

5.11.1 Približan proračun prema EC2



Slika 5.55 Mogući primjeri djelovanja ekscentrične tlačne sile.

Ukupni ekscentricitet bit će:

$e_{tot}=e_0+e_a+e_2$

$e_a = \nu_1 \cdot L_0/2$ - ekscentricitet zbog imperfekcija

$L_0 = \beta \cdot L_{col}$ - dužina izvijanja promatranog elementa (β se dobije pomoću nomograma ili približnih izraza)

$e_0 = M_{Ed}/N_{Ed}$ - ekscentricitet po teoriji I. reda

e_2 - dodatni ekscentricitet zbog deformiranja elementa

$$\nu_1 = 1/(100\sqrt{h_{tot}}) \geq \nu_{\min}$$

h_{tot} - ukupna visina građevine od temelja ili podrumskog zida

$\nu_{min}=1/400$ - za pridržane sustave

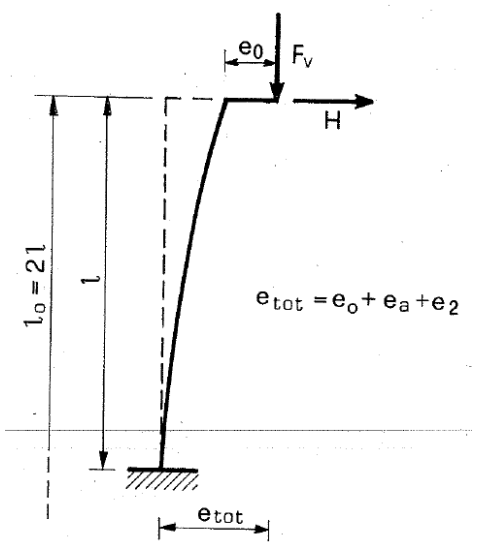
$\nu_{min}=1/200$ - za nepridržane sustave.

Za stupove s promjenjivim ekscentricitetom e_0 (sl. 5.55), a konstantnog presjeka i armature po dužini, koristi se zamjenjujuća vrijednost za ekscentricitet, od kojih se bira veća:

$e_0 = 0.6e_{02} + 0.4e_{01}$; $|e_{02}| > |e_{01}|$ ili

$e_0 = 0.4e_{02}$

Dodatni ekscentricitet zbog deformiranja elemenata pravokutnih i okruglih presjeka može se izračunati upotrebom metode "Stup-model". Nosivi sustav dan je na slici 5.56.



Slika 5.56 Model stupa

Pod djelovanjem uzdužne sile i momenta savijanja sustav se deformira. Maksimalni moment savijanja na deformiranom stupu bit će na dnu stupa. Prema ovome modelu dodatni ekscentricitet dobiva se po izrazu:

$$e_2 = K_1 \cdot 0.1 \cdot L_0^2 \cdot (1/r)$$

K_1 - korekcijski faktor za postupni prijelaz od graničnog stanja nosivosti ($\lambda < 25$) na problem izvijanja ($\lambda > 25$)
l/r - zakrivljenost dobivena iterativnom metodom ili približnim postupkom.
Korekcijski faktor se izračuna po izrazu:

$K_1 = \lambda/20 - 0.75$ za $15 < \lambda < 35$,
$K_1 = 1.0$ za $\lambda > 35$.

Približni izraz za određivanje zakrivljenosti glasi:

$l/r = 2K_2 \cdot \varepsilon_{yd}/(0.9d)$

gdje je:
$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$ - računska deformacija u čeliku
d - statička visina presjeka
$K_2 = (N_{ud} - N_{Ed})/(N_{ud} - N_{baI}) < 1$ - faktor dobiven upotrebom pojednostavnjenog dijagrama interakcije

$N_{ud} = f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot (A_{s1} + A_{s2})$ - nosivost na središnji tlak
$N_{bal} = 0.4 \cdot f_{cd} \cdot A_c$

Približno se može uzeti $K_2 = 1$, što je na strani sigurnosti.
Puzanje betona utječe na povećanje ekscentriciteta, osobito pomičnih sustava i može se približno uzeti preko dodatnog momenta savijanja:

$$\Delta M_{I\varphi} = 0.1 \cdot \gamma_F \cdot M_{IG}$$

gdje je M_{IG} moment od stalnog opterećenja dobiven po teoriji I. reda, a $\gamma_F = 1.1$ za hiperstatičke sustave i $\gamma_F = 1.2$ za statički određene sisteme. Računske rezne sile na deformiranom sustavu bit će:

$$N_{Ed}^{II} = N_{Ed}$$

$$M_{Ed}^{II} = N_{Ed} \cdot e_{tot} + \Delta M_{I\varphi}$$

6. GRANIČNA STANJA UPORABLJIVOSTI

6.1. Uvod

Prema europskim normama konstrukciju i njene elemente potrebno je kontrolirati ne samo prema graničnim stanjima nosivosti već i na granična stanja uporabljivosti. U granična stanja uporabljivosti spada:

- ograničenje naprezanja,
- kontrola širina pukotina,
- kontrola progiba i bočnih pomaka
- granično stanje vibracija

Za razliku od graničnih stanja nosivosti koeficijenti sigurnosti za opterećenje i za materijal u graničnim stanjima uporabljivosti iznose ukoliko nije drugačije određeno:

$\gamma_{G,j}=\gamma_{Q,j}=1,0$ i $\gamma_M=1,0$

Treba dokazati da je:

$$E_d \le C_d \qquad (6.1)$$

E_d - proračunska vrijednost učinaka djelovanja specificiranih u kriteriju uporabljivosti, određena na osnovi odgovarajuće kombinacije

C_d - granična računska vrijednost odgovarajućeg kriterija uporabljivosti (deformacija, vibracija, naprezanje).

6.2. Ograničenje naprezanja

Granično stanje naprezanja ograničava naprezanja u materijalima u ovisnosti o vrsti kombinacije. Tlačno se naprezanje u betonu mora ograničiti da bi se izbjegle uzdužne pukotine, mikropukotine ili veliko puzanje, jer bi to moglo dovesti do neprihvatljivih učinaka u funkcioniranju konstrukcije.

- Beton:

Naprezanje u betonu, σ_c, za karakterističnu kombinaciju opterećenja treba biti:

$$\sigma_c \le 0,6 \cdot f_{ck} \qquad (6.2)$$

a za nazovistalnu kombinaciju za linearno puzanje:

$$\sigma_c \le 0,45 \cdot f_{ck} \qquad (6.3)$$

Ako naprezanje u betonu premaši $0,45f_{ck}$, treba uzeti u obzir nelinearno puzanje

- Armatura

Naprezanje u čeličnoj armaturi, za karakterističnu kombinaciju opterećenja treba biti:

$$\sigma_s \le 0,8 \cdot f_{yk} \qquad (6.4)$$

Ako je uzrok naprezanju prisilno deformiranje, vlačno naprezanje ne treba premašit

$$\sigma_s \le 1,0 \cdot f_{yk} \qquad (6.5)$$

- Prednapeti čelik

Maksimalni naprezanje u čeliku za prednapinjanje nakon svih gubitaka treba biti:

$$\sigma_{p0} \leq 0.75 \cdot f_{pk} \qquad (6.6)$$

6.3. Kontrola pukotina

Glavna pretpostavka armiranog betona je da je beton u vlaku raspucao i da sva vlačna naprezanja preuzima armatura. Pukotine nastaju kada vlačna naprezanja od unutarnjih sila prekorače vlačnu čvrstoću betona. Pukotine nisu smetnja ako im širina ne premašuju propisanu graničnu vrijednost uvjetovanu korozijom, vanjskim izgledom ili nepropusnošću za tekućine ili plinove. Granična širina kreće se od $w_g = 0$ do 0.4 mm.

Prema normi HRN EN 1992-1-1 za graničnu širinu pukotina armiranobetonskih konstrukcija za razrede okoliša "vlažno" do "elementi djelomično u morskoj vodi", te ako nema posebnih zahtjeva (vodonepropusnost), propisuje se granična širina pukotine $w_g = 0.3$ mm. Za prednapete sustave $w_g = 0.2$ mm. Za provjeru graničnog stanja trajnosti primjenjuje se nazovistalna i česta kombinacija opterećenja. Za suhi okoliš širine pukotina nemaju utjecaja na trajnost armiranobetonskih konstrukcija, pa se ograničenja mogu zahtijevati iz drugih razloga (vodonepropusnost, vanjski izgled). Za građevine koje se nalaze u vrlo agresivnom okolišu, postavljaju se posebni zahtjevi koji nisu dani u normi HRN EN 1992-1-1.

Ograničenje širine pukotina u armiranobetonskim i prednapetim konstrukcijama može se postići:

- ugrađivanjem armature jednake ili veće od minimalne u vlačno područje
- ograničenjem razmaka i promjera sipki armature.

Trajnost građevine ne ovisi samo o širini pukotina već prije svega o kvaliteti i vodonepropusnosti betona, zaštiti armature od korozije, kvaliteti izvedbe, prekidu betoniranja, rješenju spojeva elemenata te o drugim manje važnim uzrocima.

Armiranobetonske i prednapete elemente treba uvijek armirati u području vlačnih naprezanja barem minimalnom armaturom za ograničenje širina pukotina, osobito ako se očekuje indirektno djelovanje izazvano spriječenošću slobodnog skupljanja ili prinudnim deformacijama (popuštanje oslonaca). Minimalna armatura može se izračunati po izrazu:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \qquad (6.7)$$

gdje je:

- k_c – koeficijent kojim se uzima u obzir raspodjela naprezanja po visini presjeka pri pojavi prve pukotine (k_c=1.0 za centrični vlak; k_c=0.4 za savijanje)
- k – koeficijent umanjenja kojim se uzima u obzir nelinearna raspodjela vlačnog naprezanja po presjeku izazvanog temperaturnim promjenama i skupljanjem unutar elementa.
  k = 0.8 - općenito
  k = 0.8 - pravokutni presjek h < 30 cm
  k = 0.5 - pravokutni presjek h > 80 cm
  između gornjih vrijednosti vrijedi linearna interpolacija.
- $f_{ct,eff}$ – vlačna čvrstoća betona pri pojavi prve pukotine
- A_{ct} – vlačna površina neposredno prije pojave pukotine
- σ_s – naprezanje u armaturi neposredno nakon pojave pukotine

Za elemente armirane minimalnom armaturom, izračunatom prema izrazu (6.7) granično stanje širina pukotina biti će zadovoljeno ako promjeri šipki i razmaci među njima odgovaraju onima danim u tablicama 6.1 i 6.2.

Naprezanje u čeliku[2]	Najveći promjer šipke [mm]		
[MPa]	w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

NAPOMENE:
1. Vrijednosti u tablici temelje se na sljedećim pretpostavkama: c=25 mm; $f_{ct,eff}$ =2,9 MPa; h_{cr} =0,5h; $(h-d)$=0,1 h; k_1= 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_t = 0,4; k_4 = 1,0.
2. Za odgovarajuće kombinacije djelovanja.

Tablica 6.1 Najveći promjer šipke ϕ za kontrolu pukotina

Naprezanje u čeliku[2]	Najveći razmak šipki [mm]		
[MPa]	w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–
Za napomene vidjeti tablicu 6.1.			

Tablica 6.2 Najveći razmak šipki za kontrolu pukotina

Kako bi se povećala trajnost i uporabljivost građevine potrebno je ograničiti širine pukotina. U kontroli pukotina potrebno je izračunati karakterističnu širinu pukotina i usporediti je s graničnom širinom. Za proračun graničnih stanja pukotina upotrebljava se kvazistalna i česta kombinacija opterećenja. Kada nisu zadovoljeni uvjeti iz tablica 6.1 i 6.2 ili kada se želi točniji dokaz graničnog stanja pukotina, proračunava se karakteristična vrijednost širine pukotina i uspoređuje s graničnom vrijednošću.

$$w_k \le w_{max} \qquad (6.8)$$

w_{max}=0,3 do 0,4 mm (ovisno o razredu izloženosti, za djelomično prednapete konstrukcije w_g = 0,2mm)

Širina pukotine računa se prema slijedećem izrazu:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad [\text{mm}] \qquad (6.9)$$

Gdje je:
$s_{r,max}$ najveći razmak pukotina

ε_{sm} srednja deformacija armature za odgovarajuću kombinaciju opterećenja, uključujući učinak prisilnih deformiranja i učinke vlačnog očvršćenja. U obzir se uzima samo dodatna vlačna deformacija izvan stanja nulte deformacije betona na istoj razini.
ε_{cm} srednja deformacija betona između pukotina

Vrijednost (ε_{sm} - ε_{cm}) određuje se po izrazu:

$$\left(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}\right)=\frac{\sigma_s-k_t\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\cdot\left(1+\alpha_e\cdot\rho_{p,eff}\right)}{E_s}\geq 0.6\cdot\frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (6.10)$$

σ_s naprezanje vlačne armature pretpostavivši raspucali presjek. Za prednapete elemente σ_s smije se zamijeniti s $\Delta\sigma_p$ što je promjena naprezanja u prednapetim nategama od stanja nulte deformacije betona na istoj razini.

$\alpha_e = E_s / E_{c,m}$

$\rho_{p,eff} = \left(A_s + \xi_1 \cdot A'_p\right) / A_{c,eff}$

k_t faktor ovisan o trajanju opterećenja

k_t = 0,6 za kratkotrajno opterećenje

k_t = 0,4 za dugotrajno opterećenje.

Najveći razmak pukotina:

$$s_{r,max}=k_3\cdot c+k_1\cdot k_2\cdot k_4\cdot\frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad [\text{mm}] \qquad (6.11)$$

gdje je:
ϕ promjer šipke. Kad u presjeku ima više različitih promjera šipki, treba uzeti istovrijedan promjer, ϕ_{eq}. Za presjek s brojem n_1 šipki promjera ϕ_1 i brojem n_2 šipki promjera ϕ_2 treba upotrijebiti sljedeći izraz:

$$\phi_{eq}=\frac{n_1\phi_1^2+n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1+n_2\phi_2} \qquad (6.12)$$

c zaštitni sloj uzdužne armature
k_1 koeficijent kojim se uzimaju u obzir svojstva prionljivosti armature:

k_1= 0,8 za šipke velike prionljivosti

k_1= 1,6 za šipke glatke površine (npr. natege za prednapinjanje)

k_2 koeficijent kojim se uzima u obzir raspodjela deformacija:

k_2= 0,5 za savijanje

k_2= 1,0 za čisti vlak.

