Sveučilište u Zagrebu
Arhitektonski fakultet
University of Zagreb
Faculty of Architecture

Udžbenik za studij arhitekture iz predmeta
NOSIVE KONSTRUKCIJE II

BETONSKE KONSTRUKCIJE

Josip Galić



ZAGREB, 2016. g.

Doc. dr. sc. Josip Galić, dipl. ing. građ.

BETONSKE KONSTRUKCIJE

Udžbenik za studij arhitekture iz predmeta

NOSIVE KONSTRUKCIJE II

Sveučilište u Zagrebu, Arhitektonski fakultet

Zagreb, 2016. g.

JOSIP GALIĆ: BETONSKE KONSTRUKCIJE

ACTA ARHITECTONICA – DIGITALNI UDŽBENICI

Nakladnik:
Sveučilište u Zagrebu, Arhitektonski fakultet
Kačićeva 26, HR-10000 Zagreb
www.arhitekt.hr

Za nakladnika:
Dekan Fakulteta
Prof. dr. sc. Krunoslav Šmit

Recezenti:
Izv. prof. dr. sc. Tomislav Kišiček, dipl. ing. građ.
Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet

Dr. sc. Igor Gukov, dipl. ing. građ., profesor visoke škole
Tehničko veleučilište u Zagrebu, Studij graditeljstva

Izv. prof. dr. sc. Miljenko Haiman, dipl. ing. građ.
Sveučilište u Zagrebu, Arhitektonski fakultet

Doc. art. Mateo Biluš, dipl. ing. arh.
Sveučilište u Zagrebu, Arhitektonski fakultet

Lektor:
Josipa Bosnić, mag. educ. croat.

Crteži:
Doc. dr. sc. Josip Galić, dipl. ing. građ.
Hrvoje Vukić, mag. ing. aedif.

Slika na omotu:
Doc. art. Danijel Marasović, dipl. ing. arh.
Robert Leš

Publikaciju za objavu prihvatilo Povjerenstvo za nakladničku djelatnost Arhitektonskog fakulteta na sjednici održanoj 17. studenog 2016. g.

ISBN: 978-953-8042-22-5

Sveučilište u Zagrebu, Arhitektonski fakultet

Zagreb, 2016. g.

Sadržaj

Sadržaj I

Oznake i mjerne jedinice V

1. Općenito o betonskim konstrukcijama 1

1.1. Uvod 1

1.2. Prednosti i mane betonskih konstrukcija 5

1.3. Osnovna zamisao armiranja betona 7

1.4. Osnovna zamisao prednapinjanja betona 9

1.5. Osnovni pojmovi i vrste konstrukcija 10

2. Osnove projektiranja betonskih konstrukcija 13

2.1. Faze projektiranja i proračuna nosivih konstrukcija 13

2.2. Normativni dokumenti za projektiranje betonskih konstrukcija 15

2.3. Temeljni zahtjevi na betonske konstrukcije 18

2.4. Sigurnost 19

2.5. Temeljne varijable i njihove vrijednosti 22

2.6. Granična stanja 26

2.7. Pojednostavljena provjera sigurnosti konstrukcija zgrada 28

2.8. Osnovna načela projektiranja s obzirom na trajnost 29

3. Djelovanja na nosive konstrukcije 33

3.1. Stalno opterećenje 34

3.2. Uporabno opterećenje 36

3.3. Opterećenje snijegom 39

3.4. Opterećenje vjetrom 42

3.5. Seizmičko opterećenje (djelovanje potresa) 47

3.6. Toplinsko djelovanje 53

3.7. Slijeganje temeljnog tla 56

3.8. Tlak tekućine (vode) 57

3.9. Djelovanje potiska tla (bočni tlak tla) 60

4. Svojstva materijala betonskih konstrukcija 62
4.1 Beton 62
4.1.1. Vrste betona 63
4.1.2. Tlačna čvrstoća 65
4.1.3. Vlačna čvrstoća 68
4.1.4. Elastična deformacija 69
4.1.5. Vremenski učinci – dugotrajne deformacije 70
4.1.6. Deformacije betona uslijed cikličkog opterećenja 74
4.1.7. Temperaturni učinci na beton 75
4.1.8. Proračunska čvrstoća i proračunski radni dijagram betona 75
4.1.9. Višeosno stanje naprezanja – ovijeni beton 77
4.2. Čelik za armiranje 78
4.2.1. Geometrijska svojstva 78
4.2.2. Fizikalno-mehanička svojstva 82
4.2.3. Proračunske pretpostavke čelika za armiranje 84
4.2.4. Prionjivost i zavarljivost čelika za armiranje 86
4.3. Čelik za prednaprezanje 87
4.3.1. Geometrijska svojstva 87
4.3.2. Fizikalno-mehanička svojstva 88
4.3.3. Proračunske pretpostavke čelika za prednaprezanje 91
5. Proračun armiranobetonskih konstrukcija po graničnom stanju nosivosti 92
5.1. Postupak proračuna i dimenzioniranja armiranobetonskih konstrukcija 92
5.1.1. Statičko rješenje AB nosive konstrukcije (shema nosive konstrukcije) 93
5.1.2. Određivanje opterećenja 94
5.1.3. Određivanje reznih sila 98
5.1.4. Dimenzioniranje konstrukcijskih elemenata 101
5.2 Dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcijskih elemenata po graničnom stanju nosivosti 101
5.2.1. Ponašanje armiranobetonskih elemenata pri opterećenju na savijanje i poprečne sile do sloma 103

5.2.2. Granične vrijednosti relativnih deformacija betona, ε_c i armature, ε_s 110

5.2.3. Dimenzioniranje na savijanje 112

5.2.4. Dimenzioniranje na poprečnu silu 126

5.2.5. Ponašanje armiranobetonskih elemenata pri tlačnom opterećenju do sloma 140

5.2.6. Dimenzioniranje armiranobetonskih elemenata na centričnu i ekscentričnu uzdužnu silu 145

5.2.7. Dimenzioniranje na lokalno tlačno naprezanje 162

5.2.8. Dimenzioniranje na torziju 165

5.2.9. Dimenzioniranje na proboj 170

6. Proračun AB elemenata na granična stanja uporabivosti 183

6.1. Uvod 183

6.2. Granično stanje naprezanja 183

6.3. Granično stanje pukotina (kontrola širine pukotina) 184

6.3.1. Vrste pukotina 186

6.3.2. Granične proračunske širine pukotina (prema HRN EN 1992-1-1) 187

6.4. Granično stanje deformacija 190

6.4.1. Razlozi ograničavanja deformacija betonskih konstrukcija 192

6.4.2. Uzroci i vrste deformacija 192

6.4.3. Granične vrijednosti progiba i mjere za ograničenja progiba konstrukcijskih elemenata u zgradarstvu 193

6.5. Granično stanje vibracija 194

7. Pojedinosti razrade armiranobetonskih konstrukcija 196

7.1. Opći podaci 196

7.2. Armatura i armiranje 197

7.2.1. Općenito o armiranju 197

7.2.2. Osnovna načela armiranja betonskih konstrukcija 198

7.3. Radne reške 208

8. Prednapinjanje betonskih konstrukcija 210

8.1. Uvod 210

8.2. Povijesni razvoj prednapinjanja betonskih konstrukcija 211

8.3. Načelo prednaprezanja betonskih konstrukcija....213
8.4. Stupanj prednaprezanja....215
8.5. Prednosti i nedostaci prednapinjanja betonskih konstrukcija....216
8.5.1. Prednosti prednapetog betona....216
8.5.2. Nedostaci prednapetog betona....217
8.6. Metode prednapinjanja betonskih konstrukcija....218
8.6.1. Prethodno ili adhezijsko prednapinjanje....218
8.6.2. Naknadno ili kabelsko prednapinjanje....219
8.7. Zahtjevi materijala....221
8.7.1. Beton....221
8.7.2. Čelik za prednapinjanje....221
8.7.3. Zaštitne cijevi....221
8.7.4. Smjesa za injektiranje....222
8.8. Projektiranje, proračun i dimenzioniranje prednapetih betonskih konstrukcija....223
8.8.1. Izbor presjeka i preliminarnih dimenzija....223
8.8.2. Izbor sile prednapinjanja....223
8.8.3. Dimenzioniranje prema graničnim stanjima nosivosti....224
8.8.4. Primjeri prednapetih betonskih konstrukcija u zgradarstvu....225
8.8.5. Pojedinosti razrade prednapetih betonskih konstrukcija....226
9. Podloga za izradu programa....229
9.1. Zadatak programa....229
9.2. Proračun proračunskih reznih sila....229
9.3. Dimenzioniranje grede....231
9.3.1. Dimenzioniranje grede na savijanje....231
9.3.2. Dimenzioniranje grede na poprečne sile....233
9.4. Dimenzioniranje stupa....236
9.4.1. Dimenzioniranje stupa na centrični tlak....236
9.4.2. Dimenzioniranje stupa na ekscentrični tlak....237
10. Literatura....240

Oznake i mjerne jedinice

1. Osnovne jedinice

U Hrvatskoj se primjenjuju jedinice Međunarodnog sustava jedinica - SI (franc. *Le System International d'Unites*) u skladu s ISO 1000. Međunarodni sustav jedinica moderni je metrički sustav mjera koji je 1960. uspostavila Generalna konferencija o utezima i mjerama (CGPM, *Conférence Générale des Poids et Mesures*). CGPM međunarodna je organizacija koja se brine o širenju SI i, po potrebi, o njegovoj modifikaciji, sukladno napretku u znanosti i tehnologiji. Sadašnja verzija SI, usvojena 1971. godine, temelji se na sedam osnovnih jedinica za sedam osnovnih veličina koje su međusobno neovisne.

Osnovne jedinice SI sustava

Osnovna veličina	**Osnovna jedinica**	
	Ime	**Simbol**
dužina	metar	m
vrijeme	sekunda	s
masa	kilogram	kg
količina tvari	mol	mol
termodinamička temperatura	kelvin	K
jakost struje	amper	A
intenzitet svjetla	candel	cd

Za osnovne jedinice i proračun u području nosivih konstrukcija preporučuju se ove jedinice:

1. za **silu** **- N** (Newton, 1 N = 1 kg × m/s^2)
2. za **duljinu** **- m, m^1** (metar, tekući metar)
3. za **ploštinu (površinu)** **- m^2** (četvorni ili kvadratni metar)
4. za **zapreminu (volumen)** **- m^3** (prostorni ili kubični metar)
5. za **masu** **- kg, t** (kilogram, tona)
6. za **naprezanje i čvrstoću** **- Pa** (Paskal, 1 Pa = 1 N × m^2)
7. za **opterećenje**
   - po jedinici duljine **- N/m** (Newton po metru)
   - po jedinici ploštine **- N/m^2** (Newton po kvadratnom metru)
   - po jedinici zapremine **- N/m^3** (Newton po kubičnom metru)
8. za **moment** **- Nm** (Newton metar)

Sve ostale mjerne jedinice koje se rabe u proračunu, izvedene su mjerne jedinice (kN, MN, cm, mm i dr.). Slijedi tablični prikaz preračunavanja osnovnih u izvedene mjerne jedinice.

Tablica 1. **Preračunavanje sila ili pojedinačnih (koncentriranih) opterećenja**

Sila		N	kN	MN	kp	Mp
1 N	=	1	10^{-3}	10^{-6}	10^{-1}	10^{-4}
1 kN	=	10^{3}	1	10^{-3}	10^{2}	10^{-1}
1 MN	=	10^{6}	10^{3}	1	10^{5}	10^{2}
1 kp	=	10	10^{-2}	10^{-5}	1	10^{-3}
1 Mp	=	10^{4}	10	10^{-2}	10^{3}	1

N = Newton (nova jedinica)
kN = Kilonewton
MN = Meganewton

kp = Kilopond (stara jedinica)
Mp = Megapond

Tablica 2. **Preračunavanje rasprostrtog (koncentriranog) opterećenja**

Rasprostrto opt.		N/mm	N/m	kN/m	MN/m	kp/cm	kp/m	Mp/m
1 N/mm	=	1	10^{3}	1	10^{-3}	1	10^{2}	10^{-1}
1 N/m	=	10^{-3}	1	10^{-3}	10^{-6}	10^{-3}	10^{-1}	10^{-4}
1 kN/m	=	1	10^{3}	1	10^{-3}	1	10^{2}	10^{-1}
1 MN/m	=	10^{3}	10^{6}	10^{3}	1	10^{3}	10^{5}	10^{2}
1 kp/cm	=	1	10^{3}	1	10^{-3}	1	10^{2}	10^{-1}
1 kp/m	=	10^{-2}	10	10^{-2}	10^{-5}	10^{-2}	1	10^{-3}
1 Mp/m	=	10	10^{4}	10	10^{-2}	10	10^{3}	1

Tablica 3. **Preračunavanje naprezanja, čvrstoće i plošnih opterećenja**

Naprezanje Čvrstoća Plošno opt.		N/mm^2	N/m^2	kN/m^2	MN/m^2	kp/mm^2	kp/cm^2	kp/m^2	Mp/mm^2	Mp/cm^2	Mp/m^2
1 N/mm^2	=	1	10^{6}	10^{3}	1	10^{-1}	10	10^{5}	10^{-4}	10^{-2}	10^{2}
1 N/m^2	=	10^{-6}	1	10^{-3}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-5}	10^{-1}	10^{-10}	10^{-8}	10^{-4}
1 kN/m^2	=	10^{-3}	10^{3}	1	10^{-3}	10^{-4}	10^{-2}	10^{2}	10^{-7}	10^{-5}	10^{-1}
1 MN/m^2	=	1	10^{6}	10^{3}	1	10^{-1}	10	10^{5}	10^{-4}	10^{-2}	10^{2}
1 kp/mm^2	=	10	10^{7}	10^{4}	10	1	10^{2}	10^{6}	10^{-3}	10^{-1}	10^{3}
1 kp/cm^2	=	10^{-1}	10^{5}	10^{2}	10^{-1}	10^{-2}	1	10^{4}	10^{-5}	10^{-3}	10^{-1}
1 kp/m^2	=	10^{-5}	10	10^{-2}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-4}	1	10^{-9}	10^{-7}	10^{-3}
1Mp/mm^2	=	10^{4}	10^{10}	10^{7}	10^{4}	10^{3}	10^{5}	10^{9}	1	10^{2}	10^{6}
1Mp/cm^2	=	10^{2}	10^{8}	10^{5}	10^{2}	10	10^{3}	10^{7}	10^{-2}	1	10^{4}
1 Mp/m^2	=	10^{-2}	10^{4}	10	10^{-2}	10^{-3}	10^{-1}	10^{3}	10^{-6}	10^{-4}	1

Tablica 4. **Preračunavanje momenta**

Moment		Nmm	Nm	kNm	MNm	kpcm	kpm	Mpm
1 Nmm	=	1	10^{-3}	10^{-6}	10^{-9}	10^{-2}	10^{-4}	10^{-7}
1 Nm	=	10^{3}	1	10^{-3}	10^{-6}	10	10^{-1}	10^{-4}
1 kNm	=	10^{6}	10^{3}	1	10^{-3}	10^{4}	10^{2}	10^{-1}
1 MNm	=	10^{9}	10^{6}	10^{3}	1	10^{7}	10^{5}	10^{2}
1 kpcm	=	10^{2}	10^{-1}	10^{-4}	10^{-7}	1	10^{-2}	10^{-5}
1 kpm	=	10^{4}	10	10^{-2}	10^{-5}	10^{2}	1	10^{-3}
1 Mpm	=	10^{7}	10^{4}	10	10^{-2}	10^{5}	10^{3}	1

Tablica 5. **Preračunavanje gustoće i vlastite težine**

Gustoća Vlastita težina		kN/m^3	kg/m^3	kg/dm^3	t/m^3
1 kN/m^3	=	1	10^{2}	10^{-1}	10^{-1}
1 kg/m^3	=	10^{-2}	1	10^{-3}	10^{-3}
1 kg/dm^3	=	10	10^{3}	1	1
1 t/m^3	=	10	10^{3}	1	1

Tablica 6. **Preračunavanje duljina**

Duljina		Oznaka	Faktor	Primjer
Milimetar	=	mm	10^{-3}	1 mm = 10^{-3} m = 0.001 m
Centimetar	=	cm	10^{-2}	1 cm = 10^{-2} m = 0.01 m
Decimetar	=	dm	10^{-1}	1 dm = 10^{-1} m = 0.1 m
Metar	=	m	1	
Hektometar	=	hm	10^{2}	1 hm = 10^{2} m = 100 m
Kilometar	=	km	10^{3}	1 km = 10^{3} m = 1000 m
Megametar	=	Mm	10^{6}	1 Mm = 10^{6} m = 1000000 m

2. Simboli i kratice koje se rabe za proračun betonskih konstrukcija

Velika latinična slova (pišu se kosim slovima)

A izvanredno djelovanje
A ploština
C konstanta
D promjer stupa kružnog presjeka
E modul elastičnosti
E učinak
F djelovanje
F sila
G stalno djelovanje
G modul posmika
I moment tromosti
M moment (općenito), ali najčešće se odnosi na moment savijanja
N uzdužna sila
P sila prednapinjanja
Q promjenljivo djelovanje
R otpornost
R rezultanta tlaka temeljnog tla unutar duljine *x*
S unutarnje sile, sile i momenti
S statički moment neke ploštine
T moment torzije
T temperatura u K (usporedi s θ za temperaturu u °C)
V poprečna sila
X svojstvo materijala

Mala latinična slova (pišu se kosim slovima)

a razmak
a geometrijska vrijednost
b širina
b najmanja dimenzija presjeka pravokutnih stupova ili promjer kružnih stupova
c zaštitni sloj
d promjer
d proračunska visina (statička visina) presjeka
e ekscentricitet
f čvrstoća
h debljina, visina
h ukupna visina presjeka
i polumjer tromosti
k koeficijent, faktor
l (ili ℓ ili *L*) duljina, raspon (za određene duljine može se *l* zamijeniti s *L* ili pisanim malim ℓ, (kako bi se izbjegla zamjena s brojkom 1)
m masa
r polumjer
s razmak spona (stremenova, vilica)
s opterećenje snijegom
t debljina (zida, stijenke)
t promatrano vrijeme
t širina oslonca (ležaja)
t starost betona u danima
u opseg presjeka betona ploštine A_c
u, v, w komponente pomaka neke točke
x debljina (visina) tlačnog područja poprečnog presjeka
x, y, z koordinate
z krak unutarnjih sila

Mala grčka slova (pišu se kosim slovima osim ϕ i π)

α kut; omjer
α kut između poprečne armature i osi grede (os okomito na poprečnu silu)
β kut; omjer
β omjer ploština tlačne i vlačne armature
γ parcijalni koeficijent sigurnosti
ε relativna deformacija
ζ koeficijent kraka unutarnjih sila
θ temperatura u °C
θ kut između betonske tlačne dijagonale i osi grede okomito na poprečnu silu
λ vitkost
μ koeficijent trenja
ν Poissonov koeficijent
ξ koeficijent redukcije za nepovoljna stalna opterećenja
ξ koeficijent visine tlačnog područja
ρ gustoća
ρ bezdimenzijski koeficijent armiranja
σ normalno naprezanje
τ posmično naprezanje
ϕ nazivni promjer čelične šipke za armiranje, nategе ili cijevi za nategu
φ kut
ψ faktori za određivanje reprezentativnih vrijednosti promjenljivih djelovanja
ω mehanički koeficijent armiranja

Indeksi donji i gornji (pišu se uspravnim slovima)

c beton
c tlak
cr (ili crit) kritično
d proračunska vrijednost
dst destabilizirajuće, nepovoljno djelovanje
eff proračunsko (efektivno)
F (ili P) djelovanje, sila
g (ili G) stalno djelovanje
h visok, viši
inf donji, niži
k karakterističan
l nizak, niži
m (ili M) materijal
m savijanje
m mort
m prosjek, srednji
max najveći, maksimalan
min najmanji, minimalan
nom nazivna vrijednost
p (ili P) sila prednapinjanja
q (ili Q) promjenljivo djelovanje
R otpornost
rep reprezentativno
s čelik za armiranje
S unutarnji momenti i sile
stb stabilizirajuće, povoljno djelovanje
sup gore, gornji
t (ili ten) vlak
t (ili tor) torzija
t ovisno o vremenu

u krajnji, granični
v posmik
w hrbat
x, y, z koordinate
y popuštanje (engl. *yielding*)

Velika latinična slova s indeksima (velika slova pišu se koso, a indeksi uspravno)

A_c ploština betonskog presjeka
A_{cc} ploština ovijenog betonskog presjeka
A_d proračunska vrijednost za izvanredno djelovanje
A_{Ed} proračunska vrijednost za potresna djelovanja
A_{Ek} karakteristična vrijednost za potresna djelovanja
A_k karakteristična vrijednost za izvanredno djelovanje
A_p ploština presjeka jedne ili više natega
A_{s1} ploština presjeka čelika za armiranje u vlačnom području
A_{s2} ploština presjeka čelika za armiranje u tlačnom području
A_s ploština presjeka čelika za armiranje
$A_{s,h}$ ploština presjeka horizontalne armature
$A_{s,max}$ maksimalna ploština presjeka čelika za armiranje
$A_{s,min}$ minimalna ploština presjeka čelika za armiranje
$A_{s,prov}$ odabrana ploština presjeka čelika za armiranje
$A_{s,req}$ proračunata (zahtijevana) ploština presjeka čelika za armiranje
$A_{s,v}$ ploština presjeka vertikalne armature
A_{sw} ploština presjeka poprečne armature
C_d granična vrijednost odgovarajuće vrijednosti uporabljivosti
E_{cd} proračunski sekantni modul elastičnosti betona
E_c,$E_{c(28)}$ proračunski tangentni modul elastičnosti običnoga betona pri naprezanju $\sigma_c = 0$ i pri 28 dana starosti betona
E_{cm} sekantni modul elastičnosti običnoga betona
E_d proračunski učinak djelovanja za uobičajenu temperaturu
E_s modul elastičnosti čelika za armiranje ili čelika za prednapinjanje
F_{cd} rezultanta proračunskih tlačnih naprezanja u betonu (tlačna sila)
F_d proračunska vrijednost djelovanja
F_k karakteristična vrijednost djelovanja
F_s vlačna sila u armaturi
G_d proračunsko stalno djelovanje
I_c moment tromosti betonskog presjeka
L_x raspon u smjeru x ploče nosive u dvama međusobno okomitim smjerovima
L_y raspon u smjeru y ploče nosive u dvama međusobno okomitim smjerovima
M_{Ed} proračunski djelujući moment savijanja
M_{Eds} proračunski moment savijanja s obzirom na težište vlačne armature
M_{Rd} proračunski moment otpornosti pri savijanju
$M_{Rd,lim}$ granični proračunski moment otpornosti pri savijanju za jednostruko armirani presjek
$M_{x,max}$ najveći moment savijanja u polju za armaturu koja se pruža u smjeru x
$M_{y,max}$ najveći moment savijanja u polju za armaturu koja se pruža u smjeru y
M_{xl} moment savijanja na osloncu za armaturu koja se pruža u smjeru x
M_{yl} moment savijanja na osloncu za armaturu koja se pruža u smjeru y
N_{Ed} proračunska djelujuća uzdužna sila (vlak ili tlak)
N_{Rd} proračunska otpornost poprečnog presjeka na djelovanje uzdužne sile
P_d proračunska vrijednost djelovanja prednapinjanjem
P_k karakteristična vrijednost djelovanja prednapinjanjem
P_m sila prednapinjanja
P_0 sila prednapinjanja na aktivnom kraju natege neposredno nakon prednapinjanja
Q_d proračunsko promjenljivo djelovanje
Q_k karakteristična vrijednost promjenljivog djelovanja
R_d proračunska vrijednost odgovarajuće otpornosti (proračunska nosivost)

T_{Ed} proračunski djelujući moment torzije
$T_{max,50}$ najveća godišnja temperatura zraka u sjeni u razdoblju od 50 godina
$T_{min,50}$ najniža godišnja temperatura zraka u sjeni u razdoblju od 50 godina
T_0 najniža proračunska temperatura konstrukcije u trenutku kada je konstrukcija sastavljena
V_{Ed} proračunska djelujuća poprečna sila
V_g poprečna sila od stalnog opterećenja
V_q poprečna sila od promjenljivog (korisnog, uporabnog) opterećenja
V_{Rd} proračunska otpornost na poprečnu silu (otpornost na posmik)
V_{Rdc} proračunska otpornost na poprečnu silu elementa bez poprečne armature, tj. otpornost betona i uzdužne armature
$V_{Rd,max}$ proračunska vrijednost najveće poprečne sile koju preuzima element ograničen tlačnom čvrstoćom betona
$V_{Rd,s}$ proračunska vrijednost poprečne sile koju preuzima poprečna armatura (spone) prilikom popuštanja
X_d proračunska vrijednost svojstva materijala ili proizvoda
X_k karakteristična vrijednost svojstva materijala ili proizvoda
X_k karakteristična vrijednost čvrstoće ili deformiranja za uobičajenu temperaturu