Za slučajeve ekscentričnog vlaka ili za lokalna područja treba upotrijebiti međuvrijednosti za k_2 koje se smiju proračunati iz izraza:

$$k_2=\frac{\varepsilon_1+\varepsilon_2}{2\cdot\varepsilon_1} \qquad (6.13)$$

gdje je ε_1 veća a ε_2 manja vlačna deformacija na rubovima promatranog presjeka, ocijenjena na temelju raspucalog presjeka.
Vrijednosti k3 i k4 koje se upotrebljavaju u pojedinoj državi smiju se ustanoviti u nacionalnom dodatku. Preporučene su vrijednosti za k3 = 3,4 a za k4 = 0,425.
Kad razmak prianjajuće armature prelazi vrijednost 5 (c+ϕ/2) ili kad nema prianjajuće armature

u vlačnom području, gornja granica širine pukotine smije se odrediti ako se pretpostavi najveći razmak pukotina:

$$s_{r,max} = 1.3 \cdot (h - x) \tag{6.14}$$

Kad je kut između osi djelovanja glavnih naprezanja i smjera armature, za elemente armirane u dva okomita smjera, znatan (>15°), tada se razmak pukotina $s_{r,max}$ smije proračunati iz izraza:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin\theta}{s_{r,max,z}}} \tag{6.15}$$

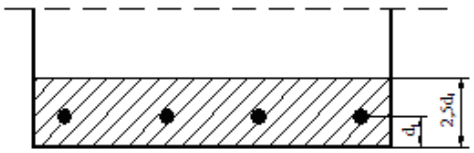
θ kut između armature u smjeru y i smjera glavnih vlačnih naprezanja
$s_{r,max,y}$ i $s_{r,max,z}$ razmaci pukotina proračunani u smjerovima y i z

β = odnos računske i srednje širine pukotina:
β = 1,7 za presjek koji će puknuti zbog opterećenja,
β = 1,7 za h ≥ 80 cm,
β = 1,3 za h ≤ 30 cm (vrijedi linearna interpolacija).

Srednji razmak pukotina:

$$s_{rm} = 50\,[\text{mm}] + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \tag{6.16}$$

k_1 = koeficijent prionljivosti:
k_1 = 0,8 za RA i k_1 = 1,6 za GA
k_2 = koeficijent raspodjele deformacija:
k_2 = 0,5 za savijanje i k_2 = 1,0 za čisti vlak.
ϕ = srednja vrijednost promjera šipke (mm)
$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ = djelotvorni koeficijent armiranja
A_s = Ploština vlačne armature
$A_{c,eff}$ = djelotvorna vlačna ploština betona



Slika 6.1 Određivanje djelotvorne vlačne ploštine betona.

Srednja relativna deformacija armature uzimajući u obzir i nosivost betona na vlak između pukotina:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \tag{6.17}$$

σ_s = naprezanje u vlačnoj armaturi na mjestu pukotine
σ_{sr} = naprezanje u vlačnoj armaturi kod pojave prve pukotine
za $\sigma_s < \sigma_{sr}$ nema pukotine te je $\varepsilon_{sm}=0$

Naprezanje u vlačnoj armaturi na mjestu pukotine σ_s:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} \tag{6.18}$$

Naprezanje u vlačnoj armaturi kod pojave prve pukotine σ_{sr}:

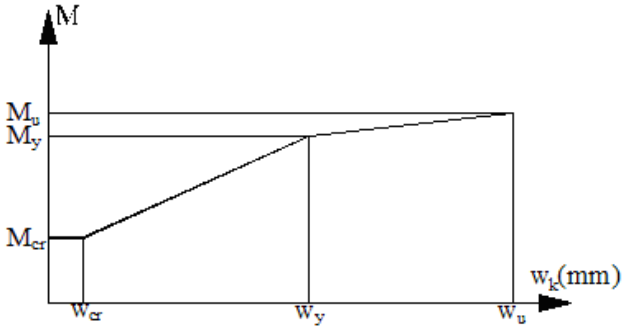
$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \tag{6.19}$$

Moment prve pukotine je umnožak vlačne čvrstoće betona i momenta otpora. Presjeci koji nemaju težište u polovici visine imaju različite momente prve pukotine na gornjem i donjem rubu. Na primjer kod grede T-presjeka moment prve pukotine na ležaju i u polju nije isti. Kako taj moment ulazi i u proračun minimalne uzdužne armature, greda T-presjeka ima različite minimalne armature u polju i na ležaju. Za pravokutni presjek M_{cr} iznosi:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_y = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \tag{6.20}$$

E_s = modul elastičnosti armature
β_1 = koeficijent utjecaja prionljivosti armature:
β_1 = 1,0 za RA i β_1 = 0,5 za GA
β_2 = koeficijent trajanja opterećenja:
β_2=1,0 za kratkotrajno opterećenje; β_2=0,5 za dugotrajno opterećenje

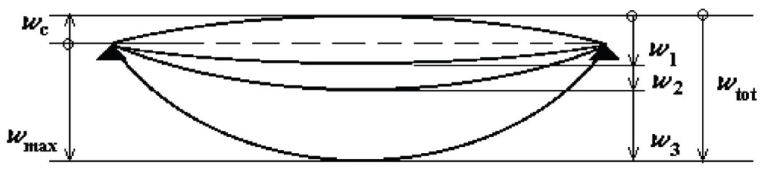
Dijagram ovisnosti momenta savijanja i širine pukotina M-w_k sličan je dijagramu M-1/r.



Slika 6.2 Dijagram ovisnosti momenta savijanja i širine pukotina M-w_k .

6.4. Kontrola progiba

Deformiranje građevinskog elementa općeniti je naziv za deformaciju, progib, zakrivljenost, izduženje ili skraćenje, uvrtanje i promjenu nagiba elementa. Značajan parametar graničnog stanja deformiranja je progib konstruktivnih elemenata. Prognoziranje progiba vrlo je složeno zbog utjecaja velikog broja čimbenika koji se mijenjaju uzduž osi elementa i vremenski. Zbog toga nije moguće dobiti potpuno točan algoritam za proračun progiba već se koriste približni postupci koji se temelje na rezultatima eksperimentalnih istraživanja.



Slika 6.3 Vertikalni progibi prema HRN EN 1990.

Kontrolu progiba potrebno je dokazati prema izrazima:

$$w_{max} \leq w_{lim1} \quad (6.21)$$

$$w_2 + w_3 \leq w_{lim2} \quad (6.22)$$

gdje su:

$$w_{tot} = w_1 + w_2 + w_3 \quad (6.23)$$

$$w_{max} = w_1 + w_2 + w_3 - w_c \quad (6.24)$$

w_1 – početni dio progiba pri stalnim opterećenjima
w_2 – dugotrajni dio progiba za stalna opterećenja
w_3 – dodatni dio progiba uslijed promjenjivih djelovanja
w_c – nadvišenje neopterećenog konstrukcijskog elementa
w_{tot} – ukupni progib konstrukcijskog elementa
w_{max} – ukupni progib konstrukcijskog elementa u kojem je uzeto u obzir nadvišenje.

Konstrukcijski element	w_{lim1} (za w_{max})	w_{lim2} (za w_2+w_3)
Krovišta	L/200	L/250
Prohodna krovišta	L/250	L/300
Stropovi	L/250	L/300
Krovišta i stropovi koji nose krhke obloge i vrlo krute pregradne stijene	L/300	L/350
Stropovi koji nose stupove osim u slučaju ako se konstrukcija promatra kao cjelovita	L/400	L/500
U slučaju kada je w_{max} važan za izgled konstrukcije	L/250	–

Tablica 6.3 Ograničenja vertikalnih progiba konstrukcijskih elemenata prema HRN EN 1990.

Ako se izvodi nadvišenje, ono iznosi maksimalno L/250.

Kontrolu progiba nije potrebno provoditi kada vitkost elementa na savijanje (L/d) ne prelazi vrijednosti definirane izrazima 6.25.

$$\frac{L}{d} = K\left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho} + 3.2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \quad \text{ako je } \rho \leq \rho_0 \quad (6.25a)$$

$$\frac{L}{d} = K\left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}}\sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}\right] \quad \text{ako je } \rho > \rho_0 \quad (6.25b)$$

Gdje je:
L/d - granični omjer raspon/visina
K faktor kojim se uzimaju u obzir različiti konstrukcijski sustavi
ρ_0 referentni omjer (postotak) armature $= 10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$
ρ zahtijevani omjer (postotak) vlačne armature u sredini raspona koja preuzima moment prouzročen proračunskim opterećenjima (na osloncu za konzole)
ρ' zahtijevani omjer (postotak) tlačne armature u sredini raspona koja preuzima moment prouzročen proračunskim opterećenjima (na osloncu za konzole)
f_{ck} u MPa.
Za presjeke s pojasnicom gdje omjer širina pojasnice i širine rebra prelazi 3, vrijednosti L/d dane u izrazu (6.25) treba množiti s 0.8.

Za grede i ploče, osim za ploče bez greda kojima raspon prelazi 7 m, na koje se oslanjaju pregradni zidovi skloni oštećenju zbog prekomjernih progiba, vrijednosti L/d dane u izrazu (6.25) treba množiti sa $7/L_{eff}$ (L_{eff} u metrima).
Za ploče bez greda kojima veći raspon prelazi 8.5 m i na koje se oslanjaju pregradni zidovi skloni oštećenju zbog prekomjernih progiba, vrijednosti L/d dane u izrazu (6.25) treba množiti s $8.5/ L_{eff}$ (L_{eff} u metrima).

Vrijednosti K koje se upotrebljavaju u pojedinoj državi smiju se ustanoviti u nacionalnom dodatku. Preporučene vrijednosti K dane su u tablici 6.4. Dane su i vrijednosti dobivene izrazom (6.25) za obične slučajeve za C30/37 za različite konstrukcijske sustave i postotke armiranja ρ=0.5 % i ρ=1,5%).

Konstrukcijski sustav	*K*	Jako napregnut beton $\rho = 1{,}5$ %	Slabo napregnut beton $\rho = 0{,}5$ %
Slobodno oslonjena greda, slobodno oslonjene ploče nosive u jednom ili u dvama smjerovima	1,0	14	20
Krajnji raspon kontinuirane grede ili kontinuirane ploče nosive u jednom smjeru ili ploče nosive u dvama smjerovima ako je kontinuitet preko jedne duljine stranice	1,3	18	26
Unutarnji raspon grede ili ploče nosive u jednom smjeru ili u dvama smjerovima	1,5	20	30
Ploče oslonjene na stupove bez greda (ploče bez greda) (na temelju duljeg raspona).	1,2	17	24
Konzole	0,4	6	8
NAPOMENA 1: Dane vrijednosti odabrane su konzervativno, a proračun često može pokazati da su mogući i tanji elementi. NAPOMENA 2: Za ploče nosive u dva smjera kontrolu treba provesti za kraći raspon. Kod ploča bez greda treba uzeti dulji raspon. NAPOMENA 3: Granične vrijednosti dane za ploče bez greda odnose se na manje strogo ograničenje nego što je progib u sredini raspona veličine raspon/250 vezan za razmak stupova. Iskustvo je pokazalo da je to zadovoljavajuće.			

Tablica 6.4 Koeficijent K i osnovni omjeri L/h za C30/37.

Kod većih vitkosti potrebno je provesti kontrolu progiba.

Općeniti izraz za vrijednost deformiranja glasi:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_{I} \qquad (6.26)$$

Promatraju se dvije granične mogućnosti:

1. neraspucalo stanje - armatura i beton zajedno sudjeluju u nošenju i
2. potpuno raspucano stanje - nosivosti vlačnog područja betona se zanemaruje

α = jedna od vrijednosti deformiranja (npr. progib)
α_I = odgovarajuća vrijednosti deformiranja za neraspucali element
α_{II} = odgovarajuća vrijednosti deformiranja za potpuno raspucali element
ζ= koeficijent raspodjele naprezanja u armaturi uzduž elementa, ζ =0 za neraspucali element.
Koeficijent ζ se upotrebljava i u kontroli pukotina.

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \qquad (6.27)$$

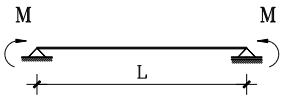
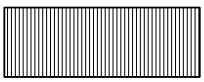
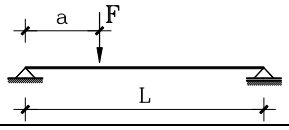
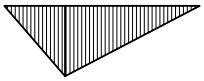
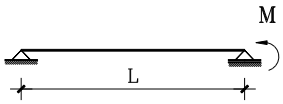
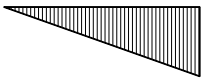
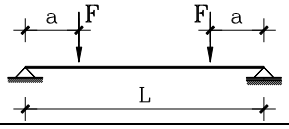
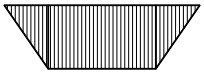
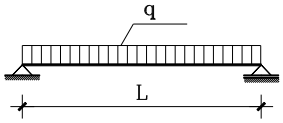
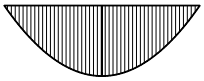
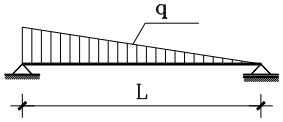
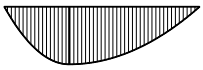
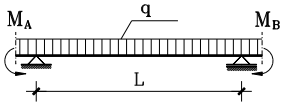
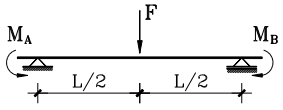
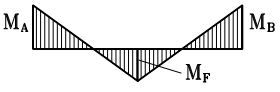
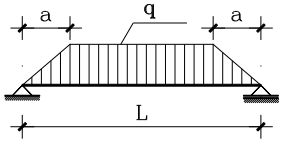
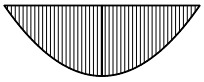
Za proračun progiba izraz (6.26) glasi:

$$\delta = \zeta \cdot \delta_{II} + (1 - \zeta) \cdot \delta_{I} \qquad (6.28)$$

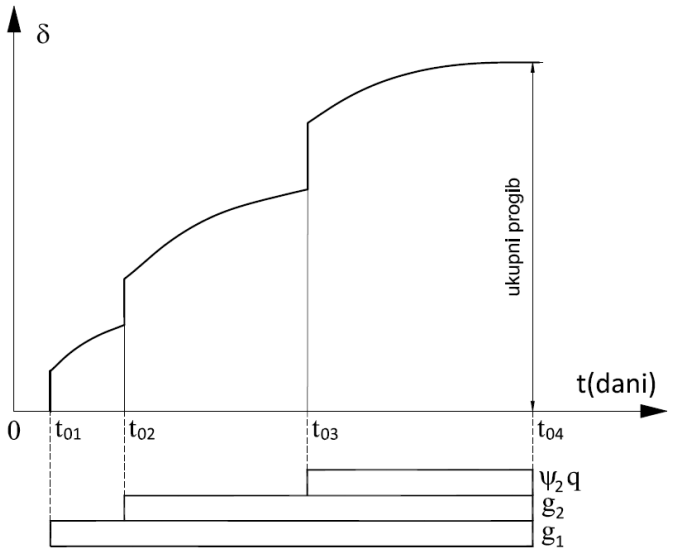
Za elemente konstantne visine koristi se pojednostavljena metoda prema kojoj se izračuna zakrivljenost na mjestu maksimalnog momenta, a progib se tada izračuna prema izrazu:

$$\delta_{tot} = \frac{1}{k_1} \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = k \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} \qquad (6.29)$$

Koeficijent k ovisi o statičkom sustavu i tipu opterećenja. Određuje se prema tablici 6.5.

R.b.	Tip opterećenja	Dijagram momenata savijanja	Koeficijent k
	1	2	3
1.			0.125
2.			$\frac{3-4(a/L)^2}{48(1-(a/L))}$
3.			0.0625
4.			$0.125-(a/L)^2/6$
5.			5/48
6.		 $M = q \cdot L^2 / 15.6$	0.102
7.			$k = \frac{5}{48}(1-0.1\beta)$ $\beta = \lvert M_A + M_B \rvert / \lvert M_F \rvert$
8.			$k = 0.083(1-\beta/4)$ $\beta = \lvert M_A + M_B \rvert / \lvert M_F \rvert$
9.		 $M = q \cdot \frac{L^2}{24}\left[3-4\left(\frac{a}{L}\right)^2\right]$	$\frac{1}{80} \cdot \frac{\left(5-4(a/L)^2\right)^2}{3-4(a/L)^2}$

Tablica 6.5 Koeficijenti k za pojednostavljeni proračun progiba.



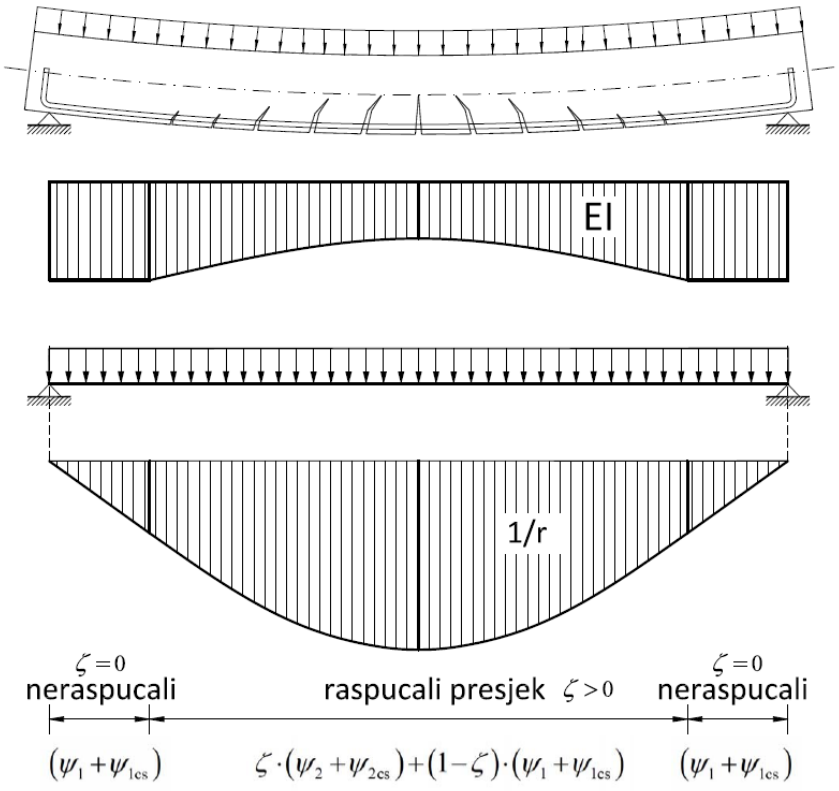
Slika 6.4 Promjena progiba u vremenu.

Ukupna zakrivljenost od opterećenja, puzanja i skupljanja betona proračunava se prema izrazu:

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}} \tag{6.30}$$

Ukupna zakrivljenost se sastoji od:

- zakrivljenosti zbog opterećenja i puzanja $1/r_m$
- zakrivljenosti zbog skupljanja $1/r_{csm}$



Slika 6.5 Dijagram zakrivljenosti na prostoj gredi.

$\frac{1}{r_m} = (\psi_1 + \psi_{1cs})$ - zakrivljenost u neraspucalom području

$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot (\psi_2 + \psi_{2cs}) + (1-\zeta) \cdot (\psi_1 + \psi_{1cs})$ - zakrivljenost u raspucalom području

Srednja zakrivljenost $1/r_m$ od opterećenja i puzanja sastoji se od zakrivljenosti u stanju naprezanja I, i stanju naprezanja II:

$$\frac{1}{r_m} = (1-\zeta) \cdot \frac{1}{r_I} + \zeta \cdot \frac{1}{r_{II}} \tag{6.31}$$

Zakrivljenost za stanje naprezanja I:

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} \tag{6.32}$$

Zakrivljenost za stanje naprezanja II:

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - y_{IIg}} \tag{6.33}$$

Moment savijanja pri nastanku prve pukotine u betonu:

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,m} \cdot I_0}{y_{0d}} \tag{6.34}$$

Za pravokutni presjek: $z = d - y_{IIg}/3$ (6.35)

Relativna deformacija armature računa se prema izrazu: $\varepsilon_{s1} = \frac{\sigma_s}{E_s}$ (6.36)

Naprezanje u vlačnoj armaturi:

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{A_{s1} \cdot z} \tag{6.37}$$

Srednja zakrivljenost $1/r_{csm}$ od skupljanja:

$$\frac{1}{r_{csm}} = (1-\zeta) \cdot \frac{1}{r_{csI}} + \zeta \cdot \frac{1}{r_{csII}} \tag{6.38}$$

Zakrivljenost od skupljanja za stanje naprezanja I:

$$\frac{1}{r_{csI}} = \frac{\varepsilon_{cs\infty} \cdot \alpha_e \cdot S_I}{I_I} \tag{6.39}$$

Zakrivljenost od skupljanja za stanje naprezanja II:

$$\frac{1}{r_{csII}} = \frac{\varepsilon_{cs\infty} \cdot \alpha_e \cdot S_{II}}{I_{II}} \tag{6.40}$$

Vlačna čvrstoća betona:

$$f_{ct,m} = 0.3\sqrt[3]{f_{ck}^2} \tag{6.41}$$

Modul elastičnosti betona:

$$E_{cm} = 9500\sqrt[3]{f_{ck} + 8} \tag{6.42}$$

Efektivni modul elastičnosti betona:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1.0 + \varphi(t_\infty, t_0)} \tag{6.43}$$

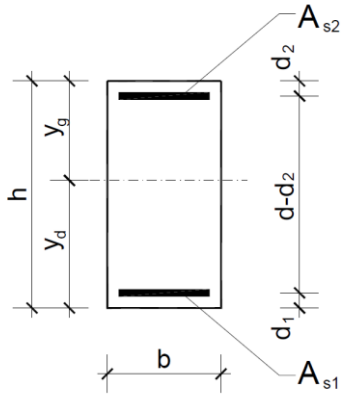
Odnos modula elastičnosti čelika i betona:

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} \text{ za t=0} \tag{6.44}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} \text{ za t=}\infty \tag{6.45}$$

$\varepsilon_{cs\infty}$ = relativna deformacija od skupljanja u beskonačnosti

6.4.1 Proračun geometrijskih karakteristika pravokutnog poprečnog presjeka



Slika 6.6 Pravokutni poprečni presjek

- položaj težišta za betonski presjek bez armature: $y_{0g} = h/2$; $y_{0d} = y_{0g}$

- položaj težišta presjeka za stanje naprezanja I: $y_{Ig} = k_{xI} \cdot h$; $y_{Id} = h - y_{Ig}$

- položaj težišta za stanje naprezanja II: $y_{IIg} = k_{xII} \cdot h$; $y_{IId} = h - y_{IIg}$

- keficijenti k_{xI} i k_{xII} dobiveni su prema:

$$\rho_I = A_{s1}/(b \cdot h) \qquad \rho_{II} = A_{s1}/(b \cdot d)$$

$$k_{xI} = (0{,}5 + A_I)/(1 + B_I) \qquad k_{xII} = -B_{II} + \sqrt{B_{II}^2 + 2A_{II}}$$

$$A_I = \alpha_e \cdot \rho_I \cdot d/h \cdot (1 + A_{s2} \cdot d_2/(A_{s1} \cdot d)) \qquad A_{II} = \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot (1 + A_{s2} \cdot d_2/(A_{s1} \cdot d))$$

$$B_I = \alpha_e \cdot \rho_I \cdot (1 + A_{s2}/A_{s1}) \qquad B_{II} = \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot (1 + A_{s2}/A_{s1})$$

- moment tromosti betonskog presjeka bez armature: $I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12}$

- moment tromosti presjeka za stanje naprezanja I (prije pojave pukotina):

$$I_I = \frac{b}{3} \cdot (y_{Id}^3 + y_{Ig}^3) + (\alpha_e - 1) \cdot \left[A_{s1} \cdot (d - y_{Ig})^2 + A_{s2} \cdot (y_{Ig} - d_2)^2 \right]$$

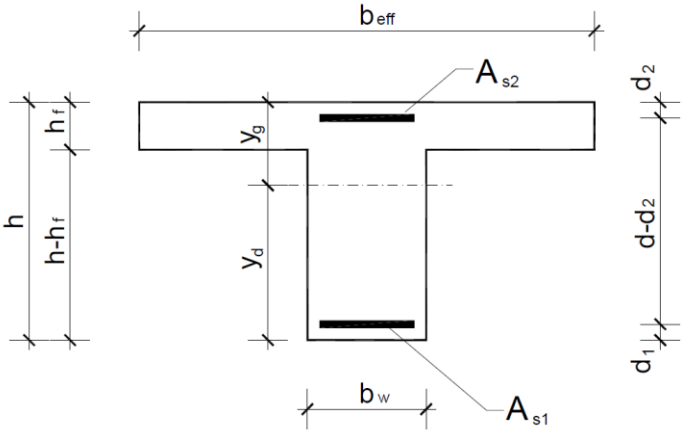
- moment tromosti za stanje naprezanja II:

$$I_{II} = \frac{b}{3} \cdot y_{IIg}^3 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - y_{IIg})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (y_{IIg} - d_2)^2$$

- statički moment površine armature za stanje naprezanja I: $S_I = A_{s1}(d - y_{Ig}) - A_{s2}(y_{Ig} - d_2)$

- statički moment površine armature za stanje naprezanja II: $S_{II} = A_{s1}(d - y_{IIg}) - A_{s2}(y_{IIg} - d_2)$

6.4.2 Proračun geometrijskih karakteristika nosača T-presjeka



Slika 6.7 Poprečni presjek nosača T-presjeka

- položaj težišta za betonski presjek bez armature:

$$y_{0g} = \frac{(b_w \cdot h^2)/2 + ((b_{eff} - b_w) \cdot h_f{}^2)/2}{b_w \cdot h + h_f \cdot (b_{eff} - b_w)} \quad ; \quad y_{0d} = h - y_{0g}$$

- položaj težišta za stanje naprezanja I: $y_{Ig} = k_{xI} \cdot h \quad ; \quad y_{Id} = h - y_{Ig} = (1 - k_{xI}) \cdot h$

- koeficijent k_{xI} može se izračunati prema:

$$\rho_I = A_{s1}/(b_w \cdot h) \quad ; \quad k_{xI} = (0{,}5 + C_I)/(1 + D_I)$$

$$C_I = 0{,}5 \cdot \left(\frac{h_f}{h}\right)^2 \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) + A_I \quad ; \quad D_I = \left(\frac{h_f}{h}\right) \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) + B_I$$

- koeficijenti A_I i B_I se proračunavaju na isti način kao i kod proračuna geometrijskih karakteristika pravokutnog presjeka.