Mala latinična slova s indeksima (mala slova pišu se koso, a indeksi uspravno)
a_d proračunska vrijednost geometrijskog podatka (npr. duljina, širina ili visina)
a_{nom} nazivna vrijednost geometrijskog podatka (npr. duljina, širina ili visina)
b_{eff} proračunska širina pojasnice grede presjeka Γ ili T
b_i polovica svijetle udaljenosti između dvaju susjednih T-presjeka
b_{min} najmanja dimenzija presjeka stupa
b_{supp} širina oslonca
b_w širina hrpta grede presjeka Γ, T ili I
c_{min} najmanji zaštitni sloj
c_{nom} nazivna vrijednost zaštitnog sloja
c_{pe} koeficijent vanjskog tlaka
c_{pi} koeficijent unutarnjeg tlaka
d_1 udaljenost težišta vlačne armature od bližeg (vlačnog) ruba presjeka
d_2 udaljenost težišta tlačne armature od bližeg (tlačnog) ruba presjeka
d_b nazivni promjer čelične šipke armature
d_g nazivni najveći promjer zrna agregata
e_0 ekscentricitet uzdužne sile
e_{min} najmanji ekscentricitet uzdužne sile
e_{max} najveći ekscentricitet uzdužne sile
$f_{0,2k}$ karakteristična granica popuštanja čelika za armiranje
f_{bd} proračunska vrijednost graničnog naprezanja prianjanja
f_b normalizirana tlačna čvrstoća zidnog elementa (opeke)
f_c tlačna čvrstoća betona
f_{cd} proračunska tlačna čvrstoća betonskog valjka
f_{ck} karakteristična tlačna čvrstoća betonskog valjka starog 28 dana
$f_{ck,c}$ karakteristična tlačna čvrstoća ovijenog (engl. *confined)* betona
$f_{ck,cube}$ karakteristična tlačna čvrstoća betonske kocke brida 15 cm stare 28 dana
$f_{ck}(t)$ karakteristična tlačna čvrstoća betona pri starosti t (u danima)
f_{cm} srednja tlačna čvrstoća betonskog valjka
f_{ct} osna vlačna čvrstoća betona
$f_{ct,sp}$ osna vlačna čvrstoća betona određena cijepanjem
f_{ctd} proračunska osna vlačna čvrstoća betona (centrični vlak)
f_{ctk} karakteristična osna vlačna čvrstoća betona (centrični vlak)
$f_{ctk;0,05}$ karakteristična vlačna čvrstoća betona s 5 % fraktilom
$f_{ctk;0,95}$ karakteristična osna vlačna čvrstoća betona s 95 % fraktilom
f_{ctm} srednja osna vlačna čvrstoća betona (centrični vlak)

$f_{ctm,fl}$ srednja vlačna čvrstoća betona pri savijanju armiranobetonskih elemenata
f_d proračunska tlačna čvrstoća ziđa
f_k karakteristična tlačna čvrstoća ziđa
f_m tlačna čvrstoća morta
f_{pk} karakteristična vlačna čvrstoća čelika za prednapinjanje
$f_{p0,1k}$ karakteristično naprezanje čelika pri zaostaloj deformaciji od 0,1%
f_t vlačna čvrstoća čelika za armiranje
f_{tk} karakteristična vlačna čvrstoća čelika za armiranje
f_{tM} vlačna čvrstoća ziđa
f_{vd} proračunska posmična čvrstoća ziđa
f_{vk} karakteristična posmična čvrstoća ziđa
f_y granica popuštanja čelika za armiranje
f_{yd} proračunska granica popuštanja čelika za armiranje
f_{yk} karakteristična granica popuštanja čelika za armiranje
f_{ywd} proračunska granica popuštanja čelika poprečne armature
h_0 zamjenska veličina (srednji polumjer) poprečnog presjeka
h_f debljina ploče (pojasnice) grede T-presjeka
h_s svijetla visina kata
h_s najmanja debljina ploče
l_0 duljina izvijanja stupa
l_0 razmak između nultočaka (ništišta) dijagrama momenata savijanja
l_0 proračunska duljina preklopa armature
$l_{0,min}$ minimalna duljina preklopa armature
$l_{b,min}$ najmanja duljina sidrenja armature
l_{bd} proračunska duljina sidrenja armature
l_n svijetli otvor između oslonaca
l_{eff} proračunski raspon
q_{Ed} proračunsko jednoliko kontinuirano (rasprostrto) opterećenje elementa
q_k karakteristična vrijednost promjenljivog djelovanja
$q_p(z_e)$ vanjski najveći tlak (opterećenje) zbog brzine vjetra
$s_{b,max}$ najveći uzdužni razmak savijenih šipki
s_k karakteristična opterećenja snijegom
$s_{t,max}$ najveći poprečni razmak spona
t_0 vrijeme prvog opterećivanja betona
t_s starost betona (u danima) na početku skupljanja zbog sušenja (ili bubrenja)
v_{min} najmanja vrijednost posmičnog naprezanja za nosivost na poprečnu silu
w_e vanjski tlak vjetra
w_i unutarnji tlak vjetra
z_e referentna visina vanjskog tlaka vjetra
z krak unutarnjih sila, tj. razmak između rezultante vlačnih sila u armaturi i rezultante tlačnih naprezanja u presjeku

Grčka slova s indeksima (grčka slova pišu se koso, a indeksi uspravno)

α_{cc} koeficijent kojim se u obzir uzimaju dugotrajni učinci na tlačnu čvrstoću i nepovoljni učinci koji su posljedica načina opterećivanja
α_v koeficijent punoće proračunskog dijagrama betona
$\beta_{cc}(t)$ koeficijent koji ovisi o starosti t (dana) betona
γ_A parcijalni koeficijent sigurnosti za izvanredna djelovanja A
γ_C parcijalni koeficijent sigurnosti za beton
γ_F parcijalni koeficijent sigurnosti za djelovanja F
γ_G parcijalni koeficijent sigurnosti za stalna djelovanja G
γ_I faktor važnosti

γ_M parcijalni koeficijent sigurnosti za materijal, za nepouzdanost svojstava materijala i svojstava proračunskog modela

γ_m parcijalni koeficijent sigurnosti za svojstvo materijala ili proizvoda kojim se u obzir uzima: mogućnost nepovoljnog otklona svojstva materijala ili proizvoda od njegove karakteristične vrijednosti

γ_P parcijalni koeficijent sigurnosti za djelovanje sile prednapinjanja P

γ_Q parcijalni koeficijent sigurnosti za promjenljiva djelovanja Q

γ_S parcijalni koeficijent sigurnosti za čelik za armiranje ili čelik za prednapinjanje

γ_{Sd} parcijalni koeficijent sigurnosti kojim se u obzir uzimaju nesigurnosti modeliranja učinaka djelovanja

γ_f parcijalni koeficijent sigurnosti za djelovanja bez uzimanja u obzir nesigurnosti modela

γ_m parcijalni koeficijent sigurnosti za svojstva materijala uzevši u obzir samo nesigurnost svojstava materijala

ε_c relativna deformacija betona pri tlaku

$\varepsilon_{cc}(\infty,t_0)$ relativna deformacija pri puzanju betona, u vrijeme $t = \infty$ za konstantno tlačno naprezanje σ_c koje djeluje na beton starosti t_0

$\varepsilon_{cd,\infty}$ konačna deformacija skupljanja zbog sušenja

$\varepsilon_{c,max}$ najveća relativna vlačna deformacija betona

ε_{cs} relativna ukupna deformacija skupljanja

ε_{c1} relativna deformacija betona pri najvećem tlačnom naprezanju betona f_{cm}

ε_{c1} relativna deformacija betona (proračun stupova)

ε_{cu1} relativna deformacija pri tlačnom otkazivanju (slomu) betona

ε_{c2} relativna deformacija betona pri najvećem tlačnom naprezanju betona f_{ck}

ε_{cu2} relativna deformacija pri tlačnom otkazivanju (slomu) betona

$\varepsilon_{c2,c}$ relativna deformacija betona pri najvećem tlačnom naprezanju ovijenog betona $f_{ck,c}$

$\varepsilon_{cu2,c}$ relativna deformacija pri tlačnom otkazivanju (slomu) ovijenog betona

ε_{s1} relativna deformacija vlačne armature

ε_{s2} relativna deformacija tlačne armature

ε_u relativna deformacija čelika za armiranje ili čelika za prednapinjanje pri najvećem tlaku

ζ_{lim} granični koeficijent kraka unutarnjih sila jednostruko armiranoga poprečnog presjeka

θ_s proračunsko zaokretanje

κ_{nx} koeficijent za proračun opterećenja ploče nosive u dvama smjerovima

λ_b koeficijent kojim se proračunava zamjenjujuća širina tlačnog područja b_i

λ_c toplinska provodljivost betona u W/mK

μ_{Ed} bezdimenzijski moment savijanja

μ_{fi} $= N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ stupanj iskoristivosti u požarnom stanju

μ_{lim} granična vrijednost bezdimenzijskog momenta savijanja jednostruko armiranoga poprečnog presjeka

μ_{Rd} bezdimenzijski moment otpornosti poprečnog presjeka

ν_d bezdimenzijska vrijednost uzdužne sile

ν_{Ed} bezdimenzijska vrijednost uzdužne sile

ν_{Rd} bezdimenzijska vrijednost otpornosti na uzdužnu silu

ξ_{lim} granična vrijednost koeficijenta visine tlačnog područja jednostruko armiranoga poprečnog presjeka

ρ_l omjer (koeficijent) armiranja armaturom

ρ_c gustoća (nearmiranog) betona

ρ_w omjer (koeficijent) armiranja poprečnom armaturom

$\rho_{w,min}$ minimalni omjer (koeficijent) armiranja poprečnom armaturom

σ_c tlačno naprezanje u betonu

σ_{cd} proračunsko tlačno naprezanje u betonu

σ_{cp} tlačno naprezanje u betonu od osne sile i/ili prednapinjanja

σ_{s1} vlačno naprezanje u armaturi

σ_{s2} tlačno naprezanje u armaturi

ϕ_n poredbeni promjer svežnjeva šipki
ϕ_s promjer šipki uzdužne armature
ϕ_w promjer šipki poprečne armature
$\varphi(t,t_0)$ koeficijent puzanja između vremena t_o i t u odnosu na elastičnu deformaciju pri starosti betona od 28 dana
$\varphi(\infty,t_0)$ konačni koeficijent puzanja
ψ_0 faktor za kombinacije djelovanja
ψ_1 faktor za česte vrijednosti djelovanja
$\psi_{1,i}$ faktor za i-tu čestu vrijednost djelovanja
ψ_2 faktor za nazovistalne vrijednosti djelovanja
$\psi_{2,i}$ faktor za i-tu nazovistalnu vrijednost djelovanja
ψ_{fi} faktor kombinacije za česte i nazovistalne vrijednosti dane za $\psi_{1,1}$ ili $\psi_{2,1}$
ω_1 mehanički koeficijent armiranja za vlačnu armaturu poprečnog presjeka
ω_2 mehanički koeficijent armiranja za tlačnu armaturu poprečnog presjeka
ω_{lim} granični mehanički koeficijent armiranja jednostruko armiranoga poprečnog presjeka
ω_{min} minimalni granični mehanički koeficijent armiranja
ω_{max} maksimalni granični mehanički koeficijent armiranja

Dodatni simboli i kratice

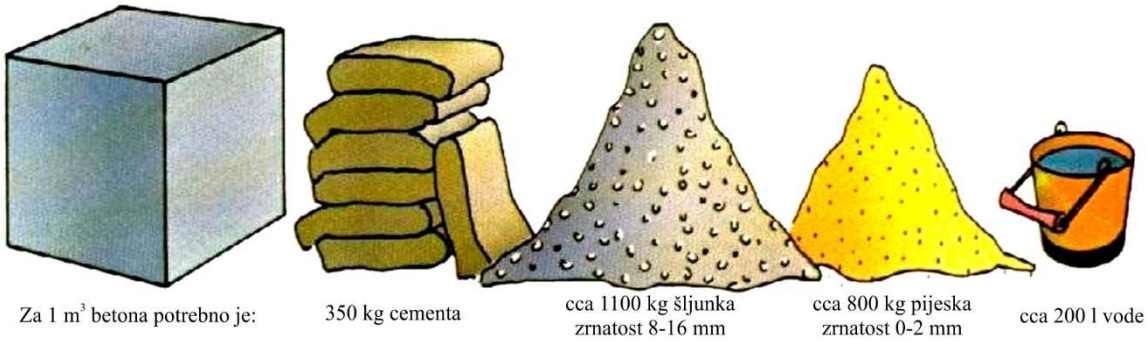
$1/r$ zakrivljenost
C_d proračunska nazivna vrijednost ili funkcija određenog svojstva materijala mjerodavna za dimenzioniranje
$E_{d,dst}$ proračunsko destabilizirajuće (nepovoljno) djelovanje
$E_{d,st}$ proračunsko stabilizirajuće (povoljno) djelovanje
$G_{d,inf}$ donje proračunsko stalno djelovanje
$G_{d,sup}$ gornje proračunsko stalno djelovanje
$G_{k,inf}$ donja karakteristična vrijednost stalnog djelovanja
$G_{k,sup}$ gornja karakteristična vrijednost stalnog djelovanja
$G_{k,j}$ karakteristična vrijednost stalnih djelovanja
$Q_{k,1}$ karakteristična vrijednost prevladavajućega promjenljivog djelovanja
$Q_{k,i}$ karakteristične vrijednosti drugih promjenljivih djelovanja
RH srednja relativna vlažnost okoliša
a_d proračunski geometrijski podatak
a_{nom} nazivni geometrijski podatak
Δa promjena geometrijskih nazivnih vrijednosti za posebne proračunske svrhe (npr. utjecaj nesavršenosti)
Δc_{dev} odstupanje vrijednosti zaštitnog sloja u projektu
$\Delta c_{dur,\gamma}$ dodatni element sigurnosti za zaštitni sloj
$\Delta c_{dur,st}$ smanjenje najmanjega zaštitnog sloja pri uporabi nehrđajućeg čelika
$\Delta c_{dur,add}$ smanjenje najmanjega zaštitnog sloja pri uporabi dodatne zaštite
ΔT_{MY} linearno promjenljiva temperatura oko osi z-z
ΔT_{MZ} linearno promjenljiva temperatura oko osi y-y
$\Delta T_{N,con}$ negativna temperaturna razlika koja odgovara skupljanju elementa
$\Delta T_{N,exp}$ negativna temperaturna razlika koja odgovara širenju elementa
ΔT_u jednoliko raspodijeljena temperatura u elementu
$\gamma_{G,inf}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za stalna djelovanja pri proračunu donjih proračunskih vrijednosti
$\gamma_{G,sup}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za stalna djelovanja pri proračunu gornjih proračunskih vrijednosti
γ_{GA}, $\gamma_{GA,j}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za stalna djelovanja pri proračunu izvanrednih proračunskih stanja
$\gamma_{G,j}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za bilo koje stalno djelovanje j
$\gamma_{Q,i}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za bilo koje promjenljivo djelovanje
$\gamma_{Q,1}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za najnepovoljnije promjenljivo djelovanje

1. Općenito o betonskim konstrukcijama

1.1. Uvod

Betonske su konstrukcije dijelovi građevnog sklopa koji su izgrađeni od betona. Beton (franc. *béton* < starofranc. *betun:* blato, šljunak, drobljenac < lat. *bitumen*) kompozitni je građevinski materijal koji se dobiva stvrdnjavanjem mješavine većeg broja sastojaka, a to su u provom redu: cement (hidrauličko vezivo), voda, pijesak i zrnje stijene. Pijesak i zrnje stijene čine agregat ili granulat. Beton je po svojim svojstvima identičan kamenu pa ga se i zove *umjetni kamen*. Osim tih sastojaka, u modernoj tehnologiji, vrlo se često upotrebljavaju dodaci betonu ili aditivi, koji mu daju posebna svojstva, a u smjesi je uvijek prisutan i zrak (2 - 5% zapremine). Na slici 1.1. prikazan je udio pojedinih sastojaka potrebnih za proizvodnju 1 m^3 betona. Zapreminski gledano 70 - 80% zapremine betona čini agregat, koji se dobiva iz prirode jednostavno iskopom šljunka i pijeska ili drobljenjem stijene i to beton kao proizvod čini jeftinim.

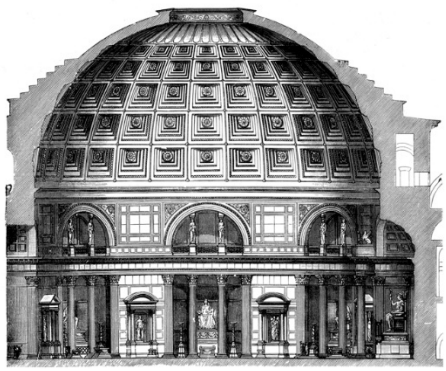
Beton je po svojim fizikalnim, mehaničkim i estetskim svojstvima u očvrslom stanju sličan stijeni, odnosno kamenu. Stoga se može reći da beton nije ništa drugo, nego jednostavno i jeftino proizveden *umjetni kamen*.



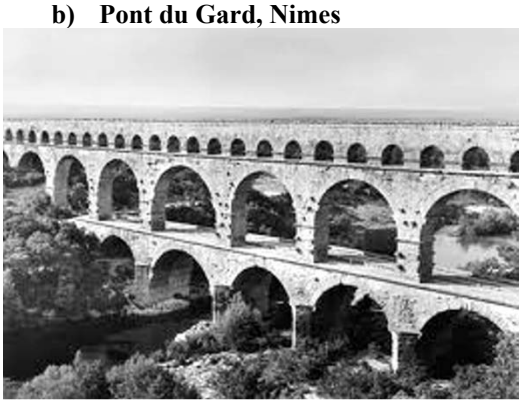
Slika 1.1. *Udio pojedinih sastojaka za proizvodnju 1m^3 betona*

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 (vulkanskog pepela), 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 (slika 1.2.), 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.

a) Pantheon, Rim



b) Pont du Gard, Nimes

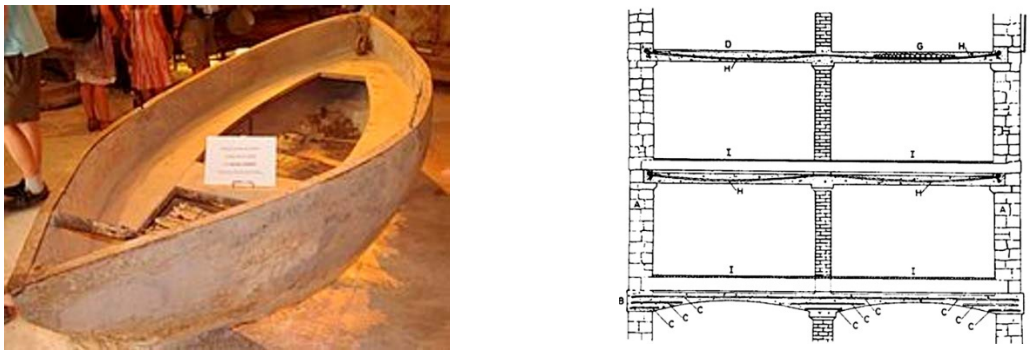


Slika 1.2. *Izgled starih građevina zidanih hidrauličkim mortom sličnom betonu (izvor: Wikipedia)*

Tek početkom 19. stoljeća nastaju moderna znanstvena iskustva u pogledu spravljanja betona te se beton počinje intenzivnije upotrebljavati kao građevni materijal.

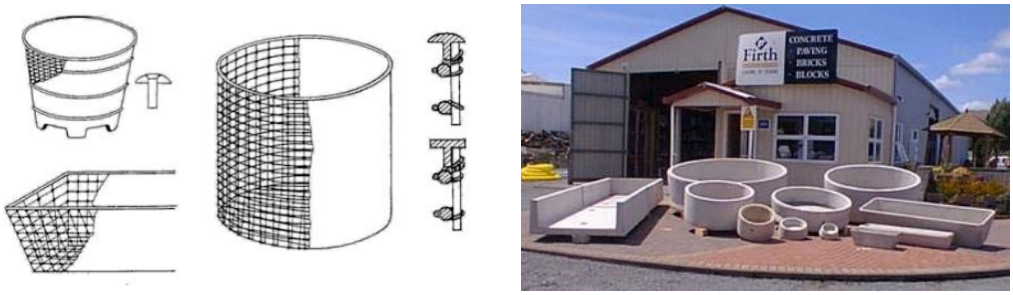
Prvo je 1813. godine Francuz Louis Vicat otkrio uzroke hidrauličkih svojstava nekih vrsta veziva i pripremio hidraulično vapno pečenjem sintetskih mješavina vapnenca i gline. Godine 1818. Maurice St. Leger registrira patente za hidraulični cement. Škotski zidar Jeste Aspen proizveo je 1824. godine vezivo čija je boja odgovarala boji kamena vapnenca iz okolice mjesta Portland pa je materijalu dao ime *portland cement*. I taj cement kao i svi prethodni nije bio dovoljno kvalitetan. Tek je 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. Godine 1849. njemački istraživači Pettenkofer i Fuches proveli su i objavili prvu preciznu kemijsku analizu *portland cementa*, te označili početak ere proizvodnje *portland cementa* kao hidrauličkog veziva za proizvodnju betona.

Paralelno s razvojem hidrauličkog veziva tj. cementa tekla je i proizvodnja i primjena betona. Budući da je beton umjetni kamen koji ima vlačnu čvrstoću bitno manju od tlačne čvrstoće, značajni razvoj primjene betona nastupio je primjenom armature u betonu, odnosno otkrićem armiranog betona. Razvoj armiranog betona započinje sredinom 19. stoljeća i to odmah nakon što je proizveden *portland cement* pravih svojstava. Godine 1850. Francuz Joseph-Louis Lambot izradio je čamac od žičane mreže obložene mortom (slika 1.3.-lijevo). Nedugo zatim došlo je do prve primjene armiranog betona u zgradarstvu gdje je W. Wilkinson na zgradi u Newcastleu izveo betonske stropove armirane šipkama i užadi od žica (slika 1.3.-desno). U periodu od 1850. do 1880. godine francuski graditelj Francois Coignet izveo je nekoliko zgrada u Velikoj Britaniji i Francuskoj s betonskim stropovima armiranima užadi.



Slika 1.3. *Izgled betonskog čamca J. Lambota (lijevo) i betonskih stropova W. Wilkinsona (desno)*

Francuz Joseph Monier 1876. je godine na sajmu u Parizu predstavio lonce za cvijeće Amerikanca Williama Wanda koje je ojačao pomoću žice i tako uveo ideju željezne armature (slika 1.4). Nedugo zatim patentirao je i manje rezervoare, cijevi, montažne ploče i svodove. Navedene je patente 1879. godine otkupio njemački graditelj G.A.Wayss, koji ih je promovirao pod nazivom *Wayss-Monier sistem* te je sa svojim tvrtkama izgradio veliki broj građevina u Njemačkoj i Austriji, ali i u Americi. Navedeni sistem se dosta primjenjivao tako da se i danas u praksi za tanke prefabricirane betonske ploče često koristi naziv *monierka*.



Slika 1.4. *Izgled betonskih lonaca Josepha Moniera (izvor: Wikipedia)*

Prva armiranobetonska zgrada sagrađena je 1875.g. u Port Chesteru u New Yorku, a sagradio ju je W. E. Ward (slika 1.5.-lijevo). U isto vrijeme francuski graditelj F. Hennebique započeo je s gradnjom armiranobetonskih zgrada. Osim početaka u gradnji, on se smatra začetnikom teorije i tehnologije primjene armiranog betona. Godine 1892. izveo je novi tip rebrastih stropova (slika 1.5. – desno), a u praksu je uveo i primjenu armiranobetonskih pilota. Svoje patente pod nazivom *Hennebique beton system* izvodio je sa svojim tvrtkama po cijeloj Europi i svijetu. On se može smatrati začetnikom razdoblja većeg razvoja armiranog betona u kojem nastaju razni sustavi armiranobetonskih konstrukcija te primjenjive metode proračuna armiranobetonskih konstrukcija.



Slika 1.5. *Fotografija prve armiranobetonske zgrade (lijevo) i rebrastih stropova F. Hennebiquea (desno)*

Od važnijih metoda proračuna potrebno je izdvojiti metodu proračuna armiranobetonskih konstrukcija po dopuštenim naprezanjima (klasična metoda) koju je razvio Francuz De Tedeschi na prijelazu iz 19. u 20. stoljeće. Ona se temelji na linearnom odnosu naprezanja i deformacija u betonu i armaturi. Od 1932. do 1936. godine A. F. Lolejt i grupa stručnjaka uvode u primjenu tzv. prijelomnu metodu proračuna armiranobetonskih konstrukcija u bivšem SSSR-u, koja se smatra prethodnicom današnje metode graničnih stanja.

Pored navedenih graditelja i njihovih otkrića, posebno mjesto zauzima i Francuz Eugene Freyssinet koji je 1928. godine patentirao prednapeti beton i izveo prvu uporabivu konstrukciju od prednapetog betona. On se smatra začetnikom prednapetog betona i razvoja prednapetih konstrukcija velikog raspona.

Iz prethodno navedenog povijesnog prikaza razvoja betonskih konstrukcija može se zaključiti da su začeci betonskih konstrukcija u Francuskoj te da su prvi veliki graditelji betonskih konstrukcija bili upravo Francuzi. Francuska škola gradnje betonskih konstrukcija i dan danas je jedna od najpoznatija u svijetu s velikim brojem realiziranih građevina posebnih po svom oblikovanju, inovativnom statičkom sustavu i velikim rasponima.

Krajem 19. stoljeća, sukladno trendu i razvoju u Europi, započela je primjena betona i betonskih konstrukcija u Hrvatskoj te su već u tom periodu izvedene prve građevine od betona i armiranog betona. Najpoznatiji su primjeri izvedenih građevina s početka primjene betonskih konstrukcija u Hrvatskoj sljedeći:

- 1881.g. – Skladište 4 na doku Zichy u Luci Rijeka. Arhitekt je bio Mate Glavan. Radi se o prvoj primjeni čelika i betona u izvedbi neke građevine. Stropovi su izvedeni od plitkih betonskih svodova u izgubljenoj oplati s čeličnim limom postavljenim između I-profila. Radilo se o primjeni sustava koji je još 1844. godine patentirao William Fairbairn s ciljem da se opečne svodove zamijeni betonskima (slika 1.6. -lijevo).