- moment tromosti betonskog presjeka bez armature:

$$I_0 = \frac{b_w}{3}(y_{0d}^3 + y_{0g}^3) + \frac{(b_{eff} - b_w) \cdot h_f^3}{12} + (b_{eff} - b_w) \cdot h_f \cdot (y_{0g} - h_f/2)^2$$

- moment tromosti za stanje naprezanja I:

$$I_I = \frac{b_w}{3}(y_{Id}^3 + y_{Ig}^3) + \frac{(b_{eff} - b_w) \cdot h_f^3}{12} + (b_{eff} - b_w) \cdot h_f \cdot (y_{1g} - h_f/2)^2 +$$
$$+ (\alpha_e - 1) \cdot \left[A_{s1}(d - y_{Ig})^2 + A_{s2}(y_{Ig} - d_2)^2 \right]$$

Kod računanja momenta tromosti T-presjeka za stanje naprezanja II nije svejedno da li se težište presjeka nalazi u ploči ili u rebru poprečnog presjeka. Prvo se pretpostavi da se težište nalazi u ploči T-presjeka ($y_{IIg} < h_f$) i izračuna se udaljenost težišta od gornjeg ruba T-presjeka ($y_{IIg} = k_{xII} \cdot h$; kao za pravokutni presjek širine b_{eff} i visine h) i ako je tako proračunati $y_{IIg} < h_f$ tada se moment tromosti za stanje naprezanja II računa prema izrazu:

$$I_{II} = \frac{b_{eff} \cdot y_{IIg}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - y_{IIg})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (y_{IIg} - d_2)^2$$

Ako je $y_{IIg} > h_f$ težište se nalazi u rebru T-presjeka. Položaj težišta za stanje naprezanja II može se u tom slučaju izračunati prema izrazima:

$$y_{IIg} = k_{xII} \cdot h \;;\; y_{IId} = h - y_{IIg} = (1 - k_{xII}) \cdot h$$

- koeficijent k_{xII} može se izračunati prema izrazu, uz pretpostavku da je presjek raspuknut od vlačnog ruba na duljini y_{IId}.

$$\rho_{II} = A_{s1}/(b_w \cdot d) \quad ; \quad k_{xII} = -C_{II} + \sqrt{C_{II}^{\,2} + D_{II}}$$

$$C_{II} = \left(\frac{h_f}{d}\right) \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) + B_{II} \quad ; \quad D_{II} = \left(\frac{h_f}{d}\right)^2 \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) + 2 \cdot A_{II}$$

- koeficijenti A_{II} i B_{II} se proračunavaju na isti način kao i kod proračuna geometrijskih karakteristika pravokutnog presjeka.
- moment tromosti za stanje naprezanja II se računa prema izrazu:

$$I_{II} = \frac{b_{eff} \cdot h_f^3}{12} + h_f \cdot b_{eff} \left(y_{IIg} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \frac{b_w}{3} \cdot (y_{IIg} - h_f)^3 +$$

$$+ \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - y_{IIg})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (y_{IIg} - d_2)^2$$

- statički moment površine armature za stanje naprezanja I: $S_I = A_{s1}(d - y_{Ig}) - A_{s2}(y_{Ig} - d_2)$

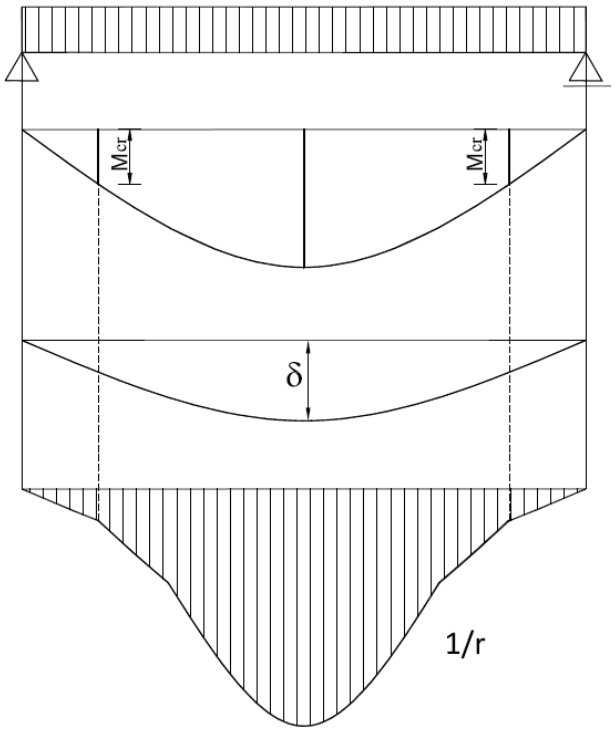
- statički moment površine armature za stanje naprezanja II: $S_{II} = A_{s1}(d - y_{IIg}) - A_{s2}(y_{IIg} - d_2)$

Proračunsko opterećenje za dugotrajni progib:

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot \psi_2 \cdot q = g + \psi_2 \cdot q \qquad (6.46)$$

Koeficijent kombinacije opterećenja ψ_2 =0,3 za stambene objekte; ψ_2 = 0,8 za skladišta.

Kada je $\sigma_{ct} = f_{ct,m}$ dolazi do otvaranja pukotine. Moment je M_{cr} i nastaje lom u dijagramu M-1/r. Progib je ovisan o zakrivljenosti, a zakrivljenost ovisi o momentu savijanja. Primjer proste grede opterećene kontinuiranim opterećenjem:



Slika 6.8 Primjer proste grede opterećene kontinuiranim opterećenjem

Proračun stvarnih progiba betonskih konstrukcijskih elemenata zbog pojave pukotina i učinka dugotrajnih deformacija od puzanja i skupljanja betona izrazito je složen. Kontrole graničnog stanja uporabljivosti potrebno je provoditi kako bi građevina bila funkcionalna, udobna za ljude i zbog estetike i trajnosti građevine.

Kako bi se spriječila moguća oštećenja na pregradnim zidovima, podnim oblogama (keramika, parket), te pucanja staklenih stijena dane su preporuke za standardna opterećenja u visokogradnji q < 5,0 kN/m^2 i koeficijent puzanja $\varphi(t,t_0) < 2{,}50$ za preliminarni odabir statičke visine greda i ploča preko izraza:

$$d \geq k_c \cdot \frac{L_i}{\lambda_i} \qquad (6.47)$$

Zamjenjujući raspon određuje se u skladu s izrazom:
$L_i = \alpha_i \cdot L$
α_i – koeficijent koji ovisi o statičkom sustavu, prema tablici 6.8.
λ_i – koeficijent ovisan o rasponu i vrsti elementa prema tablicama 6.6. i 6.7
$k_c = (f_{ck0}/f_{ck})^{1/6}$ gdje je $f_{ck0} = 20N/mm^2$

L_i	λ_i (za L/250)	λ_i (za L/500)
< 4,0 m	29	23
6,0 m	26	19
8,0 m	23	16
10,0 m	21	14
12,0 m	19	13

Tablica 6.6 Koeficijent λ_i za ploče

L_i	λ_i (za L/250)	λ_i (za L/500)
< 4,0 m	28	16
6,0 m	26	15
8,0 m	23	14
10,0 m	21	13
12,0 m	19	13

Tablica 6.7 Koeficijent λ_i za grede

Statički sustav	α_i
Prosta greda	1,0
Prvi raspon kont. nosača	0,8
Unutarnji raspon kont. Nosača	0,7
Konzola	2,5

Tablica 6.8 Koeficijent koji ovisi o statičkom sustavu α_i

6.5. Kontrola bočnih pomaka

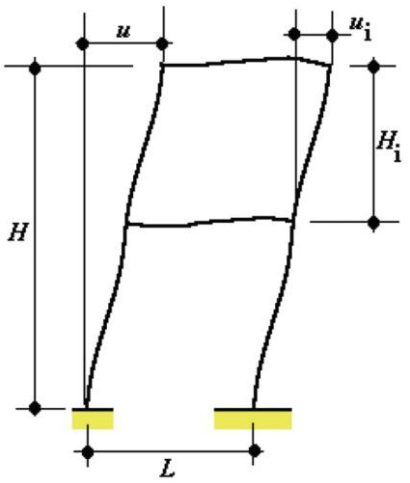
Pored kontrole vertikalnih progiba, potrebno je dokazati da su proračunski horizontalni pomaci konstrukcije, izazvani vanjskim djelovanjem, manji od graničnih. Kriteriji bočnih pomaka smiju se izraziti ograničenjem horizontalnih pomaka. Treba biti zadovoljeno:

$$u \leq u_{lim1} \quad (6.48)$$

$$u_i \leq u_{lim2} \quad (6.49)$$

Gdje je:
u – proračunska vrijednost ukupnog horizontalnog pomaka vrha građevine ukupne visine H;
u_i – proračunska vrijednost horizontalnog pomaka za visinu kata H_i;
u_{lim1} – ograničavajuća vrijednost ukupnog horizontalnog pomaka vrha zgrade ukupne visine H;
u_{lim2} – ograničavajuća vrijednost horizontalnog pomaka za visinu kata H_i.

Oznake horizontalnih pomaka prikazane su na slici 6.9, a vrijednosti graničnih horizontalnih pomaka dane su u tablici 6.6.



Slika 6.9 Definicija horizontalnih pomaka prema HRN EN 1990

Građevina	Granične vrijednosti za karakteristične kombinacije djelovanja	
	u_i	u
Prizemne industrijske građevine bez krana i/ili međukatova	$H_1/150$	-
Prizemne građevine	$H_1/300$	-
Višekatne zgrade	$H_1/300$	H/500

Tablica 6.9 Ograničenja horizontalnih pomaka konstrukcije prema HRN EN 1990.

Gdje su: H_1 – visina kata; H – visina građevine

6.6. Kontrola vibracija

Kako bi se postiglo zadovoljavajuće ponašanje građevina i njihovih konstrukcijskih elemenata pri vibracijama u uvjetima uporabljivosti, između ostalog, treba razmotriti sljedeće aspekte:

a) udobnost korisnika
b) funkcioniranje konstrukcije ili njezinih konstrukcijskih elemenata

Kako granično stanje uporabljivosti konstrukcije ili konstrukcijskog elementa ne bi bilo premašeno pri izloženosti vibracijama, vlastita frekvencija vibracija konstrukcije ili konstrukcijskog elementa treba biti iznad primjerenih vrijednosti koje ovise o funkciji zgrade i izvoru vibracija i koje su dogovorene s investitorom.
Ako je vlastita frekvencija vibracija konstrukcije manja od primjerene vrijednosti, treba provesti točniji proračun dinamičkoga odziva konstrukcije uzimajući u obzir prigušenje. Mogući su izvori vibracija koje treba razmotriti hodanje, sinkronizirano gibanje ljudi, strojevi, vibracije temeljnog tla prouzročene prometom

Vlastite frekvencije konstrukcija moraju biti dovoljno različite od onih koje bi mogle uzrokovati pobudu konstrukcije i njenu rezonanciju.

Dinamičko djelovanje	**Granične vrijednosti za karakteristične kombinacije djelovanja**	
	vlastita frekvencija veća od	progib w_{tot} manji od
Koraci	3 Hz	28 mm
Ples ili tjelovježba	5 Hz	10 mm

Tablica 6.10 Ograničenje vertikalnih progiba i vlastitih frekvencija stropova prema HRN EN 1990.

Kao orijentacijske vrijednosti kod građevina čije su međukatne konstrukcije izložene standardnom korištenju, najniža vlastita frekvencija međukatne konstrukcije treba biti veća od 3 Hz. Taj će uvjet biti zadovoljen ako je veličina ukupnog progiba manja od 28 mm.
Kod građevina koje se rabe kao plesne dvorane, sporska borilišta i sl., najniža vlastita frekvencija međukatne konstrukcije treba biti veća od 5 Hz. Taj će uvjet biti zadovoljen ako veličina ukupnog progiba bude manja od 10 mm.

Konstrukcija	Djelovanje	Obično zadovoljavajuće ponašanje	Često nezadovoljavajuće ponašanje	Ograničenje ubrzanja u % gravitacijskog ubrzanja
Tribine, centri za fitnes, sportske dvorane i javni prostori	Ritmičko opterećenje zbog gibanja ljudi	$n_e > 10$ Hz	$n_e < 6$ Hz	10 %
Stambeni prostori		$n_e > 8$ Hz	$n_e < 5$ Hz	0,1 %
Uredski prostori		$n_e > 8$ Hz	$n_e < 5$ Hz	0,2 %
NAPOMENA: Vlastite frekvencije i ubrzanja proračunavaju se za uobičajenu uporabu, kad je cikličko djelovanje uobičajeno manje od djelovanja za nazovistalnu kombinaciju, određenu u točki 6.5.3 norme HRN EN 1990.				

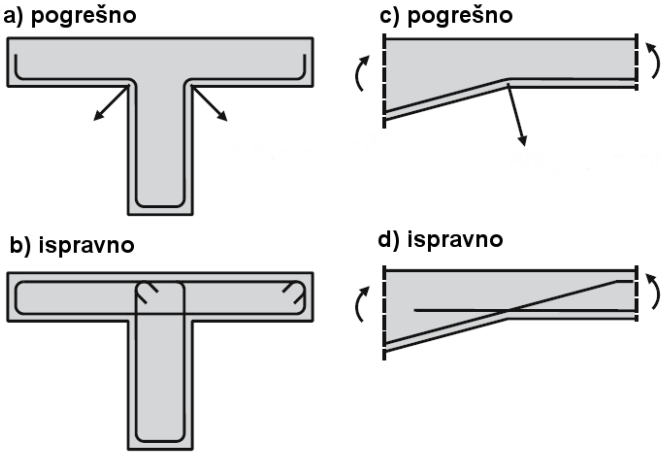
Tablica 6.11 Iskustvene vrijednosti za prihvatljive vlastite frekvencije i ograničenja ubrzanja prema HRN EN 1990.

7. OBLIKOVANJE I KONSTRUIRANJE

7.1. Pravila armiranja

Armatura proračunata metodom graničnih stanja nosivosti i uporabljivosti sidri se, ili nastavlja prema točno utvrđenim pravilima. Najveće zrno agregata d_g odabire se tako da se osigura dostatno zbijanje betona oko armature. U mostogradnji je najmanji promjer nenapete armature $d_s \geq 12$ mm, a razmak $s \leq 20$ cm.

Razmak pojedinih šipki armature mora biti takav da osigurava ugradnju i zbijenost betona te da osigura dostatnu prionljivost između armature i betona. Svijetli razmak (horizontalni i vertikalni) između dvije paralelne šipke armature ne smije biti manji od 20 mm niti manji od promjera najveće šipke armature. Ukoliko nisu definirani drugi uvjeti za ugradnju i zbijanje betona, razmak ovisan o najvećem zrnu agregata $d_g > 16$ mm ne smije biti manji od d_g+5 mm. Kod postavljanja armature u više razina, šipke armature moraju biti postavljene jedna iznad druge s dostatnim razmakom za prolaz vibratora za beton.



Slika 7.1 Primjeri pogrešnog i ispravnog armiranja.