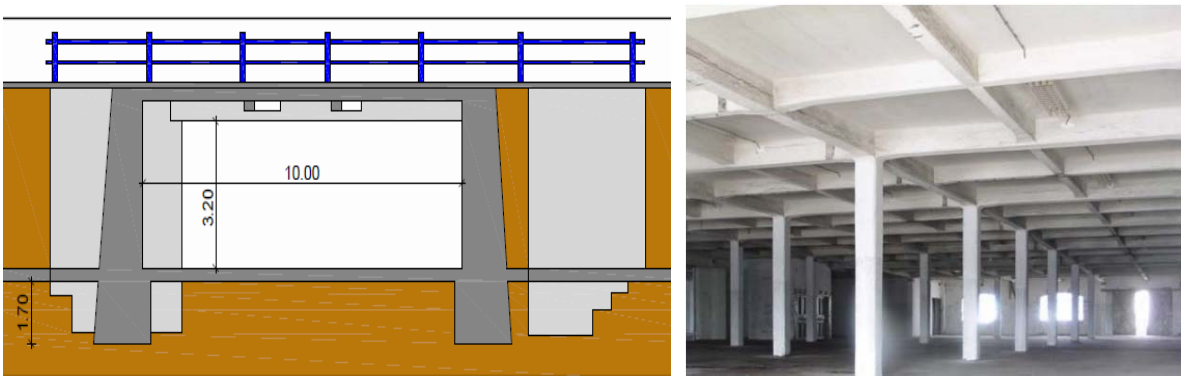
- 1893.g. – U Luci Rijeka izvedene su, prema projektu Luigija Lajosa Burgstallera, tri zgrade (skladišta 9, 10 i 12) koje su imale stropove prema Monier-ovom patentu za armiranobetonske grede i stropove (slika 1.6.-desno). Ovo je ujedno i prva primjena armiranog betona u Hrvatskoj.

- 1900.g. – U naselju Lomost u Ogulinu izveden je prvi armiranobetonski most. Most je izveden *Hennebique sistemom*, a izvođači su bili Austrijanci. Raspon mosta je 10 m, a most je i danas u uporabi (slika 1.7.-lijevo).

- 1906.g. – U Rijeci su izvedene prve cjelovite armiranobetonske konstrukcije, a radilo se o izvedbi *Skladišta 17* autora Ferenca Pfaffa i *Hotela emigranata* autora Szilarda Zielinskog. Zgrade su u potpunosti izgrađene od armiranog betona po sustavu koji su razvili francuski graditelji Edmond Coignet i Napoleon De Tedesco (slika 1.7.-desno).



Slika 1.6. *Presjek konstrukcije Skladišta 4 u Rijeci (lijevo) i fotografija stropa Skladišta 12 u Rijeci (desno)*

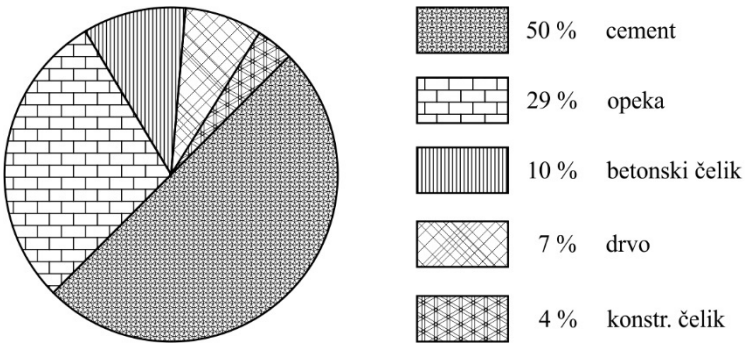


Slika 1.7. *Uzdužni presjek konstrukcije mosta u Ogulinu (lijevo) i fotografija Skladišta 17 u Rijeci (desno)*

Iz prethodno navedenog može se zaključiti da su prve primjene betona i izvedene građevine u Hrvatskoj bile u Rijeci. Razlog je taj što je Hrvatska bila u sastavu Austro-Ugarske, a Rijeka je bila glavna pomorska luka s potrebama za suvremenim inženjerskim građevinama. Daljnja značajnija primjena armiranog betona bila je u gradnji rasponskih sklopova mostova, ne samo na prometnicama prema Rijeci nego po cijeloj Hrvatskoj.

1.2. Prednosti i mane betonskih konstrukcija

Beton zauzima vodeće mjesto među glavnim materijalima u gradnji. Preko 80% nosivih konstrukcija novih građevina čine betonske konstrukcije. Jedan je od pokazatelja i pregled količina raznih materijala uporabljenih u Švicarskoj tijekom 1984. godine (slika 1.8.). Kako je Hrvatska u seizmički aktivnom području, uporaba je betona, odnosno betonskih konstrukcija i veća zbog protupotresne otpornosti betonskih konstrukcija.



Slika 1.8. *Pregled količina materijala uporabljenih u Švicarskoj tijekom 1984. godine [1]*

Glavne su **prednosti** betonskih konstrukcija sljedeće:

1. **Ekonomičnost**

   Za proizvodnju betona upotrebljavaju se prirodne, jeftine i praktično svugdje dostupne sastavnice (cement, agregat i voda). Radi se o sastavnicama koje ima svaka regija na svijetu i svaka država na svijetu ima omogućenu vlastitu proizvodnju betona, tj. ni jedna država na svijetu ne uvozi beton. Prema podacima iz Enciklopedije Leksikografskog zavoda iz 1957. godine, cijena je stupa iste nosivosti za razne materijale:

beton	100
drvo, zaštićeno	120
drvo, nezaštićeno (zamjena svakih 20 godina)	180
drvo, nezaštićeno (zamjena svakih 10 godina)	280
armirani beton (malo armiran)	130
armirani beton (jako armiran)	200
čelik	350

2. **Mali utrošak energije za izradu**

   Zbog jeftino dostupnih prirodnih sirovina i jednostavnog procesa proizvodnje za proizvodnju betona rabi se najmanja količina energije. Kako danas sve cijene ovise o cijeni nafte kao glavnog energenta, to se najbolje vidi iz usporedbe potrebne energije (u litrama nafte) za izradu stupa nosivosti 10 000 kN iz raznih materijala:

   Beton = 60 litara < Opeka = 230 litara < Čelik = 350 litara

3. **Trajnost**

   Zbog dobre otpornosti na vanjske utjecaje i male troškove održavanja betonske su konstrukcije trajne. Beton je umjetni kamen koji štiti armaturni čelik od korozije uz uvjet postojanja dostatnog zaštitnog sloja. Upravo zbog trajnosti, izgleda i cijene betonskih konstrukcija, u suvremenoj se arhitekturi sve više rade ne samo nosive konstrukcije nego betonske fasadne obloge.

4. **Mogućnost izrade raznih oblika** — Betonske se konstrukcije izvode tako da se beton lijeva u kalupe (oplatu). Upravo iz tog razloga projektantu je omogućeno da zadovolji najrazličitije konstrukcijske i arhitektonske oblike (Vidi sliku 1.9.).

5. **Monolitni karakter konstrukcija** — Kod betonskih konstrukcija (osim predgotovljenih) svi se spojevi izvode monolitno, tj. nema montažnih nastavaka i sl. To povećava trajnost i omogućuje višestruku statičku neodređenost te velike rezerve u nosivosti i pouzdanosti takvog tipa konstrukcija. To je isto jedan od razloga zašto su betonske knstrukcije poželjne u seizmički aktivnim područjima kakvo je Hrvatska.

6. **Dobro prigušenje prostorne buke i vibracija** — Zbog značajne vlastite težine i svoje masivnosti betonske konstrukcije u pravilu nemaju problem s vibracijama, a osim toga omogućuju dobro prigušenje prostorne buke.

7. **Visoka požarna otpornost** — Beton je negorivi materijal i izrazito je postojan pri visokim temperaturama, za razliku od drva i čelika. Zahvaljujući činjenici da se armaturni čelik stavlja u unutrašnjost betonskog presjeka te ga na taj način štiti od pregrijavanja i gubitka nosivosti, armiranobetonske konstrukcije imaju visoku požarnu otpornost.

8. **Dobri zdravstveno-higijenski uvjeti** — Kompaktni beton nema šupljina za leglo parazita i skupljanje prašine. Osim toga nema problem s truljenjem kao drvo, a zahvaljujući zaštitnom sloju betona oko armaturnog čelika, ni čelik koji se koristi za armiranje nije izložen koroziji, što je prisutno kod čeličnih konstrukcija.

9. **Pogodne za građenje u potresnom području.** — Kao što je već rečeno, betonske konstrukcije uglavnom su statički neodređen tip konstrukcija koji u pravilu zbog neodređenosti ima rezervu u nosivosti u odnosu na statički određene. Zahvaljujući ugradnji čelične armature, armiranobetonske konstrukcije su u pravilu i duktilne, za razliku od zidanih i drvenih konstrukcija.



Slika 1.9. *Primjeri mogućnosti izrade različitih oblika betonskih konstrukcija*

Da se ne bi stekao dojam da su betonske konstrukcije idealne, pored niza prednosti, postoje i nedostaci. Glavni su **nedostaci** betonskih konstrukcija sljedeći:

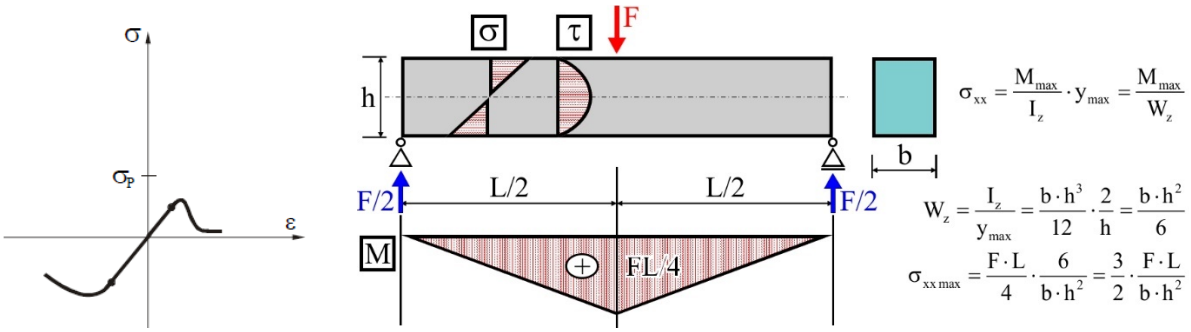
- znatna vlastita težina što je nepovoljno za konstrukcije velikih raspona i visokih građevina
- dobra provodljivost topline i udarnog zvuka
- otežana mogućnost prepravaka, pojačanja i uklanjanja
- otežana provjera ugrađene količine armature u konstrukciji nakon betoniranja
- otežana izvedba radova kod niskih (ispod +5 °C) i visokih temperatura (iznad +30 °C)
- mogućnost nastanka pukotina u betonu koje narušavaju trajnost i nepropusnost konstrukcija.

Znanstvenim istraživanjem i razvojem tehnologije danas se došlo do niza proizvoda (reparaturni mortovi, aditivi za smrzavanje i sl.) i uređaja (ultrazvuk, radari i sl.) koji navedene nedostatke betona minimiziraju, međutim oni i dalje predstavljaju nedostatak betonskih konstrukcija.

1.3. Osnovna zamisao armiranja betona

Kao što je već rečeno u prethodnim poglavljima, beton je *umjetni kamen* te kao i prirodni kamen ima svojstvo da mu je vlačna čvrstoća 10 - 15 puta manja nego tlačna čvrstoća (Vidi radni dijagram na slici 1.10.-a). Osim toga, beton je kvazikrhki materijal i kao takav nema duktilno ponašanje kao čelik, odnosno nema sposobnost velikih deformacija pri naprezanjima bliskim čvrstoći, tj. mogućnost tečenja (popuštanja).

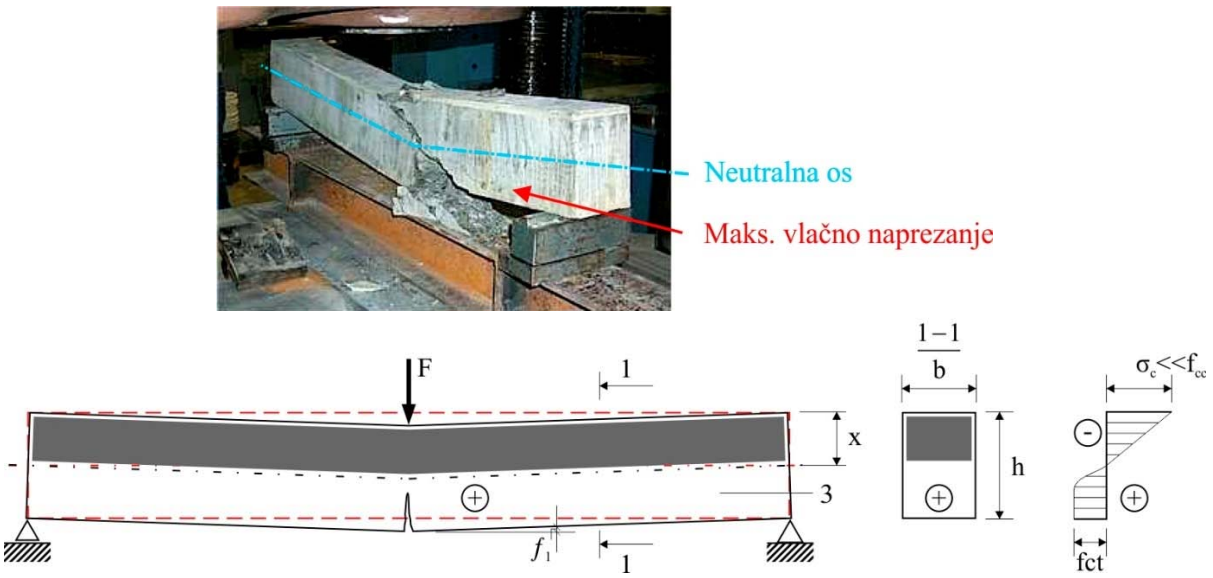
Kod nearmirane betonske grede slom nastupa dosezanjem vlačne čvrstoće betona u najopterećenijem presjeku, pri čemu je nosivost betona u tlačnom području iskorištena svega 7 - 10%. To se najbolje vidi na primjeru betonske grede koja je opterećena koncentriranom silom u sredini. Beton je homogen materijal i stanje naprezanja odgovara stanju naprezanja I. Stoga je maksimalno normalno tlačno i vlačno naprezanje (σ_{xx}) u gredi jednako i dobije se preko izraza na slici 1.10.-b. U trenutku kada maksimalno vlačno naprezanje grede, koje je u sredini raspona grede (jer je na tom mjestu maksimalni moment savijanja), dosegne vrijednost vlačne čvrstoće betona (f_t), nastupa lom grede.



a) Radni dijagram betona *b) Unutarnje sile i naprezanja u betonskoj gredi prije dosezanja vlačne čvrstoće betona*

Slika 1.10. *Radni dijagram betona i stanje naprezanja u betonskoj gredi u stanju naprezanja I*

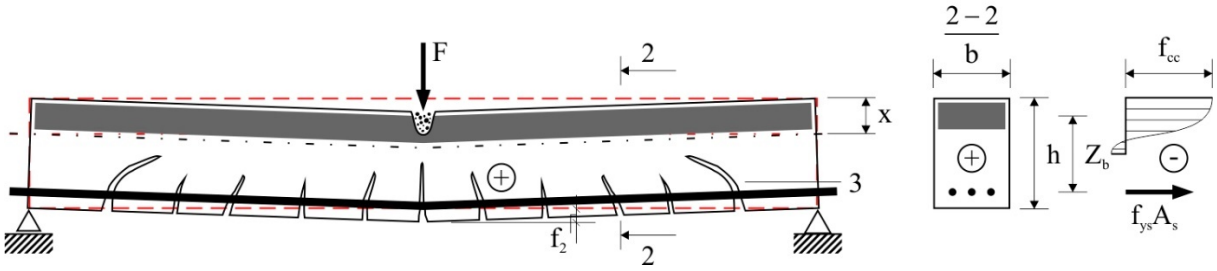
Kako je beton neduktilan materijal, odmah po dosezanju vlačne čvrstoće nastaje pukotina i slom koji nastupa iznenada pri malim deformacijama (progibima) što se vidi na slici 1.11.



Slika 1.11. *Izgled betonske grede pri slomu*

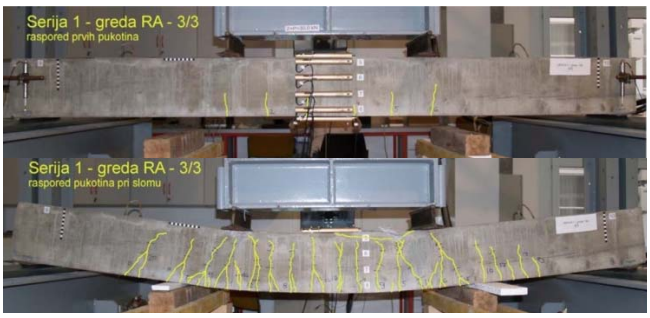
Ako se u vlačno područje dodaju čelične šipke (armatura), u tom slučaju nakon dosezanja vlačne čvrstoće betona otvara se pukotina i vlačna naprezanja preuzimaju čelične šipke koje imaju višestruko veću vlačnu čvrstoću u odnosu na beton. Pravilnim dimenzioniranjem (odabirom) količine čeličnih šipki

slom sada armirane betonske grede može nastati istodobnim popuštanjem armature i drobljenjem betona u tlaku (normalna tlačna naprezanja u betonu dosežu tlačnu čvrstoću betona).

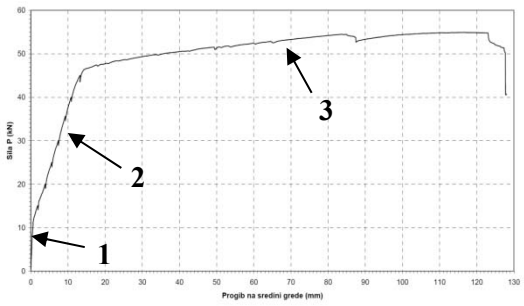


Slika 1.12. *Izgled armirane betonske grede pri slomu*

Zbog ugradnje čeličnih šipki (armature) dolazi do povećanja nosivosti 15 - 20 puta u odnosu na nosivost nearmirane betonske grede, a zbog činjenice da je granično produljenje čelika više stotina puta veće od graničnog produljenja betona, prije sloma grede u vlačnoj zoni nastaju pukotine. Također, za razliku od nearmiranih betonskih greda, koje su krhke konstrukcije (slom nastupa iznenada pri malim progibima), armirane su grede u pravilu duktilne konstrukcije čiji je slom najavljen jakim raspucavanjem i progibima, što se vidi na slici 1.13.-a. Kod nosivih konstrukcija osim dostatne nosivosti, izrazito je bitno da konstrukcija svojim ponašanjem (raspucavanjem ili značajnim deformiranjem) upozori korisnika kako bi se pravovremeno interveniralo u pogledu sanacije i pojačanja nosive konstrukcije te eventualno u pogledu potrebe za hitnom evakuacijom. Ako se pogleda dijagram *Opterećenje-progib* armiranobetonske grede, može se uočiti da se sastoji od triju područja (pravca). Prvo je područje ono područje kada su vlačna naprezanja manja od vlačne čvrstoće, zatim drugo je područje kada armatura preuzima vlačna naprezanja nakon prekoračenja vlačne čvrstoće u betonu i treće je područje područje kada armaturni čelik teče. Zbog gotovo horizontalnog nagiba pravca trećeg područja ponašanje armirane betonske grede je slično čeliku.



a) Fotografije deformiranja grede pod opterećenjem



b) Radni dijagram „Opterećenje – progib“

Slika 1.13. *Ponašanje armiranobetonske grede pod opterećenjem*

Iz svega prethodnog može se zaključiti da je armirani beton beton pojačan čeličnim šipkama (armaturom). Pri tome su beton i armatura spregnuti pri čemu se susjedne čestice betona i armature jednako deformiraju ($\varepsilon_c = \varepsilon_s$).

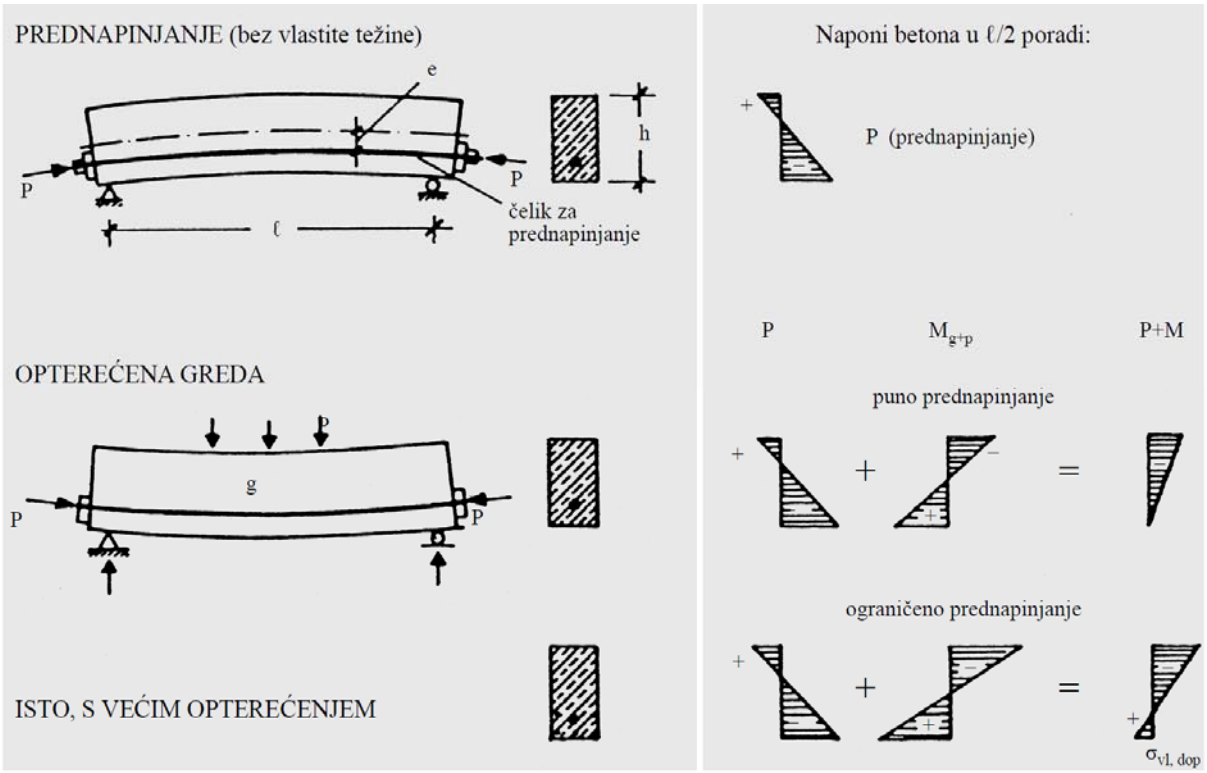
Razlozi koji omogućuju dobro sudjelovanje betona i čelika isti su kao u svakoj *dobroj* vezi:

- **dobra prionjivost dvaju materijala** – beton ima veliku prionjivost za čelik i na taj način je omogućeno sprezanje. Kao u svakoj vezi, nužan je uvjet da se *vole* i sprežu.
- **praktički jednaki temperaturni koeficijent dvaju materijala ($\alpha_T = 10^{-5}$ °C^{-1})** – pri promjeni temperature kao vanjskom okolišu oni se jednako istežu i skupljaju, tj. kompatibilni su.
- **dobra zaštita čelika od strane betona** – beton tvori alkalnu sredinu i na taj način štiti čeličnu armaturu od korozije. Osim toga štiti i čelik od direktne izloženosti visokim temperaturama te omogućuje visoku požarnu otpornost. Naravno, kao u svakoj vezi, beton se ponaša *zaštitnički*, a čelik mu *pomaže* u svim uobičajenim situacijama preuzimanja opterećenja.

1.4. Osnovna zamisao prednapinjanja betona

Prednapinjanjem se ostvaruje stanje vlastitih naprezanja (stanje u kojem je zbroj unutarnjih sila u ravnoteži bez djelovanja vanjskih sila) koje se suprostavlja naprezanju od opterećenja.

Ideja prednapinjanja najjednostavnije se može objasniti primjerom jednostavno oslonjene grede prikazane na slici 1.14. Zamislimo da se izvede (izbetonira) betonska greda koja ima uzdužni otvor u donjem dijelu grede na udaljenosti e od težišta poprečnog presjeka. Kroz taj se otvor postavi navojna šipka. Pritezanjem navojne šipke matice s kojima se priteže žele se približiti, ali tome se odupire betonska greda. Stoga pritezanjem matica u isto vrijeme nastaju vlačna naprezanja u čeličnoj šipki te zbog upiranja matica u beton nastaje ekscentrična tlačna sila na beton. Ta ekscentrična tlačna sila naziva se sila prednapinjanja i možemo reći da iznosi P. Ako pretpostavimo da za sada greda nema težine, jedino opterećenje koje djeluje na betonsku gredu ekscentrična je tlačna sila P, koja se može svesti na centričnu tlačnu silu P i moment savijanja koji je jednak M = P×e. Zahvaljujući postojanju momenta savijanja, ona će se deformirati na način da će se prognuti prema gore. Pri tome će uslijed uzdužne tlačne sile P i momenta savijanja M (ako je e > h/6) na dnu presjeka nastati tlačna naprezanja, a na gornjem će rubu nastati vlačna naprezanja (Vidi sliku 1.14.). Ako se nakon prednapinjanja greda optereti (uključujući i zanemarenu vlastitu težinu), tada će se naprezanja u gredi od opterećenja superponirati s naprezanjima od prednapinjanja. U tom slučaju dolazi do smanjenja tlačnih naprezanja na dnu grede, kao i smanjenja vlačnih naprezanja na vrhu grede. Ispravnim određivanjem iznosa sile prednaprezanja i njezinog ekscentriciteta može se postići da su u svim situacijama (prije i nakon opterećenja) vlačna naprezanja u betonu manja od vlačne čvrstoće ili čak da se uvijek radi isključivo o tlačnim naprezanjaima.



Slika 1.14. *Jednostavno oslonjena betonska greda prednapeta čeličnom navojnom šipkom [1]*

Nešto kasniji razvoj prednapetih betonskih konstrukcija isključivo je rezultat toga što je za prednapinjanje nužna uporaba čelika vrlo visoke čvrstoće.

Budući da beton ima višestruko veću tlačnu čvrstoću u odnosu na vlačnu čvrstoću, on jednostavno *obožava da ga se tlači*. Stoga je prednapinjanje betona poželjno jer je onda u stanju koje on lakše podnosi. Na taj se način prisutnost pukotina znatno umanjuje i na neki se način može u potpunosti izbjeći. Budući da je neraspucani presjek krući od raspucanog te da se u betonu maksimalno iskorištava njegova tlačna nosivost, prednapinjanje ima za posljedicu smanjenje presjeka betona, a samim tim i vlastite težine konstrukcije te postizanje većih raspona. Stoga se danas sve što se radi u betonu, a većih je raspon, a izvodi prednapinjanjem betona.



Slika 1.15. *Fotografije prednapetih betonskih konstrukcija većeg raspona i opterećenja*

1.5. Osnovni pojmovi i vrste konstrukcija

Svaka građevina (*construction works*) mora sadržavati nosivu konstrukciju (*bearing structures*). Osim toga pojedini dijelovi građevine imaju konstrukcije (*structures*) koje se sastoje od konstrukcijskih elemenata (*structural elements*). Tako npr. svaka zgrada u visokogradnji ima nosivu konstrukciju. Nosiva konstrukcija neke zgrade generalno se sastoji od sljedećeg: krovne konstrukcije, stropne konstrukcije, vertikalne nosive konstrukcije i temeljne konstrukcije. Svaka od pojedinačnih konstrukcija sastoji se od konstrukcijskih elemenata pa tako:

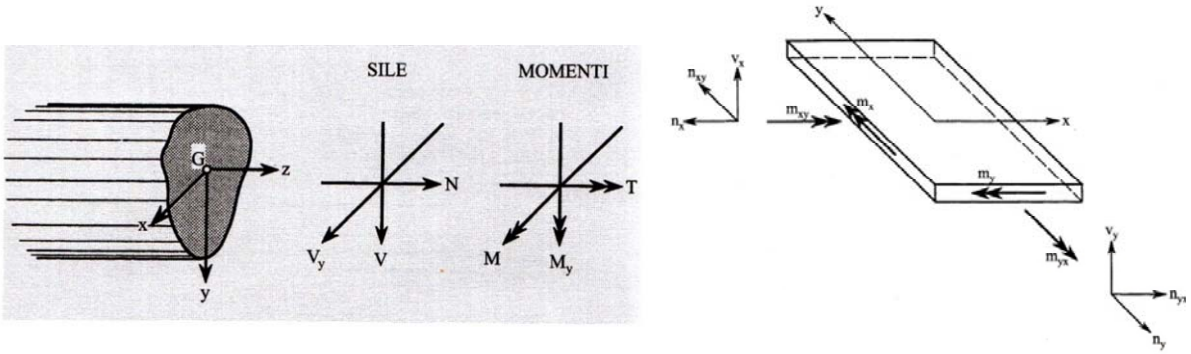
- krovna se konstrukcija sastoji od: ploča, greda, okvira
- stropna se konstrukcija sastoji od: ploča, greda, okvira
- vertikalna nosiva konstrukcija sastoji se od: stupova, zidova, okvira
- temeljna konstrukcija sastoji se od: temeljne ploče, temeljnih greda, temeljnih stopa i dr.

Osnovni je kriterij klasifikacije vrsta konstrukcija način na koji one prenose opterećenje, a što je na neki način povezano i sa složenosti samih proračuna pojedinih vrsta konstrukcija. Tako razlikujemo:

1. Štapne konstrukcije kao što su: grede, stupovi, okviri, rešetke, lukovi i zatege
2. Plošne konstrukcije kao što su: ploče, zidovi, zidni (visokostijeni) nosači, ljuske, naborane konstrukcije
3. Masivne konstrukcije kao što su: brane, masivni temelji, reaktorske posude i dr.

Štapne konstrukcije sastoje se od linijskih elemenata čiji je poprečni presjek općenito opterećen trima silama i trima momentima u smjeru glavnih osi poprečnog presjeka sukladno slici 1.16.-lijevo. U praksi su štapne konstrukcije najčešće ravninske gdje su pojedini konstrukcijski elementi posloženi unutar ravnine. Stoga se najčešće u poprečnim presjecima pojavljuju jedna do dvije veličine unutrašnjih sila. Tako imamo slučaj da grede dimenzioniramo na momente savijanja oko jedne osi i poprečnu silu u smjeru opterećenja (M+V), stupove i lukove dimenzioniramo na moment savijanja oko jedne osi i uzdužnu silu (M+N), a zatege dimenzioniramo na vlačnu uzdužnu silu (N).

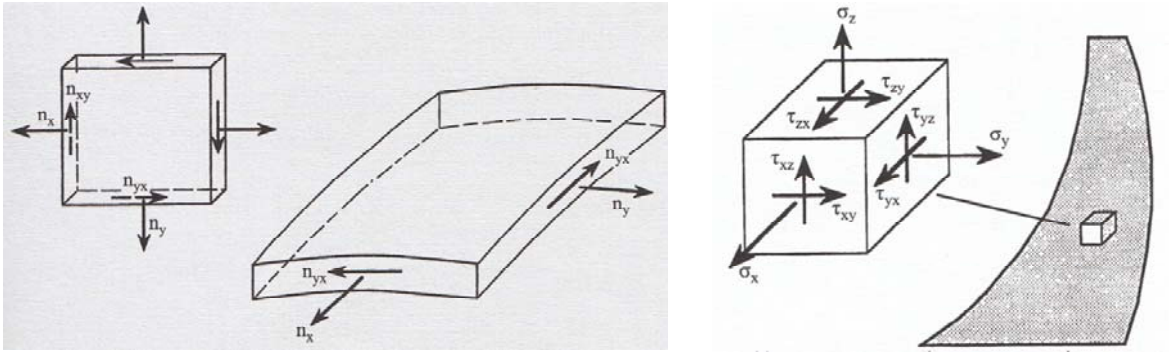
Kod štapnih elemenata u pravilu razlikujemo unutarnje sile koje uzrokuju normalna naprezanja (M, N) i unutarnje sile koje uzrokuju posmična naprezanja (V, T). Stoga se najčešće rade analize i dimenzioniranja koja istovremeno uzimaju unutarnje sile koje uzrokuje istovrsno naprezanje. Razlog je to što kod armiranobetonskih konstrukcija normalna naprezanja rezultiraju uzdužnom armaturom, a posmična naprezanja rezultiraju posmičnom armaturom.



Slika 1.16. *Unutarnje sile kod štapnih (lijevo) i plošnih (desno) elemenata konstrukcije [1]*

Plošne konstrukcije u pravilu čine ravninski konstrukcijski elementi. Najčešći je konstrukcijski element ploča kojom se koristi kod stropnih konstrukcija zgrada. Stropne se ploče u pravilu dimenzioniraju samo na momente savijanja (slika 1.16.-desno) koji rezultiraju normalnim naprezanjima, odnosno uzdužnom armaturom. Stropne ploče u svojim presjecima u pravilu imaju i poprečne sile koje rezultiraju posmičnim naprezanjima. Međutim, ona su u pravilu toliko mala da ih se može zanemariti jer ih sam betonski presjek bez ikakve posmične armature može preuzeti.

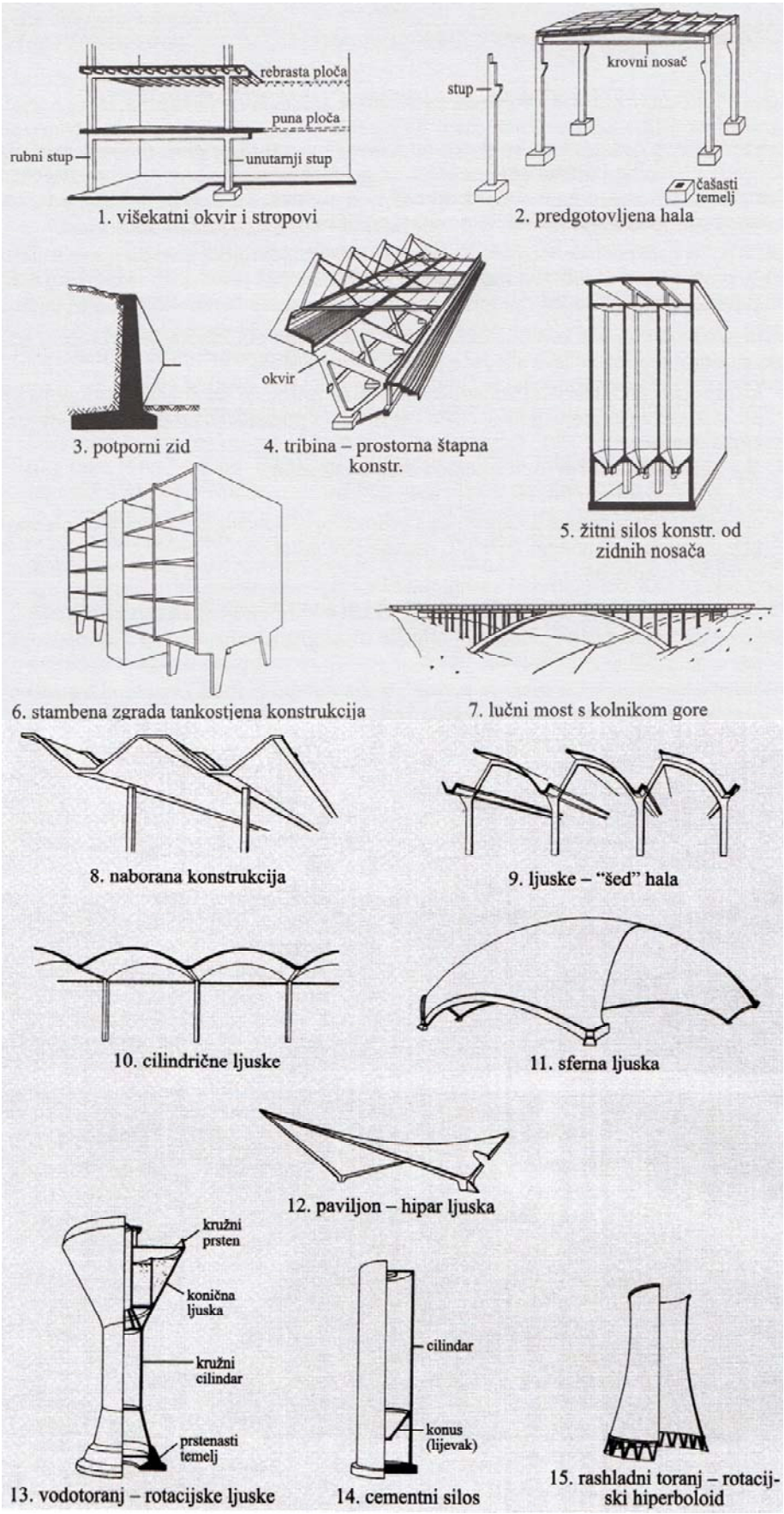
Osim stropnih ploča često se pojavljuju i konstrukcijski elementi (zidovi, zidni nosači, ljuske i dr.) koji su opterećeni dominantno samo uzdužnim silama u srednjoj ravnini pri čemu momenti savijanja ili ne djeluju, ili su tako mali da se mogu zanemariti (slika 1.17.-lijevo). Takve konstrukcije i konstrukcijske elemente najčešće nazivamo *membranskim konstrukcijama*.



Slika 1.17. *Unutarnje sile kod membranskih (lijevo) i masivnih (desno) konstrukcija [1]*

Masivne su konstrukcije konstrukcije koje su izložene općenito troosnom stanju naprezanja (slika 1.17.-desno), što zahtijeva složeniji proračun i dimenzioniranje. Danas je proračun takvih konstrukcija gotovo nemoguć bez specijaliziranih računalnih programa.

Na slici 1.18. prikazani su primjeri štapnih i plošnih konstrukcija iz prakse, što upućuje na postojanost velikog broja oblika i statičkih sustava betonskih konstrukcija.



Slika 1.18. *Primjeri štapnih i plošnih konstrukcija [1]*

2. Osnove projektiranja betonskih konstrukcija

2.1. Faze projektiranja i proračuna nosivih konstrukcija

Poslovi arhitektonskog projektiranja u pravilu sadržae 8 osnovnih faza izrade:

1. Provjera zadatka - razjašnjavanje postavljenog projektnog zadatka naručitelja, savjetovanje o ukupnim potrebama za obavljanje poslova, odabir suradnika drugih struka.
2. Idejno rješenje - prva faza idejnog projekta koja predstavlja grafičku provjeru koncepta ili projektnog programa. Idejno rješenje u pravilu sadrži sljedeće: osnovne podatke o smještaju građevine u prostor, prostornim gabaritima građevine, osnovnu funkcionalnu i organizacijsku shemu, osnovna obilježja tlocrtnog rješenja, osnovne elemente oblikovanja i osnovne elemente za obračune.
3. Idejni projekt - daljna razrada projektnog koncepta uključujući i ispitivanje alternativnih rješenja jednakih zahtjeva s grafičkim prikazima i analizama. Sastoji se od nacrta (grafički prilozi) koji na primjeren način prikazuju tehničko rješenje te tekstualnih, proračunskih, tabličnih i drugih dokumenata pojedinih struka.
4. Lokacijska dozvola - ishođenje lokacijske dozvole.
5. Glavni projekt - izrada odabranog projektnog rješenja (postupna grafička razrada odabranog rješenja) uzimajući u obzir urbanističke, oblikovne, funkcionalne, tehničke, građevno-fizikalne, ekonomske, energetske, biološke i ekološke zahtjeve te primjenjujući rješenja projektanata drugih struka, sve do konačnog rješenja. Integriranje projektnih rješenja ostalih projektanata. Objedinjavanje svih projektnih podloga. Arhitektonski glavni projekt sadrži tekstualni i grafički dio.
   U tekstualnom dijelu određeni su i sakupljeni opći podaci o investitoru, projektantu i građevini te opisni prikazi i ekonomski elementi projekta (tehnički opis, naznaka tehničkih normativa i dr.). Program kontrole i osiguranja kvalitete. Grafički dio projekta obuhvaća sve potrebne nacrte (položajni nacrt, sve tlocrte, karakteristične presjeke, prikaze pročelja, odnosno poglede i dr.).
6. Građevna dozvola - predaja projekata za dozvole i suglasnosti. Dopunjavanje i prilagođivanje projekta, opisa i proračuna uz primjenu projektnih rješenja projektanata ostalih struka. Ishođenje građevne dozvole.
7. Izvedbeni projekt - pobliže se razrađuju dijelovi glavnog projekta i dopunjuju izvedbenim detaljima i ostalim tehničkim rješenjima potrebnima za gradnju građevina (izvedbeni nacrti, građevni i obrtnički detalji i dr.). Razrada podloga za projektante drugih struka. Svi dijelovi arhitektonskog projekta moraju biti usklađeni međusobno i s ostalim projektima. Grafički prikazi građevine sa svim pojedinim podacima potrebnim za gradnju, npr. konačni, potpuni izvedbeni, detaljni i konstruktivni nacrti u mjerilu 1:50 do 1:1, s potrebnim tekstualnim opisima.

8. Troškovnik - izrada računa količina kao osnove za sastavljanje troškovničkih opisa radova uz primjenu projektnih rješenja ostalih struka u projektiranju. Izrada troškovnika sa opisom pojedinih stavki radova, s popisom radova prema vrstama i grupama radova te općim i posebnim uvjetima za pojedine vrste radova. Usuglašavanje i koordinacija opisa radova drugih struka u projektiranju.

Tijekom izrade ***idejnog rješenja*** koje se izrađuje na zahtjev investitora, voditelj projekta (arhitekt za zgrade, tehnolog i arhitekt za industriju) savjetuje se s konstruktorom radi određivanja konstruktivnog sustava i optimizacije. Upravo poznavanje nosivih konstrukcija, tj. vrsta konstrukcijskih sustava i elemenata te osnovnih znanja o optimalnim rasponima i dimenzijama za pojedine konstrukcijske sustave, važno je za voditelja projekta, tj. arhitekta. Svaka građevina (zgrada) sadrži nosivu konstrukciju i ako se izradi idejno rješenje bez uzimanja u obzir postojanja i načina izvedbe nosive konstrukcije, vrlo vjerojatno će rezultat biti loše idejno rješenje koje će u daljnim fazama razrade doživjeti značajnije izmjene. U ovoj fazi konstruktor surađuje isključivo u svojstvu savjetnika, međutim, arhitekt sam postavlja osnovnu ideju građevine, a samim time i konstrukcije.

Nakon prihvaćanja određenog rješenja radi se ***idejni projekt*** građevine. Za uobičajene građevine idejni projekt sadrži samo tehnički opis nosive konstrukcije koju najčešće izrađuje sam arhitekt uz konzultacije s konstruktorom. Za složenije i oblikovno zahtjevnije građevine sastavni dio idejnog projekta često je i ***idejni projekt konstrukcije*** koji sadrži ***približni proračun***. U tom slučaju idejni projekt konstrukcije izrađuje konstruktor. Njegova je svrha definiranje svih geometrijskih podataka, tj. izmjere presjeka svih konstrukcijskih elemenata. U slučaju da se ne izrađuje idejni projekt konstrukcije, arhitekt na temelju iskustva i jednostavnih približnih proračuna sam definira dimenzije konstrukcijskih elemenata. Tu je također izrazito važno osnovno poznavanje nosivih konstrukcija kako bi arhitekt ispravno odredio okvirne dimenzije konstrukcijskih elemenata. Upravo nepoznavanje osnova o nosivim konstrukcijama često je rezultiralo time da su u idejnom projektu usvojene nerealne dimenzije konstrukcijskih elemenata (premale ili prevelike) što je imalo za posljedicu da se nakon ishođenja lokacijskih dozvola i izrade glavnog projekta morao korigirati idejni projekt i ishoditi ponovno lokacijska dozvola, što je u pravilu dugotrajan proces.

Upravo je cilj ovoga kolegija da se steknu elementarna znanja o nosivim betonskim konstrukcijama i približnim proračunima, kako bi arhitekt u praksi mogao samostalno izraditi ispravno i izvedivo idejno rješenje i idejni projekt.

Unutar ***glavnog projekta*** konstruktor radi ***statički*** i po potrebi ***dinamički*** proračun konstrukcije. U ovoj fazi projektiranja arhitekt surađuje s konstruktorom na način da zajednički optimiziraju i na neki način materijaliziraju idejno rješenje. Arhitekt u ovoj fazi projektiranja ne izrađuje statičke ili dinamičke proračune nosive konstrukcije, ali kao voditelj projekta mora imati dovoljno znanja iz područja nosivih konstrukcija kako bi mogao komunicirati na stručnoj razini, tj. da zna pripremiti podloge i ulazne podatke za konstruktora. Također mora znati osnove statičkog proračuna i oznake u statičkom proračunu kako bi znao pročitati glavni projekt konstrukcije, tj. statički proračun radi provedbe usklađenje svih projekata. Važno je da arhitekt kao voditelj projekta zna i opseg posla konstruktora pri izradi glavnog projekta konstrukcije, kako bi mogao ispravno valorizirati njegovo vrijeme za izradu projekta, a u konačnici i financijski opseg njegova posla.

Izrada statičkog i dinamičkog proračuna konstrukcije podrazumijeva sljedeće zadatke konstruktora:

- idealizaciju konstrukcije koja se prikazuje na proračunskom modelu i shemi konstrukcije
- utvrđivanje djelovanja
- proračun reznih sila (M, N, V i T) i deformacija
- dimenzioniranje presjeka konstrukcija,
- razradu pojedinosti (detalja).

Unutar ***izvedbenog projekta*** vezano za nosivu betonsku konstrukciju izrađuju se ***izvedbeni nacrti***. Izvedbeni nacrti koji su potrebni za izradu nosive konstrukcije jesu:

- nacrti oplate
- nacrti armature s iskazima
- nacrti vođenja kabela s iskazima za prednapete betonske konstrukcije
- detalji spojeva kod prefabriciranih betonskih konstrukcija.

Nacrte armature i vođenja kabela izrađuju konstruktori (inženjeri građevinarstva), dok nacrte oplate u Hrvatskoj uglavnom izrađuju arhitekti. Stoga je i u ovoj fazi važno da arhitekt ima osnovna znanja proračuna nosivih konstrukcija kako bi mogao ispravno izraditi planove oplate i pripremiti potrebne podloge za izradu nacrta armature i vođenja kabela.

Na temelju izvedbenog projekta izrađuje se ponudbeni **troškovnik** s dokaznicom mjera koji investitoru služi za traženje, a zainteresiranim izvođačima za davanje ponuda za izvedbu. U Hrvatskoj ponudbeni troškovnik za građevinsko-obrtničke radove rade i arhitekti i građevinari i da bi se ispravno izradio troškovnik, potrebno je imati znanje iz područja nosivih konstrukcija.

Za voditelje projekta i arhitekta neophodna su osnovna znanja o nosivim konstrukcijama. Također, tijekom cijelog procesa projektiranja neophodna je suradnja arhitekta i konstruktora. Suradnja treba započeti u što ranijoj fazi projektiranja kako bi kakvoća projektnog rješenja i ekonomičnost bile veće.

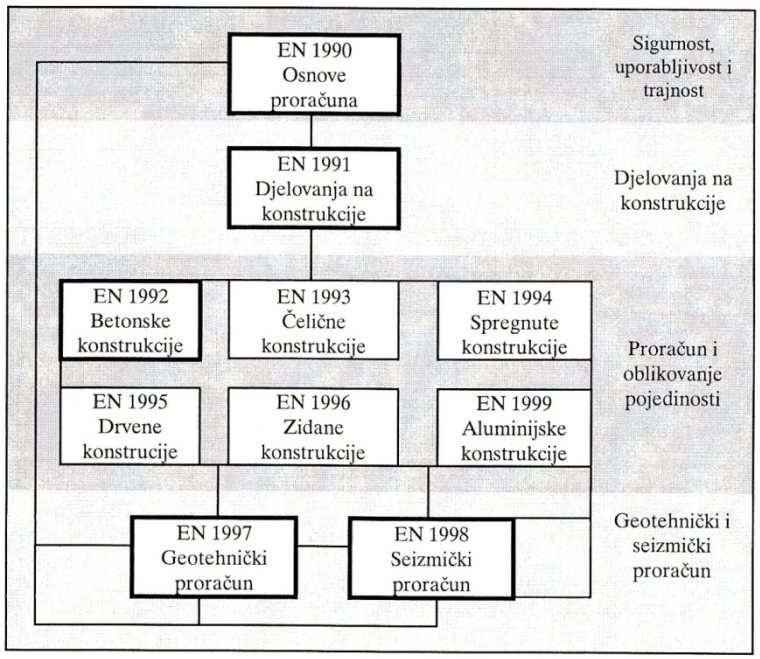
2.2. Normativni dokumenti za projektiranje betonskih konstrukcija

U Hrvatskoj, a slično je i u drugim državama Europe, projektiranje i izvođenje građevina, a samim tim i nosivih konstrukcija, odvija se uz primjenu ***zakonske regulativne***, koju čine razni ***zakoni*** (npr.: Zakon o gradnji, Zakon o građevnim proizvodima i dr.), ***uredbe*** (npr.: Uredba o naknadi za zadržavanje nezakonito izgrađenih zgrada u prostoru i dr.) i ***pravilnici*** (npr.: Pravilnik o nostrifikaciji projekta, Pravilnik o tehničkim dopuštenjima za građevne proizvode i dr.), te ***tehničke regulative*** koju čine razni ***tehnički propisi***, ***norme*** i ***tehnička odobrenja***. U pogledu tehničkog dijela projektiranja nosivih konstrukcija, tj. oblikovanja i dimenzioniranja nosivih konstrukcija, najvažniji su dokumenti tehnički propisi i norme na koje tehnički propisi upućuju. Tehnički su propisi temeljni tehnički dokumenti za projektiranje i izvođenje nosivih konstrukcija u tehničkom dijelu. Za svaku vrstu nosivih konstrukcija, s obzirom na vrstu materijala od kojeg se izrađuje, izdan je odgovarajući tehnički propis. Trenutno važeći tehnički propisi za projektiranje i izvođenje nosivih konstrukcija jesu sljedeći:

- Tehnički propis za zidane konstrukcije (NN br. 01/07)
- Tehnički propis za drvene konstrukcije (NN br. 121/07, 58/09, 125/10, 136/12)
- Tehnički propis za čelične konstrukcije (NN br. 112/08, 125/10, 73/12, 136/12)
- Tehnički propis za spregnute konstrukcije od čelika i betona (NN br. 119/09, 125/10, 136/12)
- **Tehnički propis za betonske konstrukcije (NN br. 139/09, 14/10, 125/10, 136/12)**
- Tehnički propis za aluminijske konstrukcije (NN br. 80/13).