7.2. Zaštitni sloj betona

Radi osiguranja trajnosti elemenata konstrukcije uz ostalo je potrebna i zaštita armature od korozije. Za zaštitu je potrebna dovoljna debljina i gustoća zaštitnog sloja betona te dobra zaštita od raspucavanja betona.

Zaštitni sloj je udaljenost od vanjskog ruba armature (uključivo spone) do najbliže vanjske plohe betona. Najmanja debljina zaštitnog sloja potrebna je da se osigura sljedeće:

- siguran prijenos sila prionljivošću
- zaštita čelika od korozije
- neodlamanje betona
- propisana požarna zaštita.

Zaštita armature od korozije ovisi o stalnoj prisutnosti alkalne okoline koja se osigurava odgovarajućom debljinom dostatno njegovanog betona visoke kvalitete i gustoće.

Najmanje veličine zaštitnog sloja c_{min} određuju se u ovisnosti o razredu agresivnog djelovanja okoliša za koroziju armature i razredu tlačne čvrstoće betona. Nazivna veličina zaštitnog sloja c_{nom} sastoji se od najmanje veličine zaštitnog sloja i dodatne vrijednosti Δc:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c. \qquad (7.1)$$

Debljina zaštitnog sloja c_{min} za zaštitu od korozije ne smije biti manja od vrijednosti u tablici 2.11 ovisno o razredu agresivnog djelovanja okoliša. Za površine betona s više izraženih razreda mjerodavan je najveći zaštitni sloj. Dodatna vrijednost Δc obuhvaća netočnosti u izvedbi, a ovisi o veličini, obliku i vrsti konstrukcijskog elementa, vrsti konstrukcije, izvedbi te provedbi postupaka kontrole kvalitete.

Za osiguranje prijenosa sila najmanja debljina zaštitnog sloja ne smije biti manja od promjera odabrane uzdužne armature d_s, pri čemu je d_s promjer armature ili zaštitne cijevi kabela, odnosno kod grupirane armature (snop) zamjenski promjer d_{sv}.

d_{sv} – zamjenski promjer za grupiranu armaturu $d_{sv} = d_s \cdot \sqrt{n}$ (n je broj grupiranih šipki armature)

Najmanja debljina zaštitnog sloja kod naknadnog napinjanja natega odnosi se na vanjski rub zaštitne cijevi. Zaštitni sloj ne smije biti manji od vanjskog promjera zaštitne cijevi.

Kod prethodnog napinjanja natega najmanja debljina zaštitnog sloja ne smije biti manja ni od one prema tehničkom dopuštenju.

Ako je površina betona izložena agresivnom djelovanju morskog okoliša ili kemijskim utjecajima, najmanja vrijednost debljine zaštitnog sloja je 50 mm. Kod kemijski jako agresivnog okoliša potrebno je predvidjeti i dodatne mjere za sprečavanje izravnog dodira betona s vanjskim agensima.

Za beton koji se ugrađuje na neravne površine dodatna vrijednost Δc mora se povećati. Npr. kod betona koji se ugrađuje izravno na tlo najmanja debljina zaštitnog sloja treba biti min $c \geq 75$ mm. Beton koji se ugrađuje na pripremljenoj podlozi (uključivo i podložni beton) treba biti min $c \geq 40$ mm.

Element	**min *c* [mm]**	**nom *c* [mm]**
Rasponski sklop	40	45
Hodnici i sl. kod cestovnih mostova		
- slobodne površine	40	45
- površine u dodiru s betonom	20	25
kod željezničkih mostova		
- slobodne površine	30	35
- površine u dodiru s betonom	20	25
donji ustroj		
- slobodne površine	40	45
- u dodiru s tlom	50	55

Tablica 7.1 Najmanja i nazivna debljina zaštitnog sloja kod mostova.

7.3. Prionjivost betona i armature

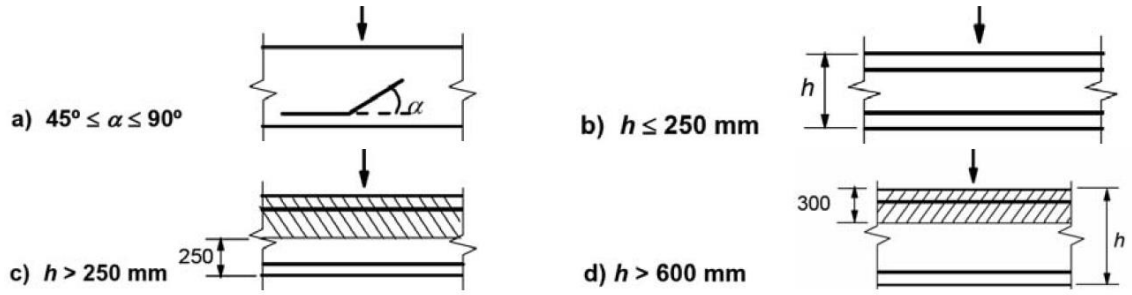
Prionjivost betona i armature ovisi o površini armature, dimenzijama elementa te položaju i nagibu armature tijekom betoniranja.

Dobra prionjivost armature i betona ostvarena je kada:

- su sve šipke armature s nagibom od 45° do 90° prema vertikali tijekom betoniranja
- su sve šipke armature s nagibom od 0° do 45° prema vertikali tijekom betoniranja:
  - ugrađene u elemente kojima debljina, u smjeru betoniranja, ne prelazi 250 mm
  - ugrađene u elemente debljine 250 - 600 mm, a koji su bili najviše h/2 iznad donje plohe svježeg betona

- ugrađene u elemente debljine veće od 600 mm, ali više od 300 mm ispod gornje plohe odsječka betoniranja

- se štapni konstrukcijski elementi (npr. stupovi) izvode u ležećem položaju, vibriraju vibracijskom iglom i čije vanjske izmjere nisu veće od 500 mm.



Slika 7.2 Uvjeti prianjanja (zone dobre i loše prionjivosti - šrafirano)

U svim se drugim slučajevima prionjivost armature i betona označava umjerenom. U konstrukcijskim elementima, koji se izvode kliznom oplatom, za sve šipke armature prionjivost armature i betona označava se umjerenom.

Granična vrijednost prionjivosti je ona koja u graničnom stanju nosivosti osigurava dostatnu sigurnost da se ne dogodi zakazivanje prionjivosti, a u graničnom stanju uporabljivosti osigurava da nema značajnih pomaka između betona i armature.

Proračunsku vrijednost prionjivosti f_{bd} (tablica) određuje se prema:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \qquad (7.2)$$

gdje je:

f_{bd} proračunska čvrstoća prionjivosti

$f_{ctk;0,05}$ karakteristična vlačna čvrstoća betona (5 % fraktila).

η_1 koeficijent koji se odnosi na kvalitetu uvjeta prianjanja i položaj šipke za vrijeme betoniranja

η_1 =1,0 kad su uvjeti „dobri“ i

η_1 =0,7 za sve ostale slučajeve i za šipke u konstrukcijskim elementima ugrađenim u kliznoj oplati, osim ako se može pokazati da postoje ”dobri uvjeti”.

η_2 odnosi se na promjer šipke

η_2 =1,0 za $\phi \leq 32$ mm

η_2 =(132-ϕ)/100 za $\phi > 32$ mm

	Karakteristična tlačna čvrstoća betona f_{ck} [N/mm²]										
f_{ck} [N/mm²]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
f_{bd} [N/mm²]	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,3	3,7	4,0	4,3	4,5	4,7
Za armaturu umjerene prionjivosti vrijednosti u tablici množe se sa 0,7.											

Tablica 7.2 Proračunska vrijednost čvrstoće prionjivosti f_{bd} [N/mm²] armature dobre prionjivosti i $d_s \leq 32$ mm

Kod šipki armature $d_s > 32$ mm, vrijednosti f_{bd} množe se faktorom $(132–d_s)/100$, gdje je d_s u [mm]. Vrijednosti u tablici proračunskih čvrstoća prionjivosti smanjuju se za 1/3 kada okomito na os nastavka armature djeluje poprečni vlak od čijeg se djelovanja može očekivati razvoj pukotina paralelno s osi armature u području sidrenja armature. Kada je, kod pretežno mirnog djelovanja, veličina pukotina paralelno s armaturom ograničena sa $w_k \leq 0{,}2$ mm, vrijednosti u tablici se ne smanjuju.

7.4. Sidrenje armature

Osnovna vrijednost sidrenja armature je duljina sidrenja ravne šipke koja je potrebna za sidrenje sile $F_s = A_s \cdot f_{yd}$, uz pretpostavku konstantne proračunske čvrstoće prionjivosti f_{bd} uzduž i po opsegu šipke. Osnovna vrijednost duljine sidrenja jedne šipke iznosi:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \tag{7.3}$$

gdje je:

d_s promjer armature

f_{bd} proračunska čvrstoća prionjivosti.

σ_{sd} - proračunsko naprezanje šipke na položaju od kojeg se mjeri sidrenje. $\sigma_{sd} \leq f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$

Proračunska duljina sidrenja l_{bd} iznosi:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} \tag{7.4}$$

Gdje su α_1, α_2, α_3, α_4 i α_5 koeficijenti dani u tablici 7.3.

α_1 je učinak oblika šipki uz odgovarajući zaštitni sloj

α_2 je za učinak najmanjeg zaštitnog sloja

α_3 je za učinak ovijanja poprečnom armaturom

α_4 je za utjecaj jedne ili više zavarenih poprečnih šipki ($\phi_t \geq 0{,}6\phi$) uzduž proračunske duljine sidrenja l_{bd}

α_5 je za učinak tlačnog naprezanja okomito na ravninu cijepanja uzduž proračunske duljine sidrenja.

Umnožak $(\alpha_2\ \alpha_3\ \alpha_5) \geq 0{,}7$

Faktor utjecaja	Vrsta sidrenja	Armaturna šipka	
		Vlačna	Tlačna
Oblik šipke	Ravno	$\alpha_1 = 1{,}0$	$\alpha_1 = 1{,}0$
	Nije ravno (vidjeti sliku 8.1 (b), (c) i (d)	$\alpha_1 = 0{,}7$ ako je $c_d > 3\phi$ inače $\alpha_1 = 1{,}0$ (vidjeti sliku 8.3 za vrijednost c_d)	$\alpha_1 = 1{,}0$
Zaštitni sloj	Ravno	$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\,(c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	$\alpha_2 = 1{,}0$
	Nije ravno (vidjeti sliku 8.1 (b), (c) i (d))	$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\,(c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$ (vidjeti sliku 8.3 za vrijednost c_d)	$\alpha_2 = 1{,}0$
Ovijeno poprečnom armaturom koja nije zavarena za glavnu armaturu	Svi tipovi	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	$\alpha_3 = 1{,}0$
Ovijena zavarenom poprečnom armaturom*	Svi tipovi, položaj i veličina kao na slici 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0{,}7$	$\alpha_4 = 0{,}7$
Ovijeno poprečnim tlakom	Svi tipovi	$\alpha_5 = 1 - 0{,}04p$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	-

gdje je:

λ	$= (\sum A_{st} - \sum A_{st,min})/A_s$
$\sum A_{st}$	ploština poprečnog presjeka poprečne armature uzduž proračunske duljine sidrenja l_{bd}
$\sum A_{st,min}$	ploština poprečnog presjeka najmanje poprečne armature = 0,25 A_s za grede i 0 za ploče
A_s	ploština jedne sidrene šipke najvećeg promjera
K	vrijednost prikazana na slici 8.4
p	poprečni tlak [MPa] kod graničnog stanja nosivosti uzduž l_{bd}

* Vidjeti također 8.6: Za izravno oslanjanje l_{bd} može se uzeti manji od $l_{b,min}$ uz uvjet da je najmanje jedna poprečna šipka zavarena unutar oslonca. To bi trebalo biti najmanje 15 mm od lica oslonca.

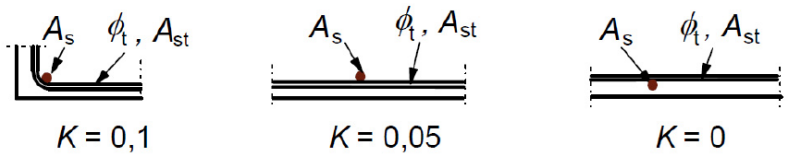
Tablica 7.3 Vrijednosti koeficijenata α_1, α_2, α_3, α_4 i α_5

$l_{b,min}$ najmanja je duljina sidrenja ako nema drugih ograničenja:
– za sidrenje u vlaku: $l_{b,min} \geq$ max $\{0{,}3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{ mm}\}$
– za sidrenje u tlaku: $l_{b,min} \geq$ max $\{0{,}6l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{ mm}\}$

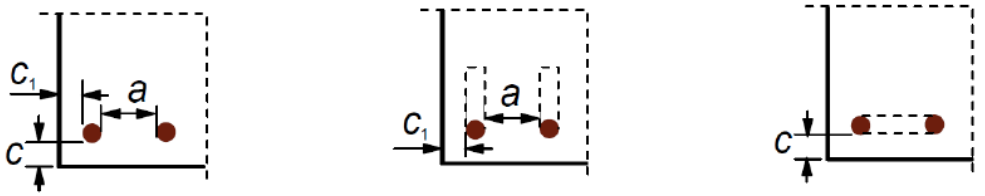
$l_{b,min}$ najmanja vrijednost duljine sidrenja:

$l_{b,min} = 0{,}3 \cdot l_{b,rqd} \geq 10 \cdot \phi$ ≥ 100 mm za sidrenje vlačnih šipki

$l_{b,min} = 0{,}6 \cdot l_{b,rqd} \geq 10 \cdot \phi$ ≥ 100 mm za sidrenje tlačnih šipki



Slika 7.3 Vrijednosti K za grede i ploče



a) ravne šipke $c_d = \min(a/2, c_1, c)$

b) savijene šipke ili šipke s kukom $c_d = \min(a/2, c_1)$

c) šipke koje oblikuju petlju $c_d = c$

Slika 7.4 Vrijednosti c_d za grede i ploče

U najčešće korištenom razredu betona, C25/30 i za armaturu B500, duljinu sidrenja možemo izračunati:

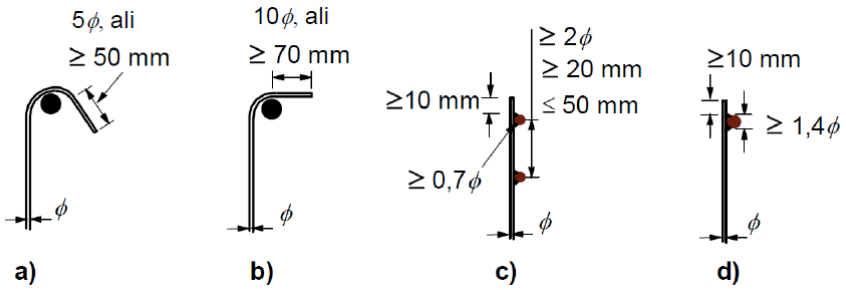
- l_{bd} = 40 ϕ za dobre uvjete prianjanja (za C25/30 i B500)
- l_{bd} = 58 ϕ za loše uvjete prianjanja (za C25/30 i B500).