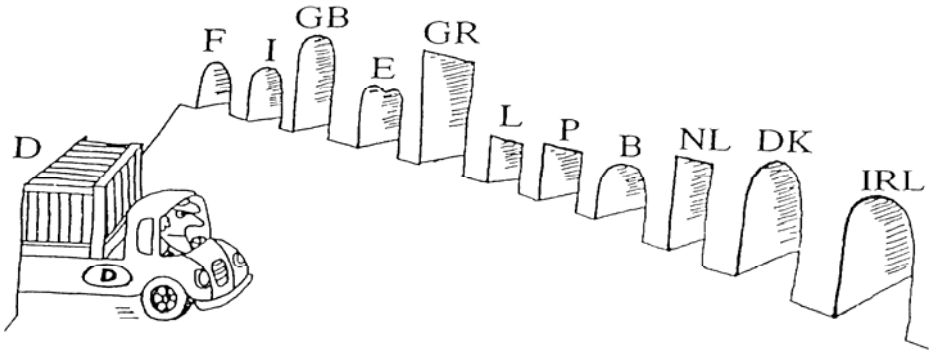
Svaki od pojedinih tehničkih propisa daje ***opće odredbe*** u kojima se navodi područje primjene tehničkog propisa u pogledu, zatim ***tehnička svojstva nosive konstrukcije*** koja određeni tip konstrukcije treba ispuniti i ***zahtjeve*** koji se odnose na ***građevne proizvode***, ***projektiranje***, ***izvođenje*** i ***uporabljivost*** te ***održavanje*** pojedinog tipa nosivih konstrukcija za koji je tehnički propis izdan. Svaki *tehnički propis* upućuje na *niz normi* koje detaljnije daju *tehničke specifikacije* vezane za: kvalitetu materijala od kojeg se izvode konstrukcije, djelovanja na konstrukcije, postupke proračuna konstrukcija, izvođenje i dokaz kvalitete izvedenih nosivih konstrukcija.

Za projektiranje nosivih konstrukcija mjerodavni su nizovi usklađenih europskih normi prikazanih na shemi na slici 2.1. Svaki od pojedinih nizova sastoji se od nekoliko normi koje obrađuje posebno područje projektiranja.



Slika 2.1. *Shematski prikaz nizova normi za projektiranje nosivih konstrukcija [1]*

Europske norme za projektiranje konstrukcija zasnivaju se na suvremenom pristupu proračuna konstrukcija, a ideja njihovog stvaranja je ujednačavanje uvjeta projektiranja i građenja konstrukcija zgrada i drugih građevina u europskim zemljama. Usklađene nizove europskih normi izradio je i na razini Europske unije prihvatio CEN - Europski odbor za normizaciju (skraćenica je od francuskog naziva *Comite Europeen de Normalisation*) koji su osnovale države EEZ-a i EFTE (sada Europske unije). Ujednačavanje uvjeta projektiranja i građenja konstrukcija, tj. usvajanje jedinstvenih tehničkih normi nastalo je s ciljem stvaranja slobodnog tržišta na cijelom prostoru Europske unije te da se izbjegne da se npr. proizvod ili konstrukcija projektirani i proizvedeni u Njemačkoj ne mogu primjeniti ili izvesti u drugoj članici Europske unije. Problem je ilustrativno prikazan na slici 2.2., gdje se vidi da vozilo proizvedeno u Njemačkoj ne može proći kroz sve tunele pojedinih članica Europske unije jer dimenzije vozila i tunela nisu usklađene u svim članicama Europske unije.

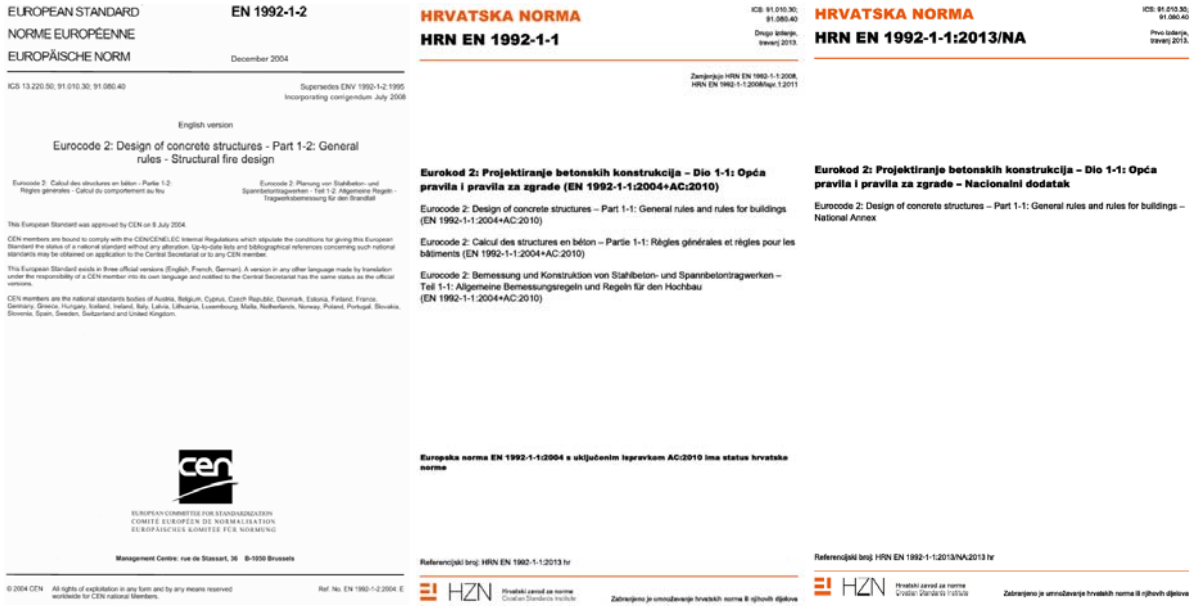


Slika 2.2. *Ilustracija problema s neusklađenosti normi za proračun konstrukcija*

U Hrvatskoj, kao članici Europske unije, usklađeni nizovi europskih normi prihvaćeni su kao službene hrvatske norme. Prihvaćanje europskih normi te izradu nacionalnih dodataka proveo je HZN – Hrvatski zavod za norme. Zbog usvajanja europskih normi kao službenih hrvatskih normi svaka pojedina norma uz originalni naziv europske norme ima ispred naziva i oznaku **HRN**, kao što se može vidjeti na primjeru norme: HRN EN 1992-1-1:2013, Eurokod 2: *Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća*

pravila i pravila za zgrade (Vidi izgled naslovnice norme na slici 2.3.). Također, kako bi se opće europske norme prilagodile posebnostima u Hrvatskoj u pogledu različitih klimatskih uvjeta, seizmičnosti područja i usklađenja pouzdanosti s ulaznim podacima, za svaku je normu izdan i nacionalni dodatak koji nosi dodatnu oznaku /**NA** (od engl. *National Annex*) kao npr.: HRN EN 1992-1-1:2013/NA, Eurokod 2: *Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade – Nacionalni dodatak* (Vidi sliku 2.3.).

Za proizvode i posebne postupke projektiranja i izvođenja za koje ne postoji usklađena norma ili se znatno razlikuje u odnosu na postojeću normu, može se dodjeliti ETA - Europsko tehničko odobrenje koje izdaje EOTA – Europska organizacija za tehnička odobrenja.


EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM
EN 1992-1-2
December 2004
Supersedes ENV 1992-1-2:1995
Incorporating corrigendum July 2008
English version
Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design
This European Standard was approved by CEN on 8 July 2004.
CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels
© 2004 CEN
HRVATSKA NORMA
HRN EN 1992-1-1
Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade (EN 1992-1-1:2004+AC:2010)
Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004+AC:2010)
Eurocode 2: Calcul des structures en béton – Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments (EN 1992-1-1:2004+AC:2010)
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (EN 1992-1-1:2004+AC:2010)
Europska norma EN 1992-1-1:2004 s uključenim ispravkom AC:2010 ima status hrvatske norme
HZN
HRVATSKA NORMA
HRN EN 1992-1-1:2013/NA
Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade – Nacionalni dodatak
Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings – National Annex
HZN

Slika 2.3. *Izgled naslovnice originalne europske i hrvatske norme i nacionalnog dodatka*

Iz prethodno prikazanog vidljivo je da je projektiranje nosivih konstrukcija izrazito definirano tehničkom regulativom, tj. odgovarajućim tehničkim propisima, odgovarajućim nizovima normi i tehničkim dopuštenjima. Postojanje opsežne tehničke regulative na neki je način poželjno i dobro jer projektant je, ako se pridržava tehničke regulative, siguran da će građevina ispunjavati sve bitne tehničke zahtjeve i na neki je način oslobođen od bilo kakve krivnje u slučaju nepredviđenih situacija kao što su npr. urušavanje građevine, pojava pukotina i sl. Međutim, s druge strane, opsežna tehnička regulativa zahtijeva od projektanta dobro poznavanje tehničke regulative i primjenu velikog broja zahtjeva i ograničenja u projektiranju što zna biti ograničavajuće u slobodi projektiranja.

Projektiranje betonskih konstrukcija u Hrvatskoj se provodi u skladu s Tehničkim propisima za betonske konstrukcije (NN br. 139/09, 14/10, 125/10, 136/12) i nizom hrvatskih (europskih) normi na koje on upućuje, a radi se o nizu: HRN EN 1990 (osnove projektiranja), HRN EN 1991 (djelovanja na konstrukciju), HRN EN 1992 (projektiranje betonskih konstrukcija), HRN EN 1997 (geotehničko projektiranje koje je bitno za temeljnu konstrukciju) i HRN EN 1998 (projektiranje konstrukcija otpornih na potres). Upravo su svi zahtjevi i proračuni dani u ovoj skripti u skladu s navedenim tehničkim propisima i nizovima hrvatskih (europskih) normi.

Kako je prikazano u povijesnom prikazu nastanka i razvoja betonskih konstrukcija, jasno je da su u početku znanja iz područja materijala, projektiranja i izvođenja nosivih konstrukcija bila isključivo iskustvena. Tek osnivanje *Škole za mostove i ceste* u Parizu 1747. godine označava početak analize i izučavanja konstrukcija naspram, do tada, iskustvenom projektiranju. Tijekom zadnjih dvaju stoljeća istraživanja se u pogledu materijala i teorije konstrukcija provode prvenstveno na znanstvenim

institucijama kao što su fakulteti i instituti te u okviru istraživačkih centara pojedinih tvrtki. Rezultati istraživanja objavljuju se u znanstvenim i stručnim časopisima te u okviru znanstvenih i stručnih skupova (simpozija). Svako otkriće i napredak u području nosivih konstrukcija mora proći znanstvenu i stručnu recenziju i potvrdu. Na temelju svih tih istraživanja izrađuju se norme koje zapravo predstavljaju usklađivanje i praktično pojednostavljenje rezultata istraživanja kako bi se dobili praktični alati za izobrazbu inženjera i projektiranje konstrukcija. Glede napora za zajedničko stjecanje znanja treba istaknuti rad znanstvenostručnih organizacija i to: CEB (Euro-međunarodni odbor za beton) i FIP (Međunarodni savez za prednapinjanje) koje djeluju od 1950. godine i okupljaju najbolje stručnjake i istraživače Europe i Amerike. Od 1998. godine obje su se organizacije ujedinile pod zajedničkim nazivom FIB (Međunarodni savez za beton). Rezultat njihova rada brojni su izvještaji i preporuke, no prije svega *Predlošci normi (Model code)* koji su podloga za izradu normi. Shematski prikaz nastanka normi prikazan je na slici 2.4.



Slika 2.4. *Shematski prikaz nastanka hrvatskih normi*

2.3. Temeljni zahtjevi na betonske konstrukcije

Generalno za sve konstrukcije vrijede temeljni zahtjevi, a to su sljedeći:

- sigurnost (*safety)*
- uporabljivost *(serviceability)*
- trajnost *(durability)*.

Sva tri navedena svojstva obuhvaćena su pojmom pouzdanosti *(reliability)*, tako da generalno, kao i za automobil i druge proizvode, vrijedi da nosive konstrukcije moraju biti pouzdane.

Sigurnost je sposobnost konstrukcije da bude u stanju podnijeti sva predvidiva djelovanja i utjecaje tijekom izvedbe i proračunskog vijeka uporabe. To znači da tijekom građenja i uporabe predvidiva djelovanja na konstrukciju ne smiju prouzročiti rušenje građevine ili njezinog dijela, odnosno ne smiju nastati velika oštećenja na konstrukciji u odnosu na uzrok zbog kojeg su nastala.

Uporabljivost je sposobnost konstruktivnih elemenata da služe svrsi na odgovarajući način u normalnoj uporabi (da nema prevelike deformacije, prevelike pukotine, da ne vibriraju pri hodanju i sl.). To znači da tijekom građenja i proračunskog vijeka uporabe predvidiva djelovanja na konstrukciju ne smiju prouzročiti deformacije nedopuštenog stupnja koje onemogućuju normalnu uporabu građevine te ne smiju nastati oštećenja opreme ili dijela konstrukcije zbog deformacija na samoj konstrukciji.

Trajnost je njezina sposobnost da tijekom svoga proračunskog uporabnog vijeka održi odgovarajuća svojstva i ostane sposobna za uporabu uz odgovarajuće održavanje.Treba biti projektirana ili zaštićena tako da se u periodu između uzastopnih pregleda značajno ne pogorša njezina uporabljivost.

Sva temeljna svojstva, kako je već rečeno, trebaju biti ostvarena tijekom proračunskog uporabnog vijeka konstrukcije, odnosno građevine. Proračunski je uporabni vijek pretpostavljeno razdoblje korištenja konstrukcije uz održavanje, ali bez velikih popravaka. Minimalni proračunski uporabni vijek za pojedinu konstrukciju dan je u tablici 2.1.

Tablica 2.1. *Proračunski uporabni vijek konstrukcije (građevine)* - HRN EN 1990

Kategorija proračunskog uporabnog vijeka	Proračunski uporabni vijek	Primjer
1	10 g.	privremene konstrukcije, konstrukcije tijekom izvedbe (npr. skele)
2	10 - 25 g.	zamjenjivi dijelovi konstrukcije, npr. kranski nosači, ležajevi
3	15 - 30 g.	poljoprivredne i slične konstrukcije (npr. građevine za smještaj životinja u koje obično ne ulaze ljudi)
4	50 g.	konstrukcije zgrada ili druge uobičajene konstrukcije (npr. bolnice, škole i sl.)
5	100 g.	monumentalne građevine, mostovi i druge inženjerske konstrukcije velikih dimenzija ili velike važnosti (npr. nuklearke, crkve i sl.)

Poseban je oblik sigurnosti i robusnost *(robustness)* koja se definira kao sposobnost konstrukcije da ne bude oštećena izvanrednim događajima (eksplozijom, udarom vozila, grubom ljudskom pogreškom) u opsegu koji je nerazmjeran početnom uzroku (sigurnost u odnosu na progresivni slom). Potreba takvog dodatnog zahtjeva uvedena je s ciljem da se izbjegnu situacije koje su se do tada događale, kao npr.: rušenje cijelog mosta nakon što je brod udario u jedan stup ili rušenje cijele zgrade uslijed eksplozije i oštećenja jednog stupa i sl.

Osim općih zahtjeva mogu postojati i posebni zahtjevi:

- posebna svojstva (npr. vodonepropusnost za spremnike)
- posebne tehnike izvedbe (npr. za mostove segmentna gradnja)
- posebne opasnosti (požar, potresi, vibracije)
- posebni zahtjevi za očuvanjem okoliša i dr.

Svi se prethodno navedeni zahtjevi ispunjavaju na dva načina:

- primjenom odgovarajućih postupaka projektiranja
- primjenom prikladnih mjera osiguranja kakvoće (kvalitete).

2.4. Sigurnost

Već je odavno spoznata potreba za rezervom sigurnosti, tj. da otpornost konstrukcije $\boldsymbol{R}$ bude veća od ekstremnog djelovanja $\boldsymbol{S}$, koje će na nju djelovati u vijeku njenog trajanja. Kriterij za određivanje sigurnosti nosive konstrukcije može se iskazati na sljedeći način:

$$R > S \tag{2.1}$$

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

$$Z = R - S \tag{2.2}$$

Razlozi za rezervom (zonom) sigurnosti jesu sljedeći:

1. Brojne nepouzdanosti u određivanju vrijednosti i utjecaja:

a) djelovanja:

- u pogledu određivanja veličina (iznosa) pojedinog opterećenja
- vjerojatnost istodobnog djelovanja različitih opterećenja
- postupci određivanja reznih sila u elementima konstrukcije uslijed opterećenja
- utjecaj načina izvedbe.

b) otpornosti:

- određivanje čvrstoće materijala
- pogreške u izvedbi i kvaliteta materijala u izvedbi
- postupci određivanja otpornosti konstruktivnih elemenata.

c) geometrijske veličine:

- stvarne izmjere konstruktivnih elemenata
- ekscentričnosti
- nagibi konstruktivnih elemenata
- razne nesavršenosti.

2. Teške posljedice u slučaju otkazivanja konstrukcije (ljudske žrtve, ozljede i materijalna šteta)

Općenito, ljudi od konstrukcija očekuju gotovo savršenu sigurnost (realno ne postoji) što je razumljivo s obzirom na to da većinu vremena provode u zgradama.

Rezerva sigurnosti najčešće se ostvaruje primjenom koeficijenata sigurnosti (γ), tj. broja s kojim treba pomnožiti najveće djelovanje (opterećenje) da bi se dobila tražena otpornost.

$$\gamma = \frac{R}{S} \tag{2.3.}$$

Budući da koeficijent sigurnost pokriva brojne nepouzdanosti (neznanja), ta se vrijednost u stručnom žargonu naziva *faktor neznanja* ili *faktor straha*. Jedna od prvih zapisanih primjena koeficijenata sigurnosti pripisuje se Ruđeru Boškoviću, koji je u svrhu ograničenja oštećenja na kupoli bazilike sv. Petra u Rimu predvidio prstenastu zategu na njezinu donjem rubu i dimenzionirao je na dvostruku vrijednost izračunate sile, tj. s koeficijentom sigurnosti $\gamma = 2$. Načelno se koeficijenti sigurnosti uzimaju većima onda kada je nepouzdanost spomenutih parametara veća ili kada su posljedice otkazivanja konstrukcije veće. Naravno da na veličinu koeficijenta sigurnosti utječe i način otkazivanja konstrukcije. Ako konstrukcija otkazuje s najavom (duktilni materijali i konstrukcije), u tom je slučaju koeficijent sigurnosti manji nego kada otkazuje iznenada (krhki materijali i konstrukcije).

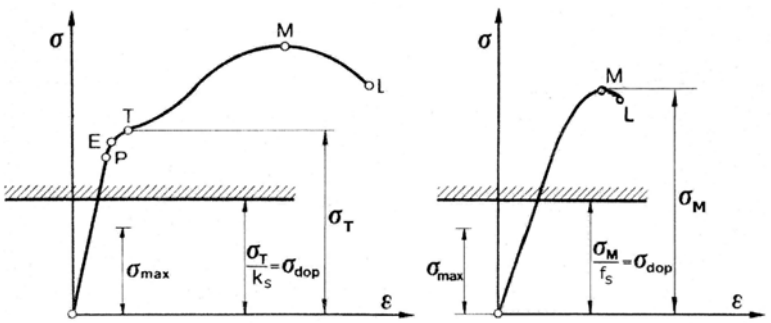
U pristupima sigurnosti građevina razlikujemo dva osnovna pristupa: deterministično i probabilistično poimanje sigurnosti.

Determinističko poimanje sigurnosti upotrebljavalo se u prvim metodama proračuna (metoda dopuštenih napona). Pretpostavlja sigurnu konstrukciju, kada su naprezanja od vanjskog opterećenja manja od propisanih dopuštenih naprezanja. Dopuštena naprezanja vezana su faktorom sigurnosti uz određene granične veličine (npr. granica popuštanja, čvrstoća) prema izrazu (2.4) i slici 2.5.

$$\sigma_{\text{dop}} = \frac{f}{\gamma} \tag{2.4}$$

To je rezultiralo jednostavnim dokazom nosivosti poznatim iz otpornosti materijala:

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{dop}} \text{ i } \tau_{\max} \leq \tau_{\text{dop}} . \tag{2.5}$$



Slika 2.5. *Radni dijagram duktilnog i krhkog materijala s ograničenjem dopuštenog naprezanja*

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

$$R = R\left(f_c, f_y, E, I, W, A....\right), \tag{2.6.}$$

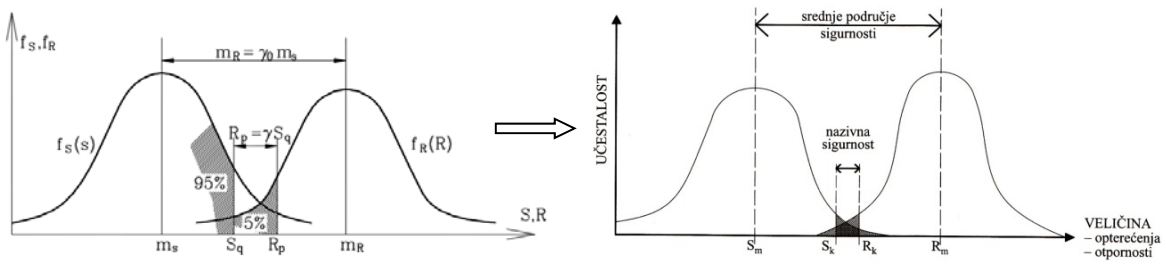
$$S = S\left(g, q, w, s....\right). \tag{2.7.}$$

U deterministčkom postupku sve ove veličine tretiramo kao određene (determinirane) vrijednosti, koje su nam dane propisima, a u probabilističkom pristupu sve se 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 upotrijebiti ih u obliku funkcija određene raspodjele vjerojatnosti. U probabilističkom pristupu dokaz sigurnosti, s obzirom na parametre kojima se ulazi u proračun, danas se može provesti na četirima nivoima:

- 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 rabi samo 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 zapravo je inverzna funkcija vjerojatnosti otkazivanja nosivosti, ali u ovoj se metodi nivoa II. njega usvaja kao mjeru za stupanj sigurnosti.
- dokaz sigurnosti na razini I. Semiprobabilistički pristup. To je formalno deterministička metoda, jedino se unaprijed determinirani parametri u jednadžbama graničnog stanja utvrđuju probabilističkom i statističkom metodom.

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 samo će u 5% slučajeva biti manje od R_p.



Slika 2.6. *Semiprobabilistički 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 mogu se smatrati deterministčkim vrijednostima u semiprobabilističkom poimanju sigurnosti.

Zbog jednostavnosti i prihvatljive pouzdanosti analize kod proračuna nosivih konstrukcija na temelju ovog pristupa poimanja sigurnosti, razvijen je suvremeni pristup proračuna nosivih konstrukcija **metodom graničnih stanja**.

Kod prve metode proračuna nosivih konstrukcija, tj. **metode dopuštenih naprezanja,** generalno, izraz se može napisati:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{dop} = \frac{f}{\gamma} \rightarrow S \leq \frac{R}{\gamma} \tag{2.8.}$$

gdje je S – vanjski utjecaj (maksimalno naprezanje i sl.), a R – otpornost (tlačna čvrstoća, vlačna čvrstoća, granica popuštanja i sl.). Da bi se to ispravilo, predložena je tzv. **prijelomna metoda** koja je prebacila koeficijent sigurnosti na drugu stranu ove nejednadžbe (2.9).

$$\gamma \cdot S \leq R \tag{2.9.}$$

Cilj je bio dobiti bolji uvid u stvarnu sigurnost konstrukcije protiv sloma jer se problem svodi na to da se odredi veličina ***R***, kao npr. momenta savijanja, koji odgovara slomu nekog presjeka ili elementa te se izjednači s umnoškom odgovarajuće veličine djelovanja ***S*** i koeficijenta sigurnosti $\boldsymbol{\gamma}$.

Globalni koeficijent sigurnosti $\boldsymbol{\gamma}$ u suvremenom se pristupu dokaza graničnih stanja (**metoda graničnih stanja**) rastavlja na parcijalne koeficijente sigurnosti za djelovanja $\boldsymbol{\gamma_S}$ i parcijalne koeficijente sigurnosti za otpornost $\boldsymbol{\gamma_R}$ te se izraz (2.10.) može napisati:

$$\gamma_S \cdot \gamma_R \cdot S \leq R \tag{2.10.}$$

Temeljem izraza (2.11.) konstrukcija je sigurna ako vrijedi:

$$\gamma_S \cdot S \leq \frac{R}{\gamma_M} \tag{2.11.}$$

Metoda graničnih stanja semiprobabilistička je 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 proračunske vrijednosti. Metoda je slična deterministčkoj metodi s tom razlikom da se pojedine veličine određuju probabilističkim postupcima. Osnova novog postupka proračuna konstrukcija metodom graničnih stanja semiprobabilističkim pristupom sadržana je u hrvatskim (europskim) normama.

2.5. Temeljne varijable i njihove vrijednosti

Temeljnim varijablama pri dokazu sigurnosti nazivaju se one veličine na koje se primjenjuju parcijalni koeficijenti sigurnosti. To su djelovanja, otpornosti i, u rijetkim slučajevima, geometrijske veličine.

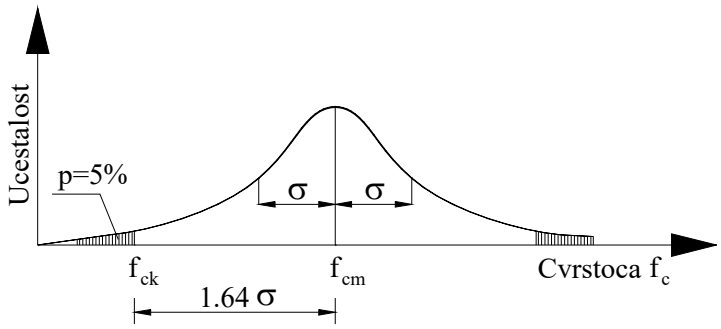
Djelovanja (*engl. Actions*) se u osnovi dijele na **izravna** (razna opterećenja, koncentrirana i rasprostrta) i **neizravna** (slijeganje temelja, temperatura, skupljanje i puzanje). Kod proračuna nosivih konstrukcija najčešće se rabe izravna djelovanja, tj. opterećenja. Djelovanja se prema promjeni u vremenu dijele na ***stalna*** (vl. težina, podni slojevi), ***promjenljiva*** (opterećenje snijegom, vjetar, uporabno opterećenje…) i i***zvanredna*** (potres, eksplozija, požar). Prema promjeni u prostoru dijele se na ***nepomična*** i ***slobodna***, a prema načinu odziva konstrukcije na ***statička*** i ***dinamička***.

Otpornosti (*engl. resistance*) najčešće se odnose na određeni presjek nekoga konstrukcijskog elementa (npr. moment pri slomu grede u sredini raspona ili na ležaju), a mogu se odnositi i na cijeli konstrukcijski element (npr. izvijanje stupa) ili na cijelu konstrukciju.

Veličine djelovanja i otpornosti koje se rabe u projektiranju i proračunu nosivih konstrukcija poprimaju načelno sljedeće vrijednosti: ***karakterističnu, reprezentativnu*** i ***proračunsku***.

Generalno gledajući, u prirodi ni jedna vrijednost i pojava nisu isključivo determinantne i jasno definirane jednim iznosom. ***Karakteristična vrijednost*** djelovanja i otpornosti određuje se na temelju teorije vjerojatnosti i statistike tako da postoji neka mala vjerojatnost da ta vrijednost ne bude nadmašena (vrijednost djelovanja), odnosno dostignuta (vrijednost otpornosti). Iznos te vjerojatnosti označuje se ***fraktilom.***

Dakle, ako se kaže da je neki parametar otpornosti (npr. tlačna čvrstoća betona ili granica popuštanja čelika) određen s 5% fraktilom, to znači da postoji 5% vjerojatnosti da ta vrijednost neće biti dostignuta. Za primjer, ako se uzme milijun uzoraka betona i ispita njegova nosivost na tlak (tlačna čvrstoća), dobit će se različite vrijednosti rezultata. Doduše, dobit će se bliske vrijednosti, ali se nikada neće dobiti jedinstvena vrijednost tlačne čvrstoće za sve uzorke. Rasipanje vrijednosti rezultata ispitivanja najbolje se može opisati Gaussovom krivuljom raspodjele prikazanom na slici 2.7. U takvom slučaju karakteristična vrijednost tlačne čvrstoće f_{ck} određena je uz uvjet da je samo 5% svih uzoraka postiglo manju vrijednost od karakteritične, tj. neće se uzeti srednja vrijednost f_{cm}.



Slika 2.7. *Gaussova raspodjela tlačne čvrstoće ispitivanja betona*

Jednako je i kod djelovanja (npr. pritisak vjetrom ili opterećenje snijegom), samo je karakteritična vrijednost djelovanja određena s 95% fraktilom, a to znači da postoji 5% vjerojatnosti da ta vrijednost neće biti nadmašena. Karakteritične vrijednosti za otpornost i djelovanja određuju se upravo zato da bi se vjerojatnost njihova preklapanja kod uspoređivanja učinaka svela na prihvatljivu vrijednost.

Međutim, kod djelovanja najčešće nedostaju statistički podaci potrebni za proračun karakteristične vrijednosti određene s 95% fraktilom pa se bira ***reprezentativna*** vrijednost na temelju iskustva (npr. korisna opterećenja za razne namjene u normama). Tako se npr. za uporabno opterećenje prostorije učionica na fakultetima upotrebljava vrijednost površinskog opterećenja q = 3,00 kN/m^2. Navedena vrijednost nije određena statistički, nego iskustveno. Reprezentativne su vrijednosti djelovanja određene normativno, tj. tehničkom regulativom.

Proračunske vrijednosti djelovanja i otpornosti dobivaju se primjenom parcijalnih koeficijenata sigurnosti na karakteristične, odnosno reprezentativne vrijednosti.

Proračunska vrijednost djelovanja F_d može se izraziti općim izrazom:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep} = \gamma_f \cdot (\psi \cdot F_k). \qquad (2.12.)$$

gdje je γ_f – parcijalni koeficijent sigurnosti za djelovanje kojim se u obzir uzima mogućnost nepovoljnih otklona djelovanja od reprezentativnih vrijednosti ($\gamma_f \geq 1{,}0$); F_{rep} – odgovarajuća reprezentativna

vrijednost djelovanja; ψ – faktori kombinacije opterećenja (1,0 ili ψ_0, ψ_1, ψ_2); F_k – odgovarajuća karakteristična vrijednost djelovanja.

Proračunska vrijednost učinaka djelovanja $\boldsymbol{E_d}$, koja je potrebna kod dokaza sigurnosti, može se odrediti općim izrazom:

$$E_d = \gamma_{Sd} \cdot E\{\gamma_{fi} \cdot F_{repi}; a_d\} = E\{\gamma_{Fi} \cdot F_{repi}; a_d\} \qquad (2.13.)$$

gdje je E_d – proračunska vrijednost učinka djelovanja (npr. proračunski moment savijanja u nekom presjeku grede); γ_{Sd} – parcijalni koeficijent sigurnosti kojim se uzima u obzir nesigurnost modeliranja učinaka. Za uobičajenu praksu i proračune može se usvojiti: γ_{Sd} = 1,0; a_d – proračunska vrijednost geometrijskog podatka (npr. raspon grede, dimenzije poprečnog presjeka i sl.); $\gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_f$ – jedinstveni parcijalni koeficijent sigurnosti za djelovanje kojim se u obzir uzima mogućnost nepovoljnih otklona djelovanja od reprezentativnih vrijednosti i nesigurnost modeliranja učinaka.

Tablica 2.2. *Parcijalni koeficijenti sigurnosti za uobičajena djelovanja u proračunu* - γ_F

Djelovanje	γ_F	Nepovoljno djelovanje	Povoljno djelovanje
Stalno opterećenje (vl. težina, slojevi, pregrade i dr.)	γ_G	1,35	1,00
Promjenjivo opterećenje (uporabno, snijeg, vjetar i dr.)	γ_Q	1,50	0,00
Prednapinjanje (ekscentrična sila od prednapinjanja)	γ_P	1,20 ili 1,00	0,90 ili 1,00
Seizmičko opterećenje – potres (horiz. i vert. inercijalne sile)	γ_I	0,80 – 1,40*	0,00

* Ovisno o važnosti građevine koeficijent može biti: 0,8; 1,0; 1,2 i 1,4. Za stambene i poslovne zgrade iznosi 1,0.

U pravilu, otpornost nekog poprečnog presjeka ili elementa nosive konstrukcije ovisi prvenstveno o materijalu od kojeg je konstrukcija i o njegovoj geometriji. Proračunska vrijednost svojstava materijala i proizvoda X_d može se izraziti općim izrazom:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \qquad (2.14.)$$

gdje je X_d – proračunska vrijednost svojstva materijala (npr. tlačna čvrstoća betona f_{cd}); X_k – karakteritična vrijednost svojstva materijala (npr. tlačna čvrstoća betona f_{ck}); γ_m – parcijalni koeficijent sigurnosti materijala za svojstva materijala ili proizvoda od njegove karakteritične vrijednosti uključujući i učinke drugih parametara kao što su mjerilo, vlaga, temperatura u trenutku određivanja karakteritične vrijednosti i dr.

Proračunska otpornost $\boldsymbol{R_d}$ koja je potrebna kod dokaza sigurnosti može se odrediti općim izrazom:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\left\{\frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} = R\left\{\frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\} \qquad (2.15.)$$

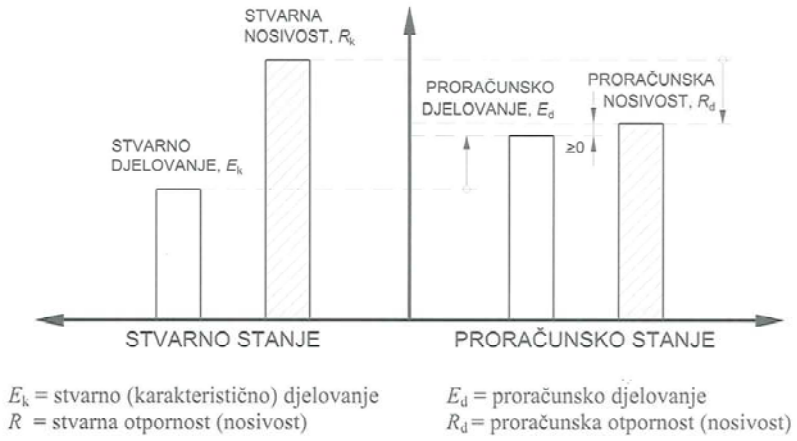
gdje je R_d – proračunska otpornost (npr. proračunski moment pri kojemu dolazi do sloma grede u nekom presjeku grede); γ_{Rd} – parcijalni koeficijent sigurnosti kojim se uzimaju u obzir nesigurnost modela otpornosti i geometrijski otkloni. Obično je ovaj parcijalni koeficijent sigurnosti uključen u parcijalni koeficijent sigurnosti za materijal γ_m; $\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,i}$; a_d – proračunska vrijednost geometrijskog podatka (npr. raspon grede, dimenzije poprečnog presjeka i sl.).

Tablica 2.3. *Parcijalni koeficijenti sigurnosti za otpornosti (materijale) - γ_M*

Proračunska situacija	γ_C za beton	γ_S za čelik	γ_M za ziđe
Osnovna kombinacija	1,50	1,15	1,5-3,0*
Seizmička kombinacija	1,50	1,15	1,5-2,0*

* Ovisi o kategoriji kontrole proizvodnje zidnih elemenata ziđa i kategoriji kontrole zidanja.

Iz prethodno prikazanog vidljivo je da se sigurnost nosivih konstrukcija postiže tako da se učinci reprezentativnih vrijednosti djelovanja uvećavaju s parcijalnim koeficijentima sigurnosti za djelovanja, a karakteristična otpornost konstrukcije, određena na osnovu karakterističnih vrijednosti svojstava materijala, umanjuje s parcijalnim koeficijentima sigurnosti za materijal, što se vidi na slici 2.8.



Slika 2.8. *Grafički prikaz stvarnog i proračunskog stanja djelovanja i nosivosti (otpornosti)*

Kod **geometrijskih veličina** u najvećem broju slučajeva proračunska vrijednost jednaka je nazivnoj, tj. onoj koja je navedena u nacrtima. Samo u iznimnim slučajevima, gdje je utjecaj na pouzdanost velik, proračunska je vrijednost sljedeća:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \qquad (2.16.)$$

gdje je Δa – vrijednost kojom se u obzir uzima mogućnost nepovoljnog otklona od nazivnih vrijednosti kao i učinak istodobne pojave više geometrijskih otklona.

U ostalim slučajevima uzima se da je $a_d = a_{nom}$, tj. uzima se da su utjecaji odstupanja geometrijskih veličina od nazivnih uzeti u obzir već spomenutim koeficijentima sigurnosti, pod uvjetima da mjere provjere kakvoće u izvedbi osiguraju da odstupanja od nazivnih vrijednosti (tolerancije) ne prijeđu određenu mjeru. Primjeri dopuštenih odstupanja prikazani su u tablicama 2.4 i 2.5.

Tablica 2.4. *Primjer dopuštenih odstupanja geometrije betonskog presjeka [1]*

Konstrukcijski elementi izmjere [mm]	Dopuštena odstupanja $\Delta a = a_{nom} - a_{fakt}$
grede, stupovi, zidovi	
$a \le 200$	$\lvert\Delta a\rvert < 5$
$200 < a \le 2000$	$\lvert\Delta a\rvert < 3{,}5 + 0{,}008\,a$
$2000 < a$	$\lvert\Delta a\rvert < 17{,}5 + 0{,}001\,a$
ploče	
$a \le 200$	$-10 < \Delta a < +6$
$200 < a \le 2000$	$-20 < \Delta a < +4+0{,}01\,a$
$2000 < a$	$-30 < \Delta a < +20+0{,}002\,a$

Tablica 2.5. *Primjeri dopuštenih odstupanja položaja armature*

Statička visina [mm]	Dopuštena odstupanja $\Delta d = d_{nom} - d_{fakt}$
$d \leq 1000$	$\lvert\Delta a\rvert < 10$
$1000 < d \leq 2000$	$\lvert\Delta a\rvert < 0{,}01\,d$
$2000 < d$	$\lvert\Delta a\rvert < 20$

2.6. Granična stanja (Limit states)

Granična stanja općenito su ona stanja čijim prekoračenjem konstrukcija više ne udovoljava projektnim zahtjevima, tj. ne ispunjava temeljne zahtjeve građevine. Pri tome razlikujemo sljedeća:

1. ***Granično stanje nosivosti – GSN*** *(engl. Ultimate limit states - ULS)* – stanja koja mogu izazvati rušenje konstrukcije (stanja netom prije rušenja konstrukcije ili dovode konstrukciju u stanje mehanizma). Tu spadaju:

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

2. ***Granična stanja uporabljivosti – GSU*** *(engl. Serviceability limit states - SLS)* – podređena su mjerodavnim kriterijima za normalnu uporabu i odnose se na: funkcioniranje konstrukcije u uobičajenoj uporabi, udobnost (komfor) ljudi i izgled građevine. Tu spadaju:

- ograničenja naprezanja kako bi se spriječilo plastično deformiranje i raspucavanje koje ugrožava trajnost konstrukcije (granično stanje naprezanja)
- ograničena lokalna oštećenja kao pretjerano raspucavanje (granično stanje pukotina)
- progibi koji uzrokuju neprihvatljiva oštećenja nekonstruktivnih elemenata ili nepovoljno utječu na funkciju ili izgled konstrukcije (granično stanje deformacija)
- vibracije koje uzrokuju neugodu, nemir ili smanjuju funkcionalnost (granično stanje vibracija).

a) Provjera graničnog stanja nosivosti - GSN

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

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \tag{2.17.}$$

gdje je $E_{d,dst}$ – proračunska vrijednost učinka destabilizirajućih djelovanja; $E_{d,dst}$ – proračunska vrijednost učinka stabilizirajućih djelovanja.

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

$$E_d \leq R_d \tag{2.18.}$$

gdje je E_d – proračunska vrijednost učinaka djelovanja kao što su unutarnje uzdužne i/ili poprečne sile, momenti savijanja ili vektor koji predstavlja više unutarnjih sila i/ili momenata savijanja; R_d – proračunska vrijednost odgovarajuće otpornosti presjeka ili elementa.

Kod određivanja proračunskih učinaka djelovanja $\boldsymbol{E_d}$ 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)**.

Osnovne kombinacije, tj. kombinacije djelovanja za stalne ili prolazne proračunske situacije može se izraziti preko izraza:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}"+"\gamma_P\cdot P"+"\gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\} \qquad (2.19.)$$

gdje je E_d – proračunska vrijednost učinaka djelovanja kao što su unutarnje uzdužne i/ili poprečne sile, momenti savijanja ili vektor koji predstavlja više unutarnjih sila i/ili momenata savijanja; G_k, P, Q_k – karakteristične vrijednosti za stalna djelovanja, prednapinjanje i uporabna djelovanja (zajednički za sva promjeniva djelovanja); $\gamma_{G,j}$, γ_P, γ_Q – parcijalni koeficijenti sigurnosti za stalna djelovanja, prednapinjanje i promjenjiva djelovanja (opterećenja) u skladu s tablicom 2.2; $\psi_{0,i}$ – koeficijenti kombinacije koji uzimaju u obzir istovremenost pojave dvaju promjenjivih djelovanja s njihovom karakterističnim iznosom djelovanja, a dani su u tablici 2.6; + – znači *kombinirati s*; Σ – znači *kombinirati učinak od*.

Tablica 2.6. *Koeficijenti kombinacije promjenjivog djelovanja*

Koeficijenti kombinacije				q (kN/m^2)	Kategorije
Djelovanje	ψ_0	ψ_1	ψ_2		
Korisno (stanovi, uredi, trgovine do 50 m^2, predvorja, balkoni, bolnice)	0,7	0,5	0,3	2,5	A, B
Korisno (prostor za skupove, garaže, zgrade za parkiranje, gimnastičke dvorane, predvorja učionica, knjižnice, arhivi)	0,7	0,6	0.6	3,0-5,0	C, D
Korisno (prostor za izložbe i trgovinu, trgovačke i robne kuće)	1,0	0,9	0.8	6,0	E
Vjetar	0,6	0,5	0		
Snijeg	0,6	0,2	0		
Sva ostala djelovanja	0,6	0,5	0		

Koeficijentima kombinacije ψ generalno se uzima 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 koeficijentima kombinacije ψ dobiju se reprezentativne vrijednosti. Oni mogu biti:

ψ_0 – osnovni koeficijent kombinacije
ψ_1 – koeficijent kombinacije koji obuhvaća učestalost promjenljivog djelovanja
ψ_2 – koeficijent kombinacije koji promjenljivo opterećenje svodi na stalno.

Seizmičke kombinacije, tj. kombinacije djelovanja za potresne proračunske situacije može se izraziti preko izraza:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"\gamma_I\cdot A_E"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i}\right\} \qquad (2.20.)$$

gdje je: E_d – proračunska vrijednost učinaka djelovanja kao što su unutarnje uzdužne i/ili poprečne sile, momenti savijanja ili vektor koji predstavlja više unutarnjih sila i/ili momenata savijanja; G_k, P, Q_k – karakteritične vrijednosti za stalna djelovanja, prednapinjanje i uporabna djelovanja; A_E – seizmičko djelovanje; γ_I – parcijalni koeficijenti sigurnosti za seizmičko djelovanje u skladu s tablicom 2.2; $\psi_{2,i}$ – koeficijenti kombinacije koji uzimaju u obzir istovremenost pojave seizmičkog djelovanja i promjenjiva djelovanja s njihovim karakterističnim iznosom djelovanja, a dani su u tablici 2.4; + – znači *kombinirati s*; Σ – znači *kombinirati učinak od*.

U svim ovim proračunima kod dokaza otpornosti konstrukcije primjenjuju se parcijalni koeficijenti za otpornosti (materijale) γ_M u skladu s tablicom 2.3.

b) Provjera graničnog stanja uporabljivosti - GSU

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

$$E_d \leq C_d \qquad (2.21.)$$

gdje je E_d – proračunska vrijednost učinaka djelovanja koja se očituje u iznosu horizontalnog ili vertikalnog pomaka, relativnog vertikalnog pomaka (progiba), širini pukotine i sl.; R_d – granična (dopuštena) vrijednost odgovarajuće vrijednosti uporabljivosti koja se očituje u maksimalnom dopuštenom pomaku ili progibu te maksimalnoj širini pukotine i sl.

Kombinacije djelovanja koje se u odgovarajućim proračunskim stanjima uzimaju u obzir, trebaju biti primjerene zahtjevima uporabljivosti i kriterijima ponašanja koji se provjeravaju. Ovisno o tome koje granično stanje uporabljivosti se analizira i za koji materijal, općenito se razlikuju tri kombinacije koje uzimaju učinke djelovanja. To su:

- karakteristična kombinacija za granično stanje uporabljivosti koja se obično rabi za nepovratna granična stanja uporabljivosti:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\} \quad (2.22.)$$

- česta kombinacija za granično stanje uporabljivosti koja se obično rabi za povratna granična stanja uporabljivosti:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\} \quad (2.23.)$$

- nazovistalna kombinacija za granično stanje uporabljivosti koja se obično rabi za dugotrajne učinke i izgled konstrukcije:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}. \quad (2.24.)$$

Sve su oznake u izrazima iste kao kod kombinacija za granična stanja nosivosti. Kao što je vidljivo iz izraza (2.22.) – (2.24.), djelovanja se ne množe s koeficijentima sigurnosti jer je cilj dobiti reprezentativnu vrijednost učinka, a eventualno prekoračenje te vrijednosti nije važno jer ne utječe na sigurnost same konstrukcije, nego samo na uporabljivost.

2.7. Pojednostavljena provjera sigurnosti 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.

Tehnička regulativa 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:

a) Granično stanje uporabljivosti (GSU):

- stalno + uporabno (ili snijeg): $G_k + Q_k$ (2.25.)
- stalno + uporabno (ili snijeg) + vjetar: $G_k + 0{,}9 \cdot \sum Q_k$ (2.26.)

b) Granično stanje nosivosti (GSN):

- osnovna komb. za stalno + uporabno (ili snijeg): $1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot Q_k$ (2.27.)
- osnovna kom. za stalno + uporabno (ili snijeg) + vjetar: $1{,}35 \cdot G_k + 1{,}35 \cdot \sum Q_k$ (2.28.)
- seizmička kombinacija: $G_k + \psi_2 \cdot Q_k + \gamma_I \cdot A_E$ (2.29.)

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 uporabna opterećenja koja su povoljna jednostavno se zanemaruju ($\gamma_{inf} = 0$), dok se za stalna djelovanja otporna na učinke vjetra rabi parcijalni koeficijent 1,0.

2.8. Osnovna načela projektiranja s obzirom na trajnost

Betonske konstrukcije treba projektirati, izvesti i rabiti tako da pod očekivanim utjecajima okoliša održe svoju sigurnost, uporabljivost i prihvatljiv izgled tijekom određenog razdoblja bez nepredviđeno visokih troškova za održavanje i popravke.

U slučaju ne uzimanja u obzir trajnosti i činjenice da građevina mora ispunjavati sve zahtjeve tijekom projektiranog vijeka trajanja građevina tada mogu nastati velike štete na konstrukcijama koje u konačnici mogu rezultirati nedostatkom potrebne sigurnosti sa štetnim posljedicama. Na slici su prikazana oštećenja građevina kod kojih nisu primjenjena osnovna načela glede trajnosti.



Slika 2.9. *Fotografije oštećenja betonskih konstrukcija (građevina)*

Analogno djelovanjima u pogledu dokaza sigurnosti, postoje utjecaji koji mogu narušiti trajnost konstrukcije i građevine, kao i mjere kojima se osigurava potrebna trajnost.

Kod betonskih konstrukcija najčešći je uzrok oštećenja betonskih konstrukcija korozija armature. Na koroziju armature prvenstveno utječu uvjeti okoliša. Stoga u prvu skupinu utjecaja na trajnost betonskih konstrukcija spadaju uvjeti okoliša koji se generalno mogu razvrstati u razrede izloženosti (tablica 2.7.), koji predstavljaju razne stupnjeve ugroženosti betonske konstrukcije.

U drugu skupinu u pogledu otpornosti konstrukcije na utjecaje okoliša spadaju mjere projektiranja, izvođenja i održavanja kojima se postiže trajnost konstrukcije. To su sljedeće mjere:

- pravilan odabir konstruktivnih oblika građevine
- pravilno oblikovanje pojedinih konstrukcijskih elemenata
- ispravna razrada detalja – armiranje i dostatan zaštitni sloj betona
- kvalitetna izvedba – dobro zbijanje i dostatna njega betona
- ograničavanje raspucavanja betonskih elemenata
- primjena zaštitnih premaza na izloženim dijelovima konstrukcije.