Povećanjem razreda betona povećava se proračunska čvrstoća prionjivosti a time smanjuje duljina sidrenja. U tablici su dane duljine sidrenja u ovisnosti o profilu šipke za armaturu B500 i za $c_d < 3\phi$ za različite razrede betona i u ovisnosti o području prionjivosti.

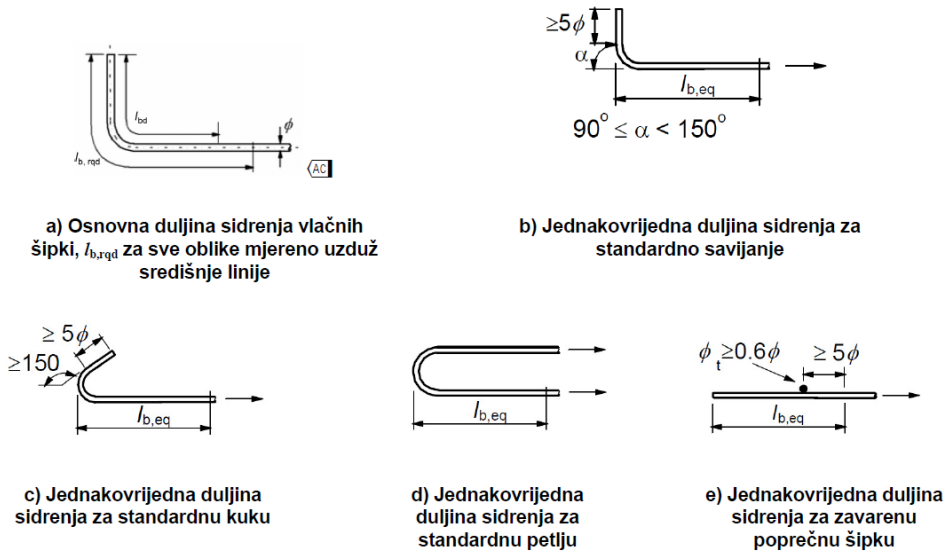
Beton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	≥C60/75
l_{bd} (ZB1)	66 ϕ	54 ϕ	47 ϕ	40 ϕ	36 ϕ	32 ϕ	30 ϕ	27 ϕ	25 ϕ	25 ϕ	24 ϕ
l_{bd} (ZB2)	94 ϕ	78 ϕ	67 ϕ	58 ϕ	51 ϕ	46 ϕ	42 ϕ	39 ϕ	36 ϕ	35 ϕ	34 ϕ

Tablica 7.4 Duljine sidrenja l_{bd} za f_{yk} =500 MPa i $\phi \leq 32$mm za zonu dobre (ZB1) i umjerene prionjivosti (ZB2)

Sidrenje spona i poprečne armature treba obično biti izvedeno savijanjem i kukom ili zavarenom poprečnom armaturom. Unutar kuke ili savijanja treba postojati šipka.



Slika 7.5 Sidrenje spona



Slika 7.6 Metode sidrenja za šipke koje nisu ravne

Šipke armature moraju biti tako sidrene da osiguravaju unos sila u beton bez pojave uzdužnih pukotina i odlamanja betona u području sidrenja. Potrebna poprečna armatura određena je posebnim pravilima. Razlikujemo više vrsta sidrenja armature, ravnom šipkom, šipkom s kukom, šipkom s ravnom (pravokutnom) kukom i šipkom s petljom (tablica). Za tlačnu armaturu dopuštene su samo ravne šipke za sidrenje. Šipke promjera $\phi > 32$ mm moraju se sidriti kao ravne šipke ili posebnim sidrenim elementima. Zabranjeno je sidrenje u vlačnim područjima.

7.5. Nastavljanje armature

Armaturu možemo nastavljati izravno mehaničkim spojkama i zavarivanjem, ili neizravno preklapanjem armature.

Preklop armature mora se izvesti tako da:

- je osiguran prijenos sile između dvije nastavljene šipke armature
- u području nastavljanja nema odlamanja betona
- širina pukotina na kraju preklopa ne premašuje granične vrijednosti dane propisima.

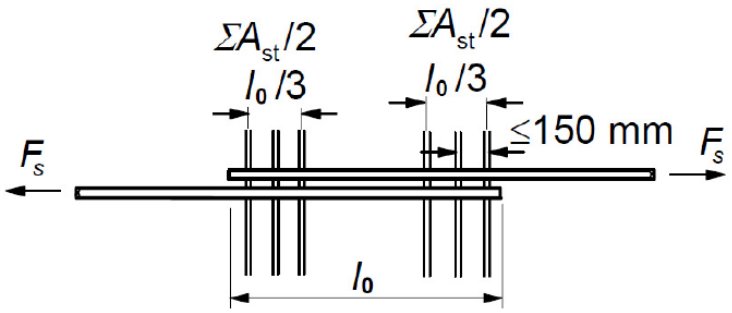
Preklapanje armature $\phi > 32$ mm dopušteno je samo u elementima koji su pretežno opterećeni savijanjem. Preklapanje armature treba nastojati izvesti s izmicanjem, a 100%-tni nastavak, kada je nastavljena sva armatura u jednome presjeku, ne smije biti u jako naprezanom području. Kod proračuna reznih sila prema teoriji plastičnosti ili nelinearnim postupcima, nastavci u plastičnim zglobovima nisu dopušteni.

U području preklopa vlačne armature zahtijeva se poprečna armatura radi preuzimanja poprečnih vlačnih sila. Ako je promjer preklopljenih šipki manji od 20 mm ili je postotak preklopljenih šipki u bilo kojem presjeku manje od 25 %, tada se smije smatrati da je sva poprečna armatura ili spone nužne iz ostalih razloga dovoljna za poprečne vlačne sile bez posebne provjere.

Ako je promjer preklopljenih šipki veći ili jednak 20 mm, poprečna armatura treba imati ukupnu ploštinu $\sum A_{st}$ (zbroj svih krakova paralelnih sloju preklopljene armature) ne manju od A_s jedne

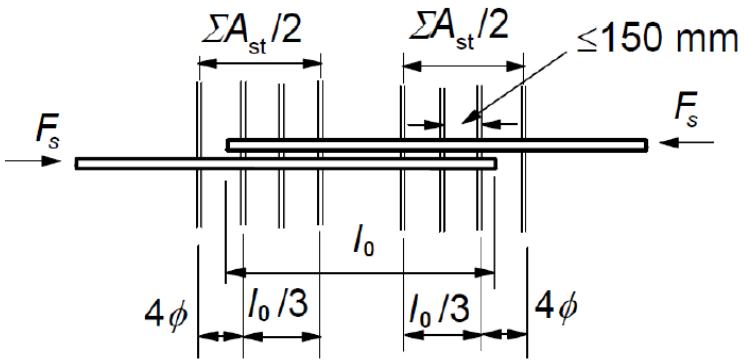
preklopljene šipke ($\sum A_{st} \geq 1{,}0A_s$). Poprečnu šipku treba postaviti okomito na smjer preklopljene armature.

Ako je više od 50 % armature preklopljeno na mjestu i ako je razmak a između susjednih preklopa u promatranom dijelu ≤10 ϕ, poprečnu armaturu treba razraditi sa sponama ili šipkama oblika U sidrenim u tijelo presjeka.



Slika 7.7 Raspored poprečne armature za nastavljanje preklapanjem vlačna armatura

Kod poprečne armature za šipke koje su stalno u tlaku, osim pravila za vlačne šipke jednu šipku poprečne armature treba postaviti izvan svakog kraja duljine preklopa i unutar 4 ϕ od kraja duljine preklopa (slika 7.8.)



Slika 7.8 Raspored poprečne armature za nastavljanje preklapanjem tlačna armatura

Proračunska duljina preklopa:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,\min} \qquad (7.5)$$

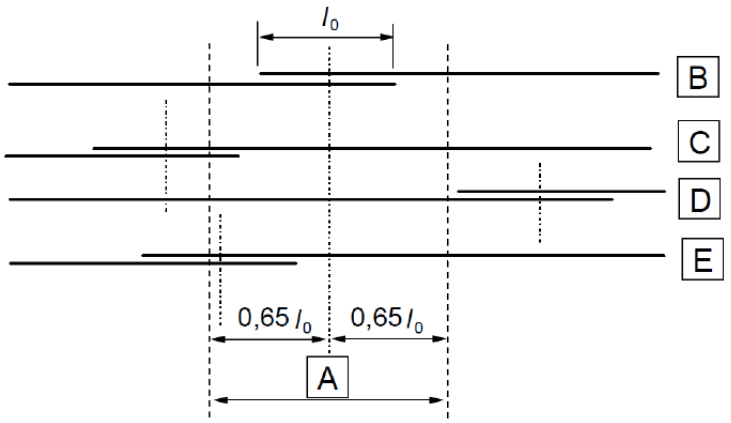
$l_{0,\min}$ najmanja vrijednost duljine preklopa:

$l_{0,\min} = 0{,}3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq 15 \cdot \phi \geq 200$ mm

$\alpha_6 = (\rho_1 / 25)^{0.5}$ ali ne veće od 1,5 niti manje od 1,0, gdje je postotak armature ρ_1 koja je preklopljena unutar duljine od $0{,}65l_0$ od središta duljine promatranog preklopa.
Vrijednosti za α_6 dane su u tablici 7.5.

Postotak preklopljenih šipki u odnosu na ukupnu ploštinu poprečnog presjeka šipki	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
NAPOMENA: Međuvrijednosti se smiju odrediti interpolacijom.				

Tablica 7.5 Vrijednost koeficijenta α_6

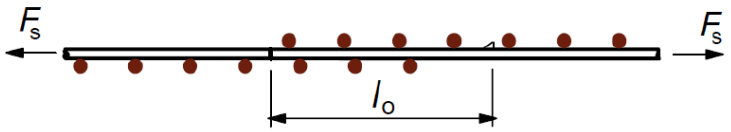


Slika 7.9 Primjer preklopa armature

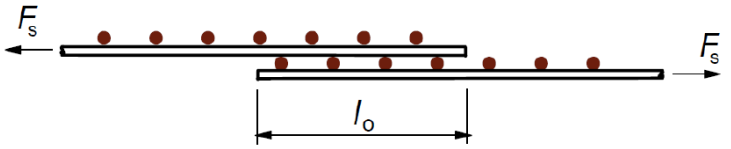
Na slici 7.9 šipke C i D se nalaze izvan promatranog presjeka A tako da se možemo uzeti da se 50% armature nastavanja u jednom presjeku. U tom slučaju koeficijent α_6=1,4.

Za mreže u slojevima preklopi glavne armature trebaju općenito biti smješteni u područjima gdje proračunano naprezanje armature u graničnom stanju nosivosti nije veće od 80% proračunske granice popuštanja.

a) obrnuto postavljene mreže (uzdužni presjek)



b) mreže su u slojevima (uzdužni presjek)



Slika 7.10 Preklop zavarenih mreža

	Dobra prionjivost		Umjerena prionjivost	
Razred betona	**Duljina preklopa l_0**	***Za* c_d > 3ϕ**	**Duljina preklopa l_0**	***Za* c_d > 3ϕ**
C12/15	99 ϕ	70 ϕ	142 ϕ	99 ϕ
C16/20	82 ϕ	58 ϕ	117 ϕ	82 ϕ
C20/25	71 ϕ	50 ϕ	101 ϕ	71 ϕ
C25/30	61 ϕ	43 ϕ	87 ϕ	61 ϕ
C30/37	54 ϕ	38 ϕ	77 ϕ	54 ϕ
C35/45	49 ϕ	34 ϕ	70 ϕ	49 ϕ
C40/50	45 ϕ	31 ϕ	64 ϕ	45 ϕ
C45/55	41 ϕ	29 ϕ	59 ϕ	41 ϕ
C50/60	39 ϕ	27 ϕ	55 ϕ	39 ϕ
C55/67	37 ϕ	26 ϕ	53 ϕ	37 ϕ
≥ C60/75	36 ϕ	25 ϕ	51 ϕ	36 ϕ

Tablica 7.6 Duljine preklopa l_0 za f_{yk} =500 MPa i $\phi \leq 32$mm za zonu dobre (ZB1) i umjerene prionjivosti (ZB2) za broj preklopljenih šipki u jednom presjeku >50%.

7.6. Preporuke za armiranje

Pune ploče

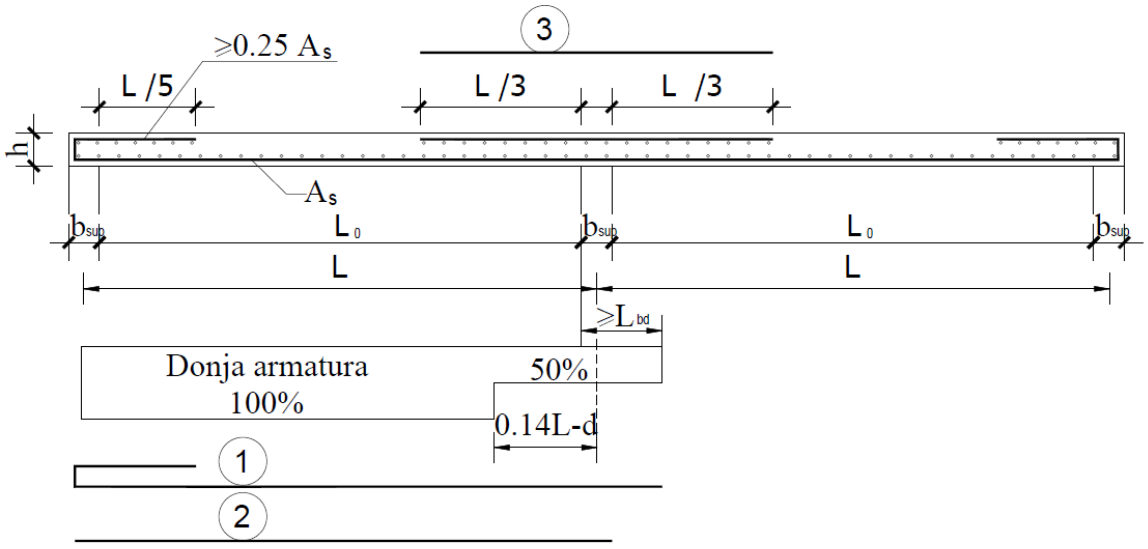
Najveći razmak šipki armature s_{max} za ploče opterećene jednolikim opterećenjem prema hrvatskom nacionalnom dodatku iznosi:
U područjima velikih naprezanja $M \geq 0{,}75 \cdot M_{max}$
- za glavnu armaturu $s_{max,gl} \leq 1{,}5 \cdot h \leq 25$ cm
- za razdjelnu armaturu $s_{max,raz} \leq 3{,}0 \cdot h \leq 40$ cm

U područjima manjih naprezanja $M < 0{,}75 \cdot M_{max}$
- za glavnu armaturu $s_{max,gl} \leq 3{,}0 \cdot h \leq 35$ cm
- za razdjelnu armaturu $s_{max,raz} \leq 3{,}0 \cdot h \leq 40$ cm

Najveći razmak šipki armature s_{max} za ploče opterećene koncentriranim opterećenjem prema hrvatskom nacionalnom dodatku iznosi:
U područjima velikih naprezanja $M \geq 0{,}75 \cdot M_{max}$
- za glavnu armaturu $s_{max,gl} \leq 1{,}5 \cdot h \leq 20$ cm
- za razdjelnu armaturu $s_{max,raz} \leq 2{,}5 \cdot h \leq 30$ cm

U područjima manjih naprezanja $M < 0{,}75 \cdot M_{max}$
- za glavnu armaturu $s_{max,gl} \leq 2{,}0 \cdot h \leq 30$ cm
- za razdjelnu armaturu $s_{max,raz} \leq 3{,}0 \cdot h \leq 40$ cm

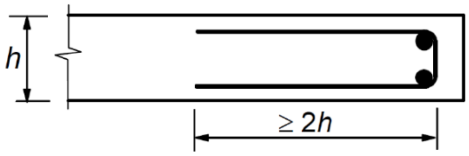
Iako propis dozvoljava veće vrijednosti, kako bi se smanjile širine pukotina u pločama preporuča se koristiti razmake glavne armature od 10 do 20 cm.



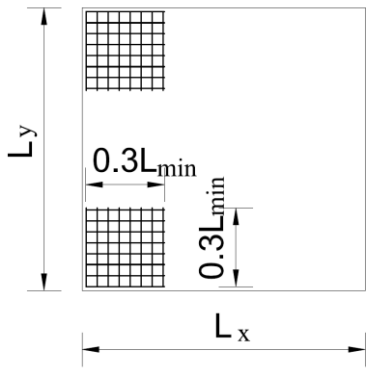
Slika 7.11 Pojednostavljena pravila armiranja ploče

Na prvom i zadnjem ležaju potrebno je usidriti >50% armature iz polja. U gornju zonu postaviti armaturu koja može preuzeti najmanje 25% najvećeg momenta iz susjednog polja. Ta se armatura treba produžiti najmanje 0.2 puta duljina susjednog raspona, mjereno od lica oslonca. Polovicu armature potrebno je sidriti na ležajevima na duljini ≥ L_{bd}. Ako ploča ima konzolu, gornju armaturu konzole je potrebno sidriti na duljini od $1.5 \cdot L_k$ do $2 \cdot L_k$ ili L/3.

Ploču treba uzduž svih rubova armirati uzdužnom i poprečnom armaturom, raspoređenu kao što prikazuje slika 7.12. Ova armatura može se izostaviti kod temeljnih ploča.



Slika 7.12 Rubna armatura ploče



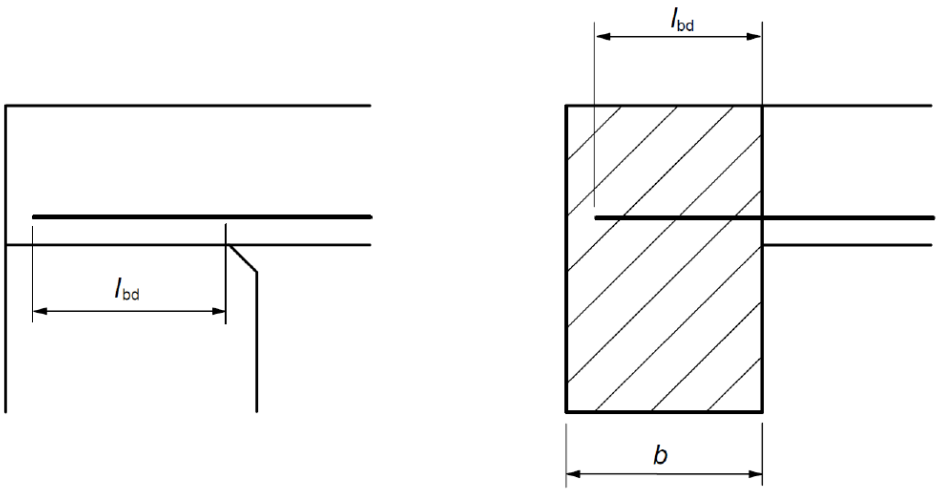
Slika 7.13 Ugaona armatura ploče

Za montažu gornje armature ploče potrebno je postaviti držače (tzv. jahače) od 1 do 4 komada po m^2. Ako je armatura tanja i po mreži se hoda za vrijeme betoniranja potrebno je postaviti veći broj jahača. Najčešće se postavljaju do 2 jahača po kvadratnom metru gdje su jahači na razmaku 75 cm. Za 4 komada po m^2 oni su na razmaku 50 cm. Jahači se moraju vezati paljenom žicom za donju armaturu kako se ne bi prevrnuli tijekom betoniranja. Za međukatne ploče visina jahača je mala tako da se obično koriste profili ϕ8 i ϕ10.Visinu držača izračunamo tako da od ukupne debljina ploče (h) oduzmemo donji zaštitni sloj, gornji zaštitni sloj i promjere šipki u obje zone:

$h_{držača}=h - (c_d+c_g+\phi_d+\phi_g)$



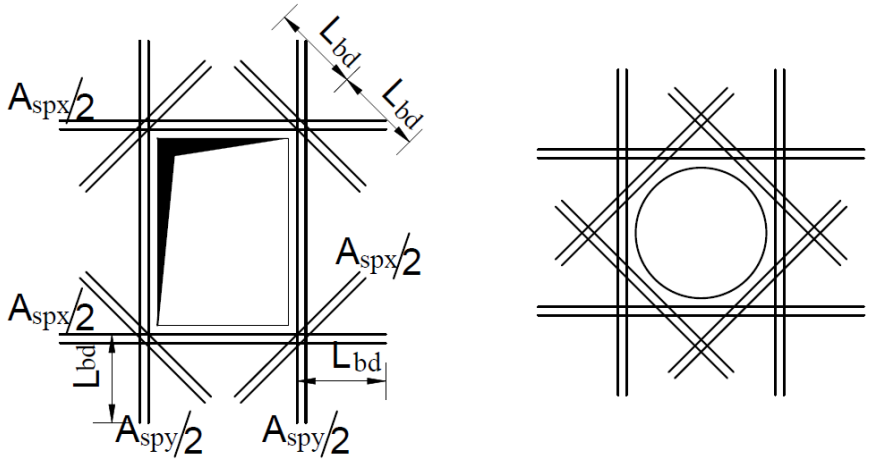
Slika 7.14 Držači gornje armature.



Slika 7.15 Sidrenje donje armature na krajnjim osloncima

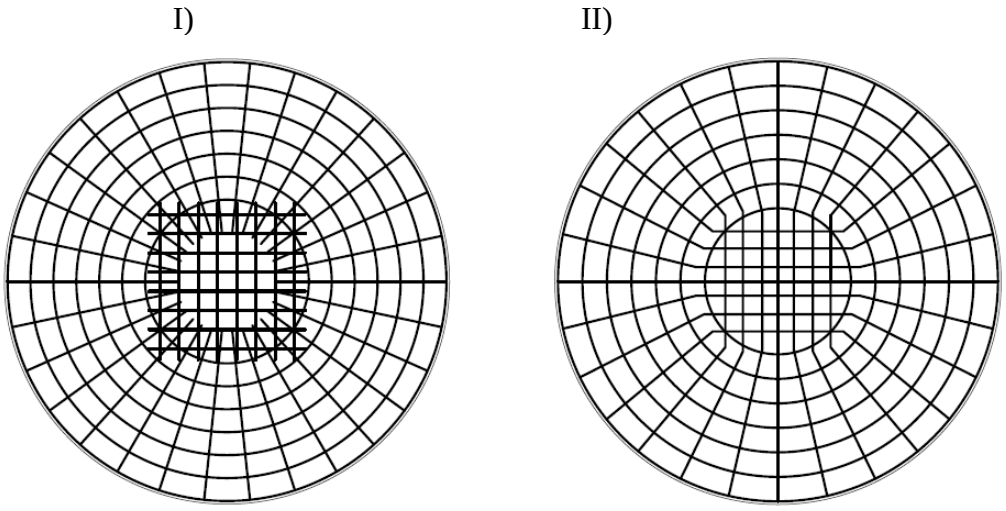
Slika lijevo izravno oslanjanje, greda oslonjena na zid ili stup. Slika desno, neizravno oslanjanje, greda oslonjena na drugu gredu.

Otvori u pločama su često prisutni u međukatnim pločama. Ovisno o dimenzijama možemo ih podijeliti na male, srednje i velike otvore. Mali otvori su zanemarivi i manjih su dimenzija od razmaka armature. Srednji otvori sijeku određeni broj armaturnih šipki te je potrebno sa svake strane otvora dodati armaturu čija je površina veća ili jednaka od prekinute armature. Armatura oko otvora postavlja se u smjeru prekinute armature i pod kutem od 45º u odnosu na pravac prekinute armature (Slika 7.16).
Kod većih otvora u ploči potrebno je postaviti grede ili skrivene grede unutar debljine ploče. Veći otvori se obavezno modeliraju pri proračunu a poželjno je i srednje otvore upisati u model.



Slika 7.16 Armatura oko otvora.

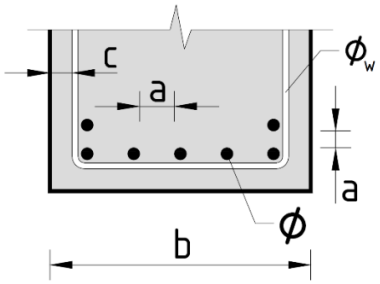
Armatura kod kružnih ploča postavljaju se u radijalnom i transverzalnom smjeru. Šipke u radijalnom smjeru ne mogu se voditi do centra ploče zbog preklapanja armature tako da se primjenjuje jedno od rješenja prikazano na slici. Prvo rješenje ima više preklopa i potrebno je više armature ali se preporuča za uporabu jer ima manje pozicija i jednostavniju izvedbu. Ako su takve ploče manjih dimenzija i manjih opterećenja mogu se armirati i ortogonalnom armaturom.
Kružne ploče mogu se pojaviti kao krovne i temeljne ploče vodosprema, silosa, dimnjaka, tornjeva, vjetroelektrana, a mogu se pojaviti i u međukatnim pločama u obliku dijela kruga. Kružne ploče sa većim centralnim otvorom zovu se prstenaste ploče.



Slika 7.17 Primjeri armatura kružnih ploča.

Grede

Svijetli razmak između šipki armature treba biti takav da se beton može jednostavno ugraditi i zbiti uz minimalan gubitak homogenosti. Igle za vibriranje betona obično su promjera 50 mm. Kako bi mogle proći između armaturnih šipki preporuka je da svijetli razmak “a“ za armaturne šipke (posebno u gornjoj zoni) bude veći od 55 mm a u slučaju većih promjera igli, pri montaži armature ostaviti barem na jednom dijelu prostor za iglu.