Tablica 2.7. *Razredi izloženosti betonskih konstrukcija i minimalni zahtjevi glede kvalitete betona i zaštitnog sloja armature*

Razred	**Opis okoliša**	**Informativni primjer moguće pojave razreda izloženosti**	**Najmanji razred tlačne čvrstoće betona**	**Minim. Zaštitni sloj c_{min} (mm)**
1. Nema rizika od oštećenja				
X0	Bez rizika djelovanja	Elementi bez armature u neagresivnom okolišu (npr. nearmirani temelji koji nisu izloženi smrzavanju i odmrzavanju, nearmirani unutarnji elementi)	C 20/25	15
2. Korozija armature uzrokovana karbonitizacijom				
XC1	Suho ili trajno vlažno	Elementi u prostorijama obične vlažnosti zraka (uključujući kuhinje, kupaonice, praonice rublja u stambenim zgradama); elementi stalno uronjeni u vodu	C 20/25	20
XC2	Vlažno, rijetko suho	Dijelovi spremnika za vodu; dijelovi temelja	C 30/37	35
XC3	Umjerena vlažnost	Dijelovi do kojih vanjski zrak ima stalni ili povremeni pristup (npr. zgrade otvorenih oblika); prostorije s atmosferom visoke vlažnosti (npr. javne kuhinje, kupališta, praonice, vlažni prostori zatvorenih bazena za kupanje,…)	C 30/37	35
XC4	Cikličko vlažno I suho	Vanjski betonski elementi izravno izloženi kiši; elementi u području vlaženja vodom (slatkovodna jezera i/ili rijeke…)	C 30/37	40
3. Korozija armature uzrokovana kloridima koji nisu iz mora				
XD1	Suho ili trajno vlažno	Područja prskanja vode s prometnih površina; privatne garaže	C 30/37	55
XD2	Vlažno, rijetko suho	Bazeni za plivanje i kupališta sa slanom vodom; elementi izloženi industrijskim vodama koje sadrže kloride	C 30/37	55
XD3	Cikličko vlažno i suho	Elementi izloženi prskanju vode s prometnih površina na koja se nanose sredstva za odleđivanje; parkirališne ploče bez zaštitnog sloja	C 35/45	55
4. Korozija armature uzrokovana kloridima iz mora				
XS1	Izloženi soli iz zraka, ali ne u direktnom dodiru morem	Vanjski elementi u blizini obale	C 30/37	55
XS2	Uronjeno	Stalno uronjeni elementi u lukama	C 35/45	55
XS3	U zonama plime i prskanja vode	Zidovi lukobrana i molova	C 35/45	55
5. Korozija armature uzrokovana smrzavanjem i odmrzavanjem				
XF1	Umjereno zasićeno vodom bez sredstava za odleđivanje	Vanjski elementi	C 30/37	-
XF2	Umjereno zasićeno vodom sa sredstvom za odleđivanje	Područja prskanja vode s prometnih površina, sa sredstvom za odleđivanje (ali drukčije od onog kod XF4); područje prskanja morskom vodom	C 25/30	-
XF3	Jako zasićeno vodom bez sredstava za odleđivanje	Otvoreni spremnici za vodu; elementi u području kvašenja vodom (slatkovodna jezera i/ili rijeke)	C 30/37	-
XF4	Jako zasićeno vodom sa sredstvom za odleđivanje ili morska voda	Prometne površine tretirane sredstvima za odleđivanje; pretežno vodoravni elementi izloženi prskanju vode s prometnih površina na koja se nanose sredstva za odleđivanje; parkirališne ploče bez zaštitnog sloja; elementi u području morske plime; mjesta na kojima može doći do struganja u postrojenjima za tretiranje voda iz kanalizacije	C 30/37	-
6. Kemijska korozija				
XA1	Slabo kemijski agresivan okoliš	Spremnici u postrojenjima za tretiranje voda iz kanalizacije; spremnici tekućih umjetnih gnojiva	C 30/37	-
XA2	Umjereno kem. agresivan okoliš; konstrukcije u marinama	Betonski elementi u dodiru s morskom vodom; elementi u agresivnom tlu	C 35/45	-
XA3	Jako kemijski agresivan okoliš	Kemijski agresivne vode u postrojenjima za tretiranje otpadnih voda; spremnici za silažu i korita (žlijebovi) za hranjenje životinja; rashladni tornjevi s dimnjacima za odvođenje dimnih plinova	C 35/45	-
7. Beton izložen habanju i abraziji				
XM1	Umjereno habanje	Elementi industrijskih konstrukcija izloženi prometu vozila s pneumatskim gumama na kotačima	C 30/37	25
XM2	Znatno habanje	Elementi industrijskih konstrukcija izloženi prometu viljuškara s pneumatskim ili tvrdim gumama na kotačima	C 30/37	45
XM3	Ekstremno habanje	Elementi industrijskih konstrukcija izloženi prometu viljuškara s pneumatskim gumama ili čeličnim kotačima; hidrauličke konstrukcije u vrtložnim (uzburkanim) vodama (npr. bazeni za destilaciju); površine izložene prometu gusjeničara	C 35/45	50

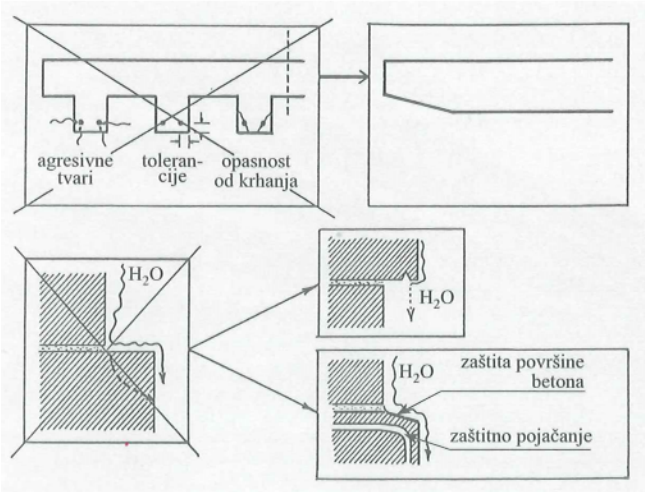
Pravilan odabir konstruktivnih oblika građevine podrazumijeva oblikovanje građevine s minimumom površine koja je izložena štetnom djelovanju okoliša kao i oblikovanje izloženih ploha nosive konstrukcije s kojih je omogućena jednostavna odvodnja vode. Uvijek je poželjno da je nosiva betonska konstrukcija zaštićena fasadnom i toplinskom oblogom, a ako eventualno nije da konstrukcijski betonski elementi budu ujednačeni bez konzolnih istaka i sl. (Vidi sliku 2.10.).

Pravilno oblikovanje konstrukcijski elemenata podrazumjeva izbor što više masivnih i debljih u odnosu na tankostjene elemente. Kod tankostjenih elemenata je teško postići dostatan zaštitni sloj i samim tim dostatnu zaštitu armature. Osim toga osjetljiviji su i na požarna djelovanja. Također kod svih elemenata izloženih atmosferilijama potrebno je detalje oblikovati na način da nema zadržavanja vode koja je glavni uzročnik oštećenja betonskih konstrukcija (Vidi sliku 2.11.).



Slika 2.10. *Fotografije lošeg (lijevo) i dobrog (desno) oblikovanja betonske konstrukcije građevine*

Ispravna razrada detalja znači da sve detalje i elemente treba ispravno oblikovati da je moguće svu potrebnu armaturu ugraditi i zbiti. Ako to nije moguće, dolazi do segregacije betona i nastanka tzv. gnijezda u elementima koji su osjetljiva područja za daljnja oštećenja uslijed atmosferlija i koroziju armature (slika 2.12.).



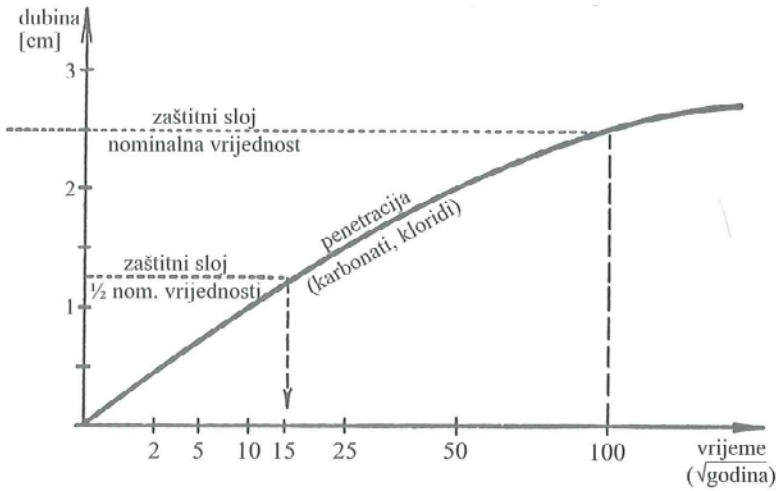
Slika 2.11. *Pravilno oblikovanje konstrukcijskih elemenata te zaštita ploha od zadržavanja vode [1]*

Ispravno zbijanje i njega betona smanjuju propusnost betona o kojoj ovisi i opasnost od prodora štetnih utjecaja. Loše zbijanje i loša kvaliteta betona povećavaju propusnost betona za pet do deset puta. Tehničkom je regulativom čak propisana minimalna kvaliteta betona s obzirom na razrede izloženosti okoliša što je vidljivo u tablici 2.7.



Slika 2.12. *Prearmiran presjek s nekvalitetnom ugradnjom (segregacijom) betona*

Važnost dostatne debljine zaštitnog sloja prikazana je na slici 2.13. na kojoj je vidljivo da smanjenje zaštitnog sloja s 25 mm na 12,5 mm znači značajno smanjenje vremena kada počinje proces korozije armature (sa 100 na 15 godina). Na slici 2.14. vidljiva je korozija elemenata koji su imali mali zaštitni sloj betona, a nalazili su se u dosta agresivnoj sredini. U tablici 2.7. dane su minimalne debljine zaštitnog sloja armature u ovisnosti o razredu izloženosti betonskog elementa. Danas su u projektiranju betonskih konstrukcija zaštitni slojevi znatno veći nego je to bilo u prošlosti i to isključivo radi osiguranja trajnosti građevine.



Slika 2.13. *Utjecaj debljine zaštitnog sloja betona do armature na vrijeme potrebno da štetni utjecaji prodru do armature i time dovedu do početka njezine korozije*

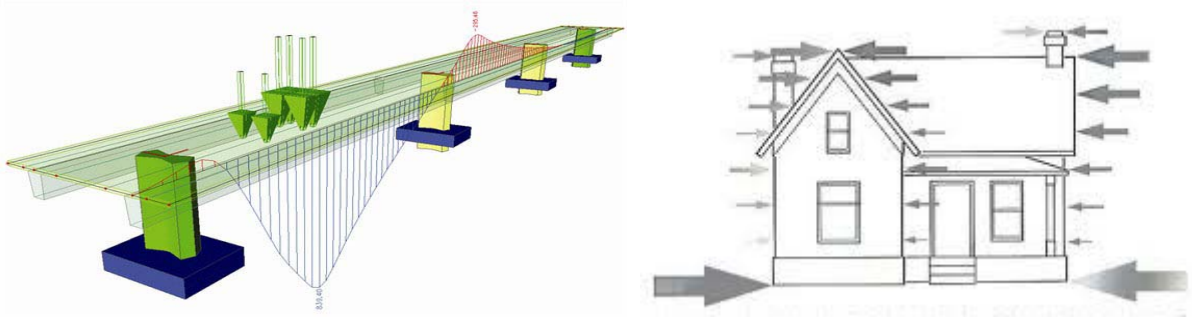


Slika 2.14. *Korozija armature armiranobetonskih elemenata s nedostatnim zaštitnim slojem izloženih agresivnoj sredini*

3. Djelovanja na nosive konstrukcije

Osnovne informacije o djelovanjima sadržane su u poglavlju *2.5. Temeljne varijable i njihove vrijednosti*. U ovom će se poglavlju detaljnije opisati postupak određivanja djelovanja na zgrade koja se najčešće uzimaju u obzir kod proračuna nosivih (betonskih) konstrukcija.

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 (slika 3.1.). Djelovanja mogu biti neovisna (djelovanje snijega na tlo) ili ovisna o samoj konstrukciji (djelovanje snijega na pokrov). Osnovni podaci o djelovanjima, na osnovu 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).



a) Prolaz vozila preko mosta *b) Podrhtavanje tla (potres)*

Slika 3.1. *Prikaz djelovanja na konstrukciju i učinka tog djelovanja*

Generalno, podaci o djelovanjima dobiveni promatranjem ili prema zakonima fizike obrađuju se statističkim metodama. Podaci dobiveni izborom ili procjenom općenito se ne izražavaju statističkim veličinama, već se uvodi reprezentativna vrijednost djelovanja koja se rabi u proračunu. Numeričke vrijednosti djelovanja sadrže odgovarajuće nepouzdanosti pri određivanju. Osnovni su uzroci 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 su svojstva djelovanja vjerojatnost pojave, promjenljivost u vremenu i prostoru i druge nepouzdanosti stohastičkog ili nestohastičkog karaktera. Stoga projektant mora uvijek savjesno razmisliti o mogućim opterećenjima i ostalim djelovanjima s kojima će proračunati nosivu konstrukciju jer je on taj koji je odgovoran za sigurnost građevine. Isto vrijedi i za investitora koji treba znati kakve zahtjeve postavlja građevini u koju ulaže sredstva. Tako se u zemljama tržišne privrede djelovanja na neku građevinu često definiraju i ugovorom, bilo izravno ili upućivanjem na neku određenu normu.

Projektiranje nosivih konstrukcija u Hrvatskoj (i Europskoj uniji) u pogledu djelovanja određeno je primjenom niza hrvatskih (europskih) normi: HRN EN 1991 i HRN 1998 gdje se detaljno opisuju pojedina djelovanja na konstrukcije kao vlastita težina, požar, snijeg, vjetar, temperatura, djelovanja za vrijeme izvođenja, udar eksplozije, pritisak zemlje i vode, led, valovi i potres.

U odnosu na dosadašnje propise za djelovanja, odnosno opterećenja, važeće hrvatske (europske) norme daleko su složenije i razrađenije. Zbog složenosti samog određivanja pojedinog djelovanja u ovom će se poglavlju napraviti pojednostavljena, koja su prihvatljiva za približni proračun betonskih konstrukcija. Za najveći broj slučajeva kod stambenih i poslovnih zgrada opterećenja se najčešće izračunavaju ili su dana u normama kao jednoliko rasprostrta opterećenja po jedinici površine.

3.1. Stalno opterećenje

Stalna su opterećenja ona za koja 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. U stalna se djelovanja ubrajaju: vlastita težina, nepokretna oprema (dodatno stalno), pritisak tla, pritisak vode, prednapinjanje, slijeganje oslonaca, deformacije uslijed načina izgradnje konstrukcije.

Najvažnije je stalno opterećenje **vlastita težina konstrukcije**. Vlastita težina građevinskih elemenata razvrstava se kao stalno djelovanje te kao nepomično djelovanje. Ona je uvijek ograničavajući faktor za postizanje najvećih mogućih raspona. Pri tome je odlučujući faktor omjer čvrstoće materijala i specifične težine (tablica 3.1.).

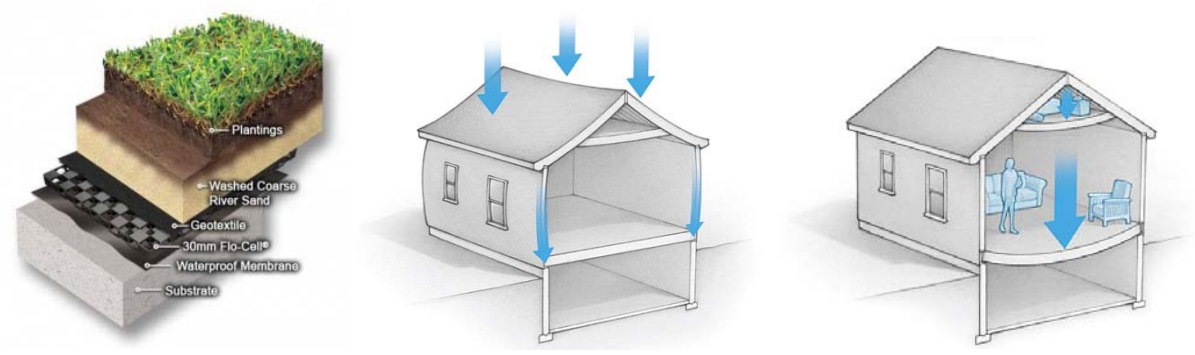
Tablica 3.1. *Čvrstoća i prostorna težina pojedinih materijala s njihovim omjerom [1]*

Gradivo	Čvrstoća [N/mm^2]	Prostorna težina γ [kN/m^3]	Omjer f/γ
čelik	500	78,5	6,4
beton	30	25	1,2
ugljikova vlakna	2400	17	141

Iz tablice se vidi da su čelične konstrukcije, unatoč većoj zapreminskoj težini, zbog mnogo veće čvrstoće za velike raspone, prikladnije od betonskih konstrukcija.

Ostale sastavnice stalnog opterećenja (slika 3.2.) koje su povezane sa svrhom građevine jesu:

- razni nasipi
- namazi
- podni slojevi
- izolacije
- krovni pokrovi
- žbuka
- fiksni pregradni zidovi i dr.



Slika 3.2. *Prikaz stalnog djelovanja od nasipa, pokrova i podnih slojeva*

Vlastita težina konstrukcije (ili njenih dijelova ili opreme) može se prikazati pomoću jedne karakteristične vrijednosti (G_k, g_k), uzevši u obzir da je promjenljivost mala, a proračunava se na osnovi nazivnih izmjera i karakterističnih zapreminskih težina. Vrijednosti karakteritičnih zapreminskih težina dane su u tablici 3.2. Kada promjenljivost nije mala i kada je poznata statistička razdioba, rabe 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.

Stoga se stalno opterećenje od vlastite težine konstrukcije i ostalih sastavnica računa preko izraza:

- ukupna težina: $$G_k(\text{kN}) = \gamma(\text{kN/m}^3) \cdot V(\text{m}^3) \qquad (3.1.)$$

- linijsko opterećenje od vl. težine: $g_k\,(\mathrm{kN/m}) = \gamma(\mathrm{kN/m^3}) \cdot A(\mathrm{m^2})$ (3.2.)
- plošno stalno opterećenje od vl. težine: $g_k\,(\mathrm{kN/m^2}) = \gamma(\mathrm{kN/m^3}) \cdot h(\mathrm{m})$ (3.3.)

gdje je γ – zapreminska težina materijala u skladu s tablicom 3.2.; V – zapremina elementa; A – ploština s koje se svodi opterećenje; h – debljina sloja, kao npr. debljina ploče ili estriha i sl.

Primjer određivanja težina nepomičnih strojeva, elektroopreme i 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 u proračunu uzeti kao jednoliko rasprostrto opterećenje. Vrijednosti zamjenskog kontinuiranog opterećenja najbolje se procjenjuju na temelju iskustva, razumnim pristupom projektanta. Minimalna vrijednost od 1,0 kN/m^2 upotrebljava se za prostorije s uobičajenim pregradnim zidovima i visinama katova. Također, težine pokrova zbog složenije geometrije pojedinih elemenata (valovitost) u pravilu se uzimaju kao zamjensko površinsko opterećenje, kao npr. vrijednosti dane u tablici 3.3.

Tablica 3.2. *Zapreminske težine pojedinih materijala*

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	22,50 – 24,00
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	10,00

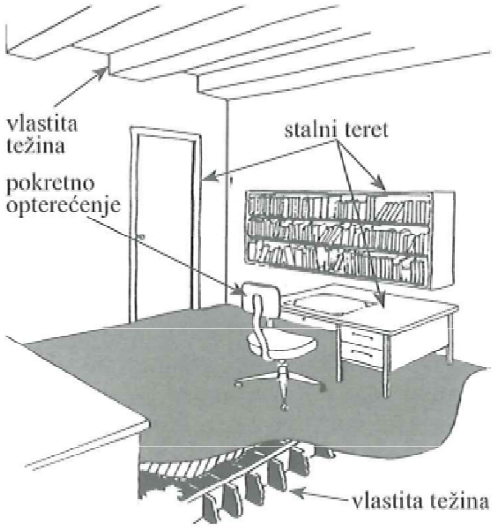
Za čelične konstrukcije karakterističnu vlastitu težinu treba odrediti kao umnožak zbroja nazivnih težina pojedinih elemenata i koeficijenta k = 1,1, da bi se uzeli u obzir limovi i spojna sredstva u čvorovima.

Tablica 3.3. *Težine pokrova*

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

3.2. Uporabno opterećenje

Uporabna se opterećenja uglavnom svrstavaju u promjenljiva i pokretna. Razlikovanje stalnog i uporabnog (pokretnog) opterećenja prikazano je na slici 3.3. Uporabno opterećenje u zgradama je ono koje proizlazi iz samog korištenja (svrhe građevine) i uglavnom se u proračunu uzima kao jednoliko rasprostrto opterećenje. 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.



Slika 3.3. *Stalna i pokretna (uporabna) opterećenja*

Prostorije u zgradama ovisno o namjeni svrstane su u kategorije 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. U tablicama 3.4. i 3.5. dane su vrijednosti uporabnog opterećenja u skladu s normom HRN EN 1991-1-1. Uporabna opterećenja mogu biti ravnomjerno (ili neravnomjerno) raspoređena q_k, a mogu biti i koncentrirana Q_k. Za lokalnu provjeru treba uzeti u obzir samostalno djelovanje koncentrirane sile Q_k. Koncentrirano opterećenje Q_k u tablici djeluje na bilo kojoj točki poda, balkona ili stubišta ili na kvadratičnoj površini, stranice 50 mm.

Za proračun zgrada posebno su važna i uporabna opterećenja:

- za ravne neprohodne krovove uporabno opterećenje iznosi: $q_k = 0{,}60$ kN/m^2 ($Q_k = 1{,}0$ kN)
- za prostor parkiranja garaža uporabno opterećenje iznosi: $q_k = 2{,}50$ kN/m^2 ($Q_k = 20{,}0$ kN).

Vlastita težina pomičnih pregrada također se analizira kao uporabno opterećenje. Ona se dodaju vrijednostima iz tablica 3.4. i 3.5. te iznose:

- za pomične pregrade s vlastitom težinom $g \leq 1{,}0$ kN/m: $q_k = 0{,}50$ kN/m^2
- za pomične pregrade s vlastitom težinom $1{,}0 < g \leq 2{,}0$ kN/m: $q_k = 0{,}80$ kN/m^2
- za pomične pregrade s vlastitom težinom $2{,}0 < g \leq 3{,}0$ kN/m: $q_k = 0{,}80$ kN/m^2.

Uporabna opterećenja konstrukcijskih elemenata koji podupiru velike podne površine mogu se reducirati odgovarajućim faktorima smanjenja opterećenja α, ovisnim o ploštini poduprtoj gredom ili o broju katova koji su poduprti stupom. Faktori smanjenja opterećenja dani su u posebnim izrazima koji uzimaju u obzir kategoriju plošnog opterećenja, veličinu ploštine s koje se svodi opterećenje, odnosno broj katova i kreće se u iznosu od $\alpha = 0{,}70 – 1{,}00$.

Također, u normi su dana i horizontalna opterećenja pregradnih zidova i ograda, ne viših od 1,2 m, a vrijednosti su prikazane u tablici 3.6.

Tablica 3.4. *Karakteritična uporabna opterećenja (q_k – jednoliko rasprostrto; Q_k – koncentrirano) stropova u zgradama – 1. dio (HRN EN 1991-1-1)*

Stupac	1		2	3	4	5
Redak	Kategorija		Namjena	Primjer	q_k [kN/m^2]	Q_k[a] [kN]
1	A	A1	Nestambena potkrovlja	Neprikladna za stanovanje no pristupačna potkrovlja do 1,8 m svijetle visine	1,5	1
2		A2	Prostori za stanovanje i kućanske djelatnosti	Stropovi sa zadovoljavajućom poprečnom raspodjelom opterećenja[b] u stambenim zgradama i kućama, sobama s krevetima, bolnicama (spavaonicama), sobama u hotelima i prenoćištima i pripadajuće kuhinje i kupaonice	1,5	–
3		A3		A2, ali bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele opterećenja	2,0[c]	1
4	B	B1	Uredski prostori, radni prostori, hodnici	Hodnici u uredskim zgradama, uredi, medicinske ordinacije bez teške opreme, bolnički odjeli, čekaonice i hodnici, staje sa sitnom stokom	2	2
5		B2		Hodnici i kuhinje u bolnicama, hotelima, staračkim domovima, hodnici u internatima i sl., prostori za medicinske tretmane u bolnicama, uključujući i operacijske dvorane bez teške opreme, podrumske prostorije u stambenim zgradama	3	3
6		B3		Svi prostori navedeni u B1 i B2, ali s teškom opremom[d]	5	4
7	C	C1	Prostorije za sastanke, prostori u kojima se mogu okupljati ljudi (osim prostora definiranih u kategorijama A, B, D i E)	Prostori sa stolovima, kao što su dječji vrtići, jaslice, škole, učionice, kavane, restorani, blagovaonice, čitaonice, recepcije, zbornice	3	4
8		C2		Prostori s nepomičnim sjedalima, primjerice u crkvama,kazalištima, kinima, konferencijskim dvoranama, predavaonicama, čekaonicama	4	4
9		C3		Javni prostori, npr. muzeji, izložbeni prostori, ulazi u javne zgrade i hotele, stropovi podruma koji su pod dvorišta i u koja nije omogućen pristup vozila, hodnici za kategorije prostora C1 do C3	5	4
10		C4		Prostori za sport i igru, kao što su plesne dvorane, sportski centri, gimnastičke dvorane i teretane, pozornice	5	7
11		C5		Prostori za velike skupove ljudi, npr. u zgradama kao što su koncertne dvorane, terase, prilazi i tribine s nepomičnim sjedalima	5	4
12		C6		Prostori za učestalo okupljanje mnogo ljudi, tribine bez nepomičnih sjedala	7,5	10,0
13	D	D1	Prodajni prostori	Trgovački prostori do 50 m² tlocrtne ploštine u stambenim, uredskim i sličnim građevinama	2	2
14		D2		Prostori u trgovinama i robnim kućama	5	4
15		D3		Prostori kao u D2, ali s većim opterećenjima zbog visokih polica za skladištenje	5	7

Tablica 3.5. *Karakteritična uporabna opterećenja (q_k – jednoliko rasprostrto; Q_k – koncentrirano) stropova u zgradama – 2. dio (HRN EN 1991-1-1)*

Stupac	1		2	3	4	5
Redak	Kategorija		Namjena	Primjer	q_k [kN/m^2]	Q_k[a] [kN]
16	E	E1.1	Skladišta, tvornice i radionice, staje, skladišni prostori i pristupi	Prostori u tvornicama[e] i radionicama[e] s lakim proizvodnim pogonom, staje za krupnu stoku	5[f]	4
17		E1.2		Skladišni prostori općenito, uključujući i knjižnice	6[f]	7
18		E2.1		Prostori u tvornicama[e] i radionicama[e] s umjereno teškim ili teškim proizvodnim pogonom	7,5	10
19	S[g]	S1	Stubišta i stubišni podesti	Stubišta i stubišni podesti u stambenim i uredskim zgradama i ambulantama, bez teške opreme	3	2
20		S2		Sva stubišta i stubišni podesti koji se ne mogu razvrstati u S1 ili S3	5	2
21		S3		Pristupi i stubišta koji vode do tribina bez nepomičnih sjedala, a služe kao izlazi za nuždu	7,5	3
22	P[g]		Pristupi, balkoni i sl.	Krovne terase, trijemovi, lođe, balkoni, izlazni podesti	4	2

[a] Ako je potrebna lokalna provjera nosivosti (npr. za dijelove sustava bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele opterećenja), provjera se provodi s karakterističnim vrijednostima za opterećenje koncentriranom silom Q_k bez kombiniranja s jednoliko raspodijeljenim opterećenjem q_k. Stranice kvadrata na kojem se rasprostire opterećenje Q_k jesu 50 mm.