Slika 7.18 Svijetli razmak između pojedinačnih šipki armature

a – svijetli razmak (vodoravni i okomiti) između pojedinačnih šipki armature ne smije biti manji od najveće vrijednosti koje prema EN 1992 iznose:

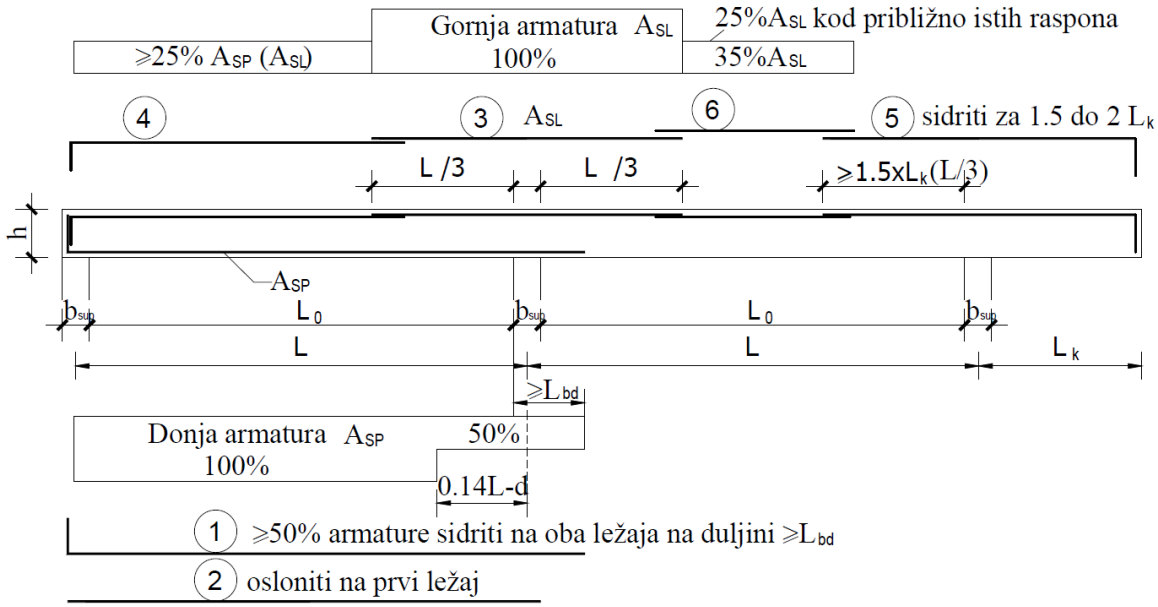
$$a = \max \begin{cases} k_1 \cdot \phi \\ d_g + k_2 \\ 20mm \end{cases} \qquad (7.6)$$

Gdje je:

a najmanji čisti razmak između šipki [mm],
ϕ je promjer šipke [mm],
d_g najveća veličina agregata [mm],
k_2 je u [mm]

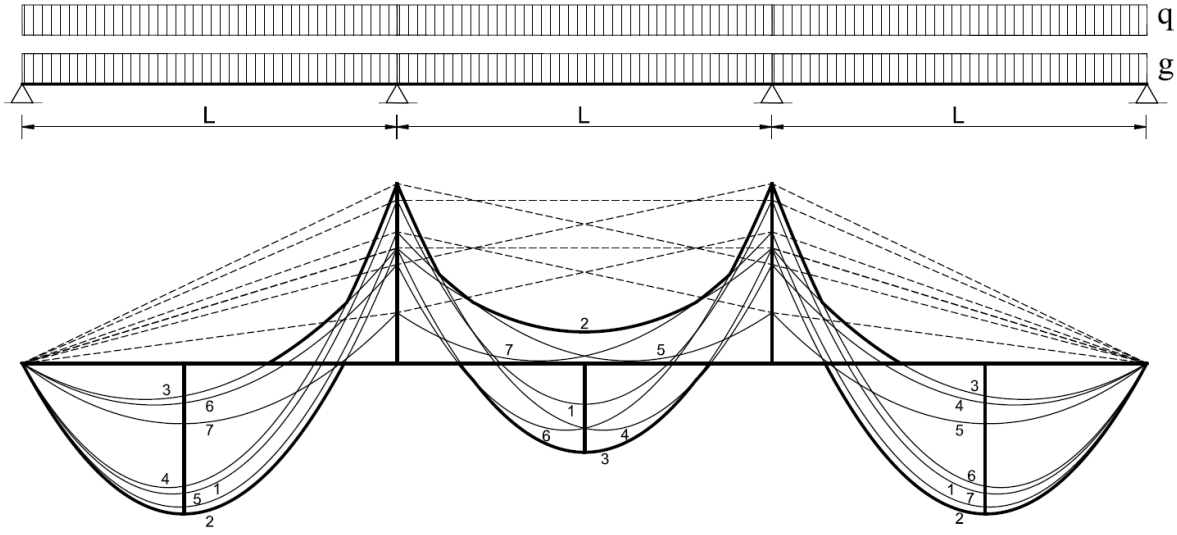
Vrijednost k_1 i k_2 za uporabu može se pronaći u njezinom nacionalnom prilogu. Preporučene vrijednosti su:

$k_1 = 1$
$k_2 = 5$ mm



Slika 7.19 Pojednostavljena pravila armiranja grede uzdužnom armaturom

Pozicije označene na slici postavljene su zbog tumačenja razmještaja armature i nisu ucrtane sve šipke. Važno pravilo je da broj pozicija bude što manji i nacrt jednostavniji. Paziti na maksimalne duljine armaturnih šipki 12 m (6 m) i da škart bude što manji.



Slika 7.20 Anvelopa momentog dijagrama

Pokrivanje dijagrama vlačnih sila uzdužnom armaturom.

Kako bi ispravnije odredili duljine šipki armature možemo koristi postupak pokrivanja dijagrama vlačnih sila (slika 7.21). Nakon što se odredi anvelopa dijagrama računskih momenata potrebno ju je podijeliti s krakom unutarnjih sila z. Tako dobivamo dijagram vlačnih sila (M_{Ed}/z). Dijagram moramo pomaknuti za iznos a_1.

$$a_1 = \frac{z}{2}\cdot\left(ctg\theta - ctg\alpha\right)$$ - za elemente s poprečnom armaturom (grede) (7.7)

$$a_1 = d$$ - za elemente bez poprečne armature (ploče) (7.8)

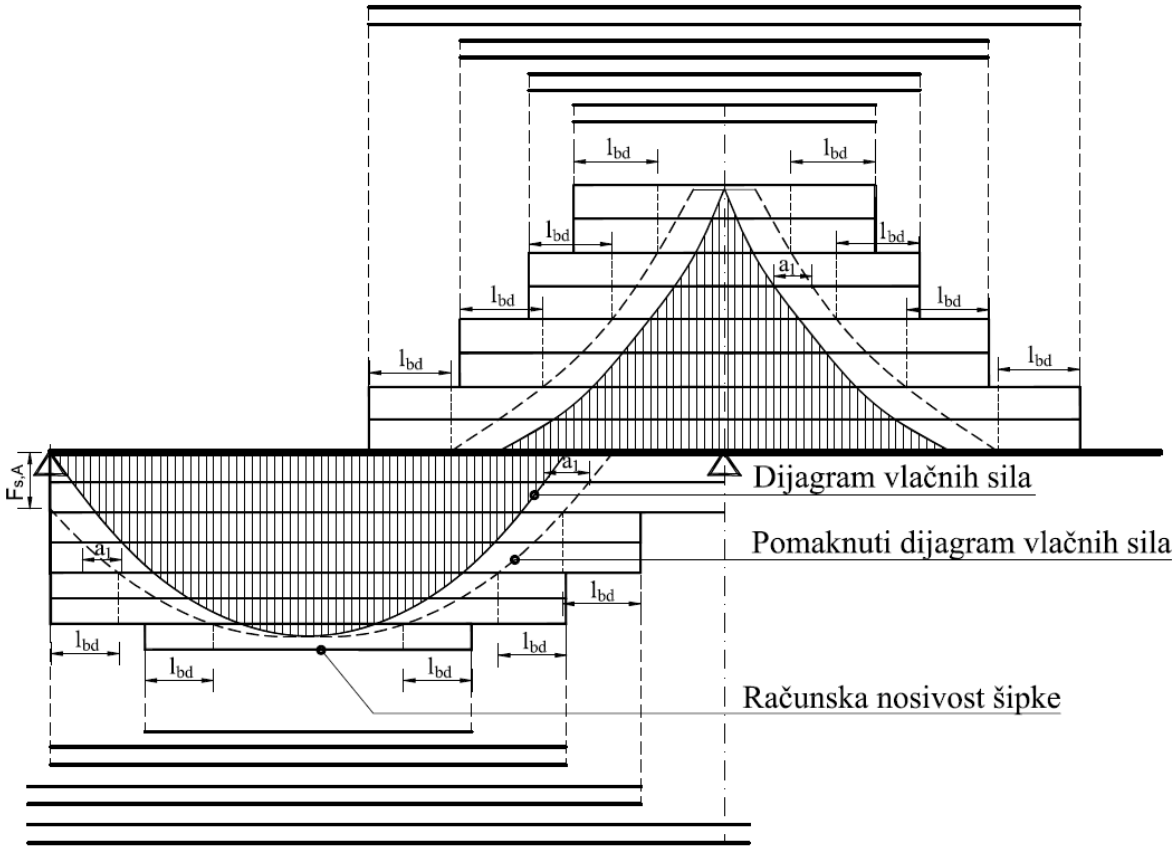
Gdje je:

θ - kut između betonskog tlačnog štapa i osi grede

α – kut između poprečne armature i osi grede

Za grede s vertikalnim sponama, za θ=39.8º i za z=ζ·d=0.9·d, proizlazi:

$$a_1 = \frac{z}{2}\cdot\left(ctg\theta - ctg\alpha\right) = 0.9\cdot d\cdot(1.2-0) = 0.54\cdot d$$



Slika 7.21 Pokrivanje dijagram vlačnih sila

Računska nosivost jedne šipke:

$$F_{s1} = A_{s1}^{1} \cdot f_{yd} \tag{7.9}$$

Vlačna sila na krajnjem ležaju:

$$F_{s,A} = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_1}{d} + N_{Ed} \tag{7.10}$$

Uzdužnu silu upisati s predznakom + za vlak i – za tlak. Vlačna uzdužna sila N_{Ed} povećava silu F_s dok ju tlačna sila smanjuje. Ovaj postupak osigurava da u svakom presjeku elementa (grede ili ploče) postoji dovoljno uzdužne armature za preuzimanje vlačnih sila izazvanih savijanjem i poprečnim silama.

Koraci pri izradi pokrivanja dijagrama vlačnih sila:

1. Konstrukcija dijagrama unutrašnjih sila: Najprije se crta dijagram računskih momenata savijanja M_{Ed} za sve mjerodavne kombinacije opterećenja (anvelopa momenata savijanja).
2. Transformacija u dijagram vlačnih sila: Dijagram momenata se podijeli s krakom unutrašnjih sila z kako bi se dobio dijagram potrebnih vlačnih sila $F_{s,req}$.
3. Pomak za a_l: Dobiveni dijagram vlačnih sila proširuje se (pomiče lijevo i desno) za vrijednost vodoravnog pomaka a_l. Na taj način dobiva se mjerodavni pomaknuti dijagram vlačnih sila.
4. Crtanje "stepenica" nosivosti armature: Svaka šipka ili grupa šipki koje odaberete ima određenu graničnu silu preuzimanja $F_{Rdi} = A_{si} \backslash f_{yd}$. Slaganjem tih vrijednosti po visini crta se "stepenasti" dijagram stvarne nosivosti ugrađene armature.
5. Uvjet pokrivanja: Dijagram nosivosti ugrađene armature u svakoj točki nosača mora u potpunosti prekriti pomaknuti dijagram vlačnih sila.

8. LITERATURA

[1] Radić J. i suradnici: Betonske Konstrukcije – Priručnik, Hrvatska sveučilišna naklada, Sveučilište u Zagrebu – Građevinski fakultet, SECON HNDK, Andris, Zagreb, 2006.

[2] Radić J. i suradnici: Betonske Konstrukcije – Riješeni primjeri, Hrvatska sveučilišna naklada, Sveučilište u Zagrebu – Građevinski fakultet, Andris, Zagreb, 2006.

[3] Behaim, B. 2010. Armirani beton. Ars nova. Zagreb.

[4] Sorić, Z., Kišiček, T. Betonske konstrukcije 1. Sveučilišta u Zagrebu. Građevinski fakultet. Zagreb. 2014.

[5] Sorić, Z., Kišiček, T. Betonske konstrukcije 2. Sveučilišta u Zagrebu. Građevinski fakultet. Zagreb. 2018.

[6] Tomičić, I. 1996. Betonske konstrukcije. DHGK. Zagreb.

[7] Tomičić, I. 1996. Betonske konstrukcije – odabrana poglavlja. Sveučilište u Zagrebu. Građevinski fakultet. Zagreb.

[8] Tomičić, I. 1993. Priručnik za proračun armiranobetonskih konstrukcija. DHGK. Zagreb.

[9] HRN EN 1990:2011. Eurokod. Osnove projektiranja konstrukcija (EN 1990:2002+AC:2009+A1:2005 /AC:2010) + nacionalni dodatak.

[10] HRN EN 1991-1-1:2012. Eurokod 1. Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-1: Opća djelovanja - Obujamske težine, vlastite težine i uporabna opterećenja zgrada (EN 1991-1-1:2002+AC:2009) + nacionalni dodatak.

[11] HRN EN 1991-1-2:2012. Eurokod 1. Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-2: Opća djelovanja - Djelovanja na konstrukcije izložene požaru (EN 1991-1-2:2002+AC:2009) + nacionalni dodatak.

[12] HRN EN 1991-1-3:2012. Eurokod 1. Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-3: Opća djelovanja - Opterećenja snijegom (EN 1991-1-3:2003+AC:2009) + nacionalni dodatak.

[13] HRN EN 1991-1-4:2012, Eurokod 1. Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-4: Opća djelovanja – Djelovanja vjetra (EN 1991-1-4:2005+AC:2010+A1:2010) + nacionalni dodatak.

[14] HRN EN 1991-1-5:2012. Eurokod. Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-4: Opća djelovanja – Toplinska djelovanja (EN 1991-1-5:2003+AC:2009) + nacionalni dodatak.

[15] HRN EN 1992-1-1:2013. Eurokod 2. Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade (EN 1992-1-1:2004+AC:2010) + nacionalni dodatak.

[16] HRN EN 1996-1-1:2012. Eurokod 6. Projektiranje zidanih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije (EN 1996-1-1:2005+A1:2012) + nacionalni dodatak.

[17] HRN EN 1996-2:2012. Eurokod 6. Projektiranje zidanih konstrukcija – 2. dio: Konstruiranje, odabir materijala i izvedba ziđa (EN 1996-2:2006+AC:2009) + nacionalni dodatak.

[18] HRN EN 1996-3:2012. Eurokod 6. Projektiranje zidanih konstrukcija – 3. dio: Pojednostavljene proračunske metode za nearmirane zidane konstrukcije (EN 1996-3:2006+AC:2009) + nacionalni dodatak.

[19] HRN EN 1998-1-1:2011. Eurokod 8. Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade (EN 1998-1:2004+AC:2009) + nacionalni dodatak.

[20] Leonhardt F, Mönnig E. Vorlesungen über Massivbau - Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Auflage Berlin Heidelberg: Springer; 1986.

[21] Schneider, K.-J. (2020) Bautabellen für Ingenieure. 26. izd. Köln: Reguvis Fachmedien.