[b] Stropovi sa zadovoljavajućom poprečnom raspodjelom opterećenja jesu armiranobetonske i prednapete betonske pune, šuplje i rebraste ploče.

[c] Za prijenos sila sa stropova bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele na potporne elemente navedena se vrijednost može umanjiti za 0,5 kN/m².

[d] Ove su vrijednosti minimalne vrijednosti. Ako se u skladu s točkom 6.1(4) norme HRN EN 1991-1-1:2012 utvrde veće vrijednosti, tada su tako utvrđene vrijednosti opterećenja mjerodavne.

[e] Uporabna opterećenja u tvornicama i radionicama smatraju se pretežito statičkim. U pojedinim slučajevima treba razmotriti učinak učestalo ponavljajućeg opterećenja (vidi točku 2.2(3) norme HRN EN 1991-1-1:2012).

[f] Ove su vrijednosti minimalne vrijednosti. U slučajevima u kojima se očekuje veće opterećenje, treba ga odrediti prema pojedinom slučaju.

[g] Ove kategorije vrijede za sve vrste građevina ili dijelova građevina. Koeficijenti kombinacije za promjenjiva djelovanja prema normi HRN EN 1990, tablica A1.1, za te se kategorije određuju sukladno kategoriji (A – E) u koju je svrstana građevina ili dio građevine.

Tablica 3.6. *Horizontalna opterećenja pregradnih zidova i ograda (HRN EN 1991-1-1)*

Stupac	1	2
Redak	Kategorija opterećenog prostora	q_k [kN/m]
1	A, B1, H, F[a],S1, P[b]	0,5
2	B2, B3, C1 do C4, D, E[c], FL1[a] do FL6[a], U2, P[b]	1,0
3	C5, C6, U3	3,0

[a] Ukoliko je izravni udar spriječen konstrukcijskim mjerama.
[b] Razvrstavanje kategorije P u redak 1 ili 2 ovisi o kategoriji u koju je svrstana građevina ili dio građevine sukladno tablici 6.1(HR).
[c] U prostorima kategorije E koji su predviđeni samo za održavanje i upravljanje opterećenja se mogu definirati u dogovoru s naručiteljem, no najmanja je vrijednost 0,5 kN/m^2.

Kod uporabnog opterećenja posebnu pozornost zaslužuju dinamička opterećenja koja u određenim okolnostima nastaju od samih korisnika zgrade. To su hodanje, trčanje, skakanje i sl., koji u slučaju vitkih konstrukcija velikih raspona mogu uzrokovati neugodne vibracije koje stvaraju uznemirenost i zabrinutost za sigurnost konstrukcije.

Prilikom projektiranja konstrukcija u kojima bi se mogle pojaviti ove opasnosti najvažnije je predvidjeti dovoljnu krutost konstrukcije koja će onemogućiti nastup pojave rezonancije i time prevelikih vibracija.

3.3. *Opterećenje snijegom*

Opterećenja snijegom proračunavaju se na osnovi karakterističnog opterećenja $\boldsymbol{s_k}$, 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:

$$s = s_k \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \qquad (3.4.)$$

gdje je s_k – karakteritično opterćenje snijegom na tlu koje ovisi o nadmorskoj visini i zemljopisnoj lokaciji (Vidi kartu na slici 3.4. i tablici 3.7.); μ_i – koeficijent oblika opterećenja snijegom na krovu ovisno o tipu krova (Vidi tablicu 3.8 i sliku 3.5.); C_e – koeficijent izloženosti koji uzima uvjete puhanja vjetra (za uobičajene situacije može se uzeti C_e = 1,0); C_t – toplinski koeficijent koji uzima u obzir topljenje snijega zbog zagrijavanja zgrade (za uobičajene situacije može se uzeti C_t = 1,0).

Karakteristično opterećenje snijegom s_k temelji se na kartama snjegova pojedinih država i vezano je uz zemljopisne lokacije. Hrvatska je podijeljena na 4 zone snijega, što je prikazano na slici 3.4.



Slika 3.4. *Karta snježnih područja Republike Hrvatske (HRN EN 1991-1-3)*

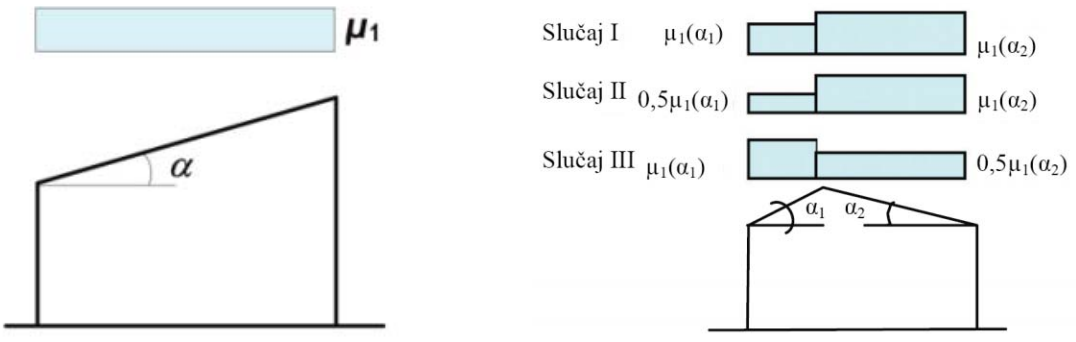
Tablica 3.7. *Karakteristično opterećenje snijegom na tlu (HRN EN 1991-1-3)*

Nadmorska visina do [m]	1. područje – priobalje i otoci [kN/m²]	2. područje – zaleđe Dalmacije, Primorja i Istre [kN/m²]	3. područje – kontinentalna Hrvatska [kN/m²]	4. 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
1 000	2,00	4,00	3,50	5,00
1 100	3,00	5,00	4,00	5,50
1 200	4,00	6,00	4,50	6,00
1 300	5,00	7,00		7,00
1 400	6,00	8,00		8,00
1 500		9,00		9,00
1 600		10,00		10,00
1 700		11,00		11,00
1 800		12,00		

Utjecaj geometrije krova uzet je u obzir s koeficijentom oblika opterećenja snijegom μ, u ovisnosti o nagibu krova. Konvencionalni skošeni krovovi, jednostrešni, višestrešni i cilindrični krovovi razmatraju se odvojeno. Koeficijenti oblika opterećenja snijegom dani su u tablici 3.8., a treba ih u proračunu uzeti u skladu sa slikom 3.5.

Tablica 3.8. *Koeficijenti oblika opterećenja snijegom (HRN EN 1991-1-3)*

Kut nagiba krova	$0° < \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \geq 60°$
Koeficijent oblika μ_1	0,8	$0{,}8(60-\alpha)/30$	0,0
Koeficijent oblika μ_2	$0{,}8+0{,}8\alpha/30$	1,6	-



a) Jednostrešni krov *b) Dvostrešni krov*

Slika 3.5. *Koeficijenti oblika opterećenja snijegom (HRN EN 1991-1-3)*

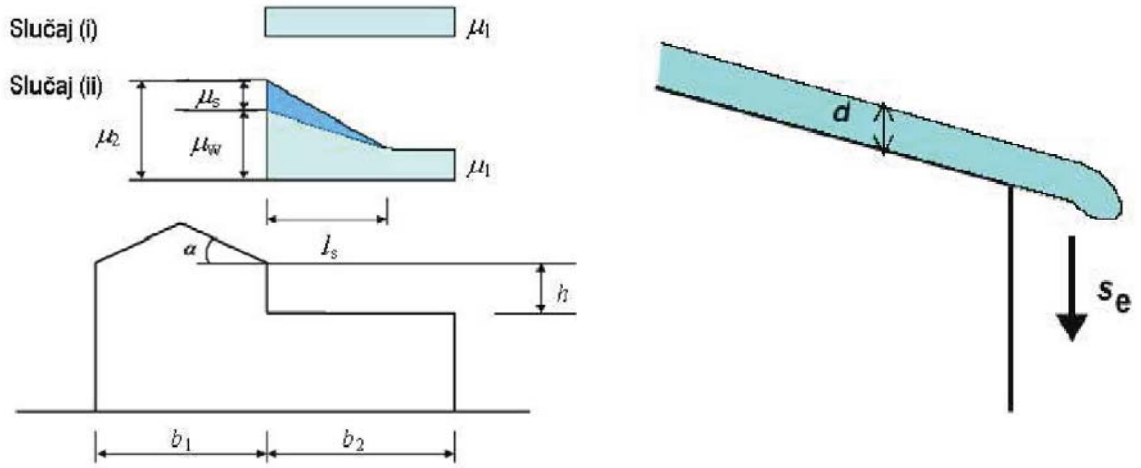
Kod jednostrešnih krovova uzima se da opterećenje snijegom punim intenzitetom djeluje po čitavom krovu – kontinuirano opterećenje preko cijelog krova, dok kod dvostrešnog krova treba uzeti jedan od tri najnepovoljnija slučaja opterećenja snijegom.

Kod proračuna ravnih krovova i krovova s blagim nagibom ($\alpha \leq 30$ °) i s nadmorskom visinom građevine H ≤ 200 m.n.m., mogu se usvojiti sljedeće vrijednosti opterećenja snijegom:

- priobalni dio Hrvatske i otoci: $s = 0{,}80 \cdot 0{,}50 = 0{,}40$ kN/m^2
- Dalmatinska zagora, Primorje te Istra: $s = 0{,}80 \cdot 0{,}75 = 0{,}60$ kN/m^2
- kontinentalna Hrvatska (Zagreb): $s = 0{,}80 \cdot 0{,}50 = 0{,}40$ kN/m^2
- gorska Hrvatska: $s = 0{,}80 \cdot 0{,}50 = 0{,}40$ kN/m^2.

Za veće nadmorske visine građevine opterećenje snijegom treba odrediti u skladu s izrazom (3.4.).

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 (vidi sliku 3.6.).



Slika 3.6. *Povećanje opterećenja snijegom uslijed klizanja i nagomilavanja s višeg krova te ovješanje snijega na konzolnom rubu (HRN EN 1991-1-3)*

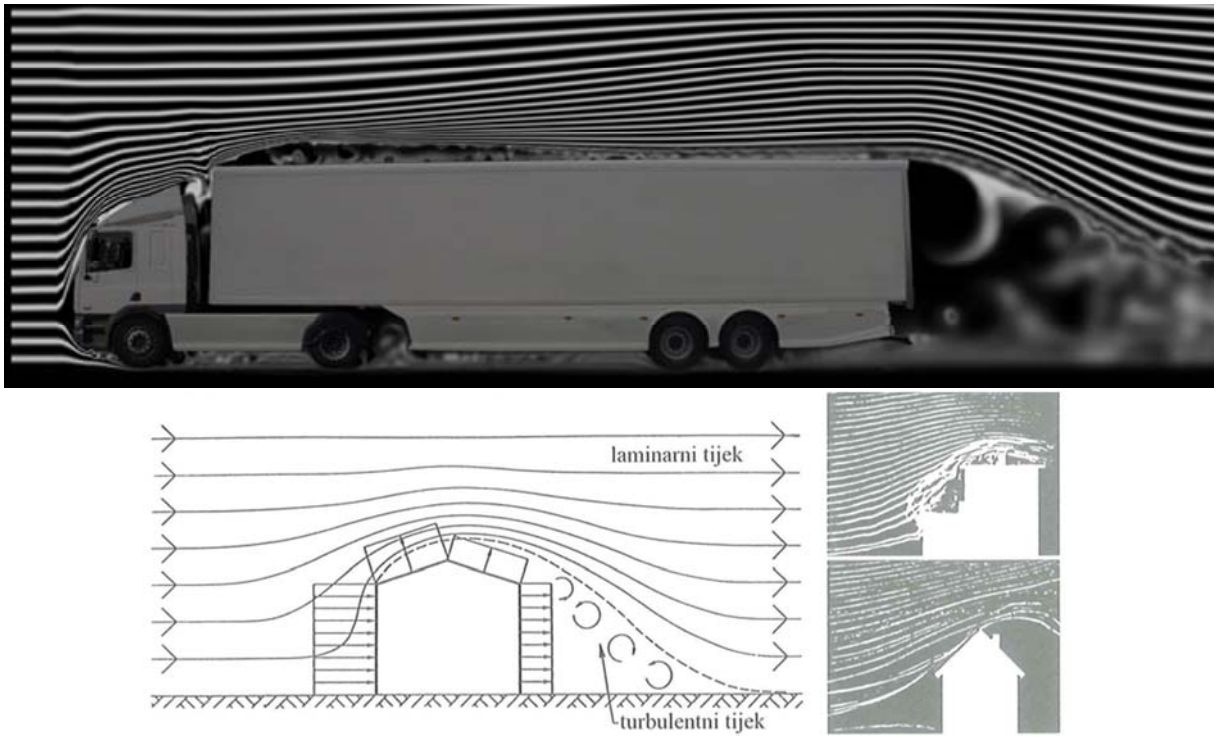
Iskustvo je pokazalo da stvarna vrijednost opterećenja može biti i znatno veća u slučaju da dođe do zaleđivanja nagomilanog snijega. Osobita opasnost postoji kod tzv. lakih konstrukcija (od drva i čelika) u kojih opterećenje snijegom može biti višestruko veće od težine same konstrukcije. Stoga se sigurnost kod takvih konstrukcija značajnije mijenja s podbačajem vrijednosti opterećenja snijegom, što je nerijetko rezultiralo urušavanjem krovova, kao što se može vidjeti na slici 3.7. Za razliku od laganih konstrukcija, masive konstrukcije (od betona, opeke i kamena) upravo zbog značajnog udjela vlastite težine razmjerno su neosjetljive na povećanja opterećenja snijegom.



Slika 3.7. *Fotografije nagomilavanja snijega i urušavanja laganih (čeličnih) konstrukcija*

3.4. Opterećenje vjetrom

Vjetar je promjenljivo slobodno djelovanje. Djelovanje vjetra na građevinu ovisi o njezinu obliku i brzini vjetra. Očituje se promjenom tlaka u odnosu na normalni atmosferski tlak. Isto se događa kod kamiona koji se vozi cestom – uslijed djelovanja vjetrom na izloženoj se strani javlja pretlak, a na suprotnoj strani i bočnim stranama javlja se usis kako je prikazano na slici 3.8. Osim pretlaka, koji je na plohi s koje djeluje vjetar, usis može također izazvati znatne štete uslijed otpadanja obloga zidova od laganih ploča (fasadnih stijena) ako nisu dovoljno pričvršćene kako je prikazano na slici 3.9.



Slika 3.7. *Djelovanje vjetra na kamion i zgradu s vidljivom pojavom pretlaka i usisa*

Ovisno o osjetljivosti na dinamičku pobudu primjenjuju se dva postupka za proračun opterećenja vjetrom:

1. Jednostavna metoda primjenjiva je za konstrukcije koje nisu osjetljive na dinamičku pobudu. U praksi, čelične okvirne građevine manje od 200 m visine zadovoljavaju ovaj uvjet.
2. Za vrlo vitke konstrukcije ili za neuobičajene konstrukcije zahtijevaju se detaljniji proračuni da bi se procijenila njihova osjetljivost na dinamičku pobudu vjetra.

Ovdje će se prikazati samo pojednostavljeni postupak i primjena na "trajne" konstrukcije. Općenito, privremene konstrukcije dimenzioniraju se za manji tlak vjetra.

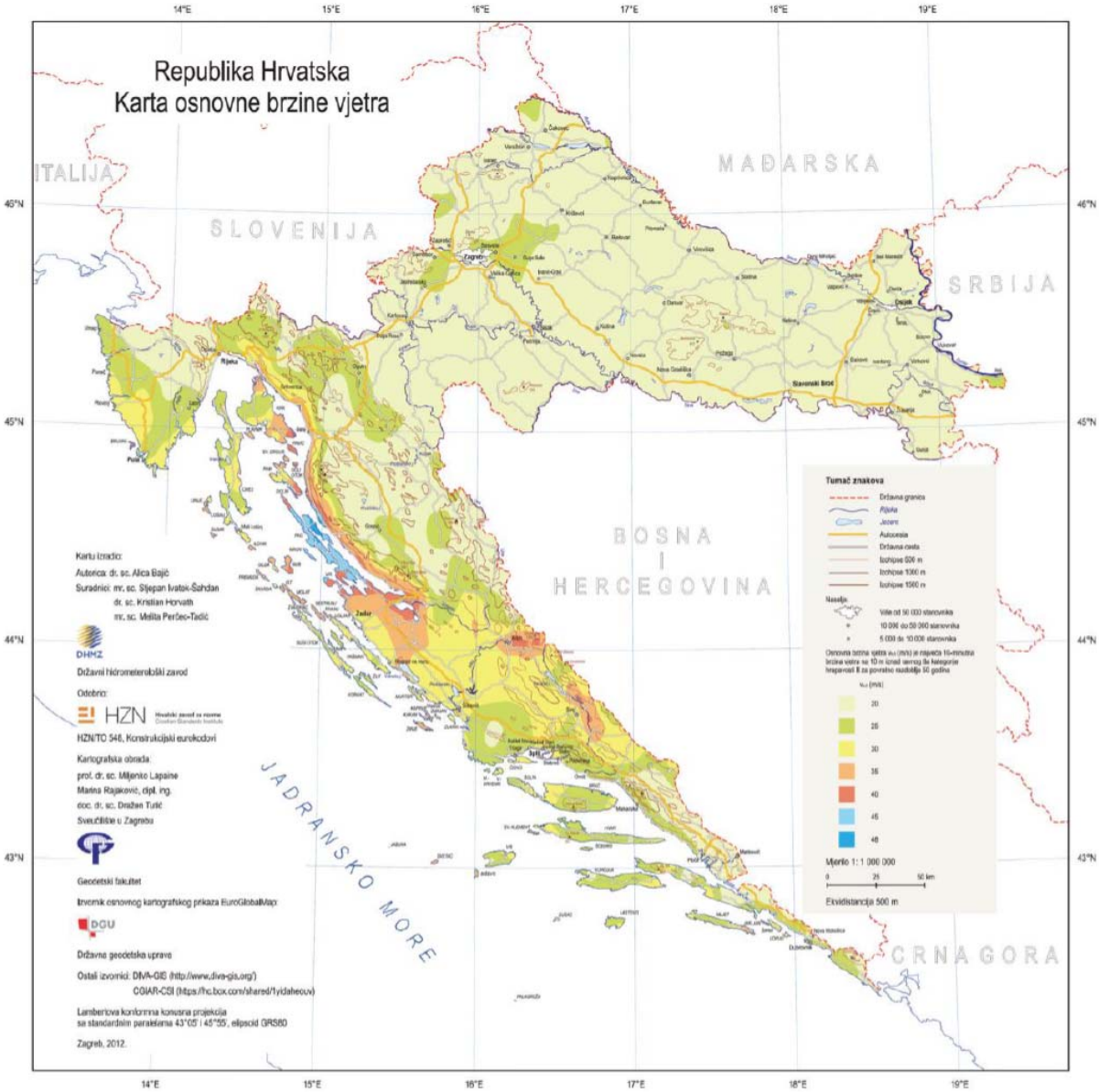


Slika 3.8. *Fotografije kidanja slabo pričvršćene fasade uslijed vjetra*

Opterećenje vjetrom razmatra se kao kvazistatički tlak koji djeluje okomito na površinu građevine, osim u posebnim okolnostima kao što su tangencijalne sile trenja uslijed puhanja vjetra preko dugih ravnih površina. Karakteristični tlak vjetra je tlak osnovne brzine vjetra, v_b. Osnovna brzina vjetra se izvodi iz odgovarajuće osnovne vrijednosti brzine vjetra $v_{b,0}$ prema izrazu:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{3.5.}$$

gdje je v_b – osnovna brzina vjetra; c_{dir} – faktor smjera vjetra (može se uzeti da je c_{dir} = 1,0); c_{season} – koeficijent godišnjeg doba (može se uzeti da je c_{season} = 1,0); $v_{b,0}$ – temeljna vrijednost osnovne brzine vjetra (za područje Hrvatske određena je kartom osnovne brzine danom na slici 3.9.).



Slika 3.9. *Karta osnovne brzine vjetra za Republiku Hrvatsku (HRN EN 1991-1-4)*

Na temelju osnovne brzine vjetra, v_b, odredi se osnovni tlak vjetra preko izraza:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \tag{3.6.}$$

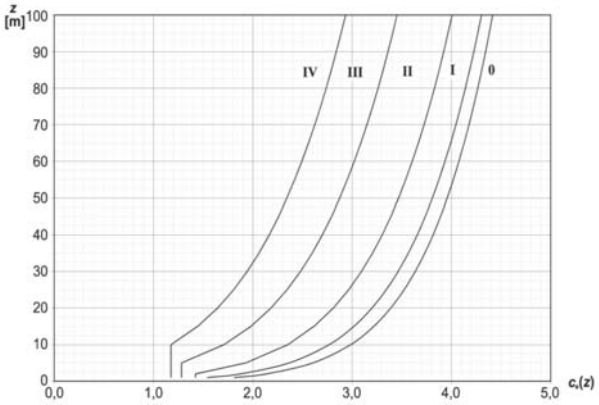
gdje je q_b – osnovni tlak vjetra; ρ – gustoća izraka (ρ = 1,25 kg/m^3); $v_{b,0}$ –osnovne brzine vjetra.

Tlak uslijed brzine vjetra pri udaru vjetra na građevinu na visini z iznosi:

$$q_b(z_e) = c_e(z) \cdot q_b \tag{3.7.}$$

gdje je $q_b(z_e)$ – tlak vjetra uslijed brzine vjetra pri udaru na visini z; $c_e(z)$ – koeficijent izloženosti koji uzima u obzir neravnoću terena, topografiju i visinu iznad tla i određuje se u skladu s tablicom i dijagramom prikazanim na slici 3.10. za promatranu visinu. Kod zgrada obično se promatra maksimalna visina građevine h, tj. vrijedi: $z = z_e = h$.

Kategorija terena	Karakteristike terena
0	- more i površine obale
I	- jezera - nema zapreka
II	- slaba vegetacija - pojedine zapreke s razmakom najmanje 20x visine zapreke
III	- normalna vegetacija, šume i predgrađa
IV	- najmanje 15% površine pokriveno je zgradama prosječne visine 15 m



Slika 3.9. *Kategorije terena na kojem je građevina i dijagram za očitavanje koeficijenta izloženosti $c_e(z)$ prema HRN EN 1991-1-4*

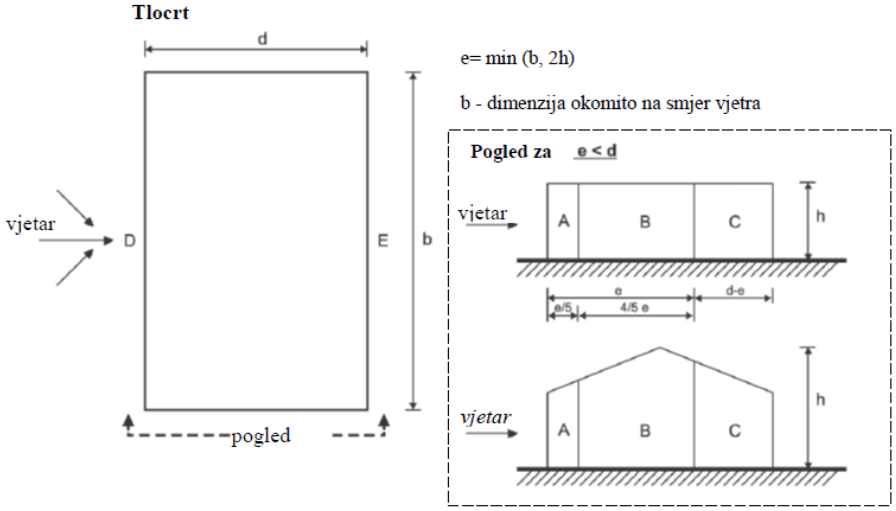
Tlak vjetra na vanjske površine $\boldsymbol{w_e}$ te tlak vjetra na unutrašnje površine $\boldsymbol{w_i}$ proračunava se po izrazima:

- vanjski tlak: $$w_e = c_{pe} \cdot q_b(z_e) = c_{pe} \cdot c_e(z) \cdot q_b \quad (3.8.)$$
- unutrašnji tlak: $$w_i = c_{pi} \cdot q_b(z_e) = c_{pi} \cdot c_e(z) \cdot q_b \quad (3.9.)$$

gdje je w_e – tlak vjetra na vanjsku površinu elementa građevine; w_i – tlak vjetra na unutrašnju površinu elementa građevine; c_{pe} – koeficijent vanjskog tlaka koji ovisi o dimenzijama građevine i položaju elementa koji se razmatra. Vrijednosti koeficijenta c_{pe} dane su u tablici 3.9., a uzimaju se u skladu sa shemom na slici 3.10.; c_{pi} – koeficijent unutrašnjeg tlaka koji ovisi o raspodjeli i veličini otvora po oplošju građevine. Vrijednost koeficijenta c_{pi} kreće se od -0,50 do +0,80, ali za približne proračune u zgradarstvu može se uzeti vrijednost $c_{pi} = \pm 0{,}30$.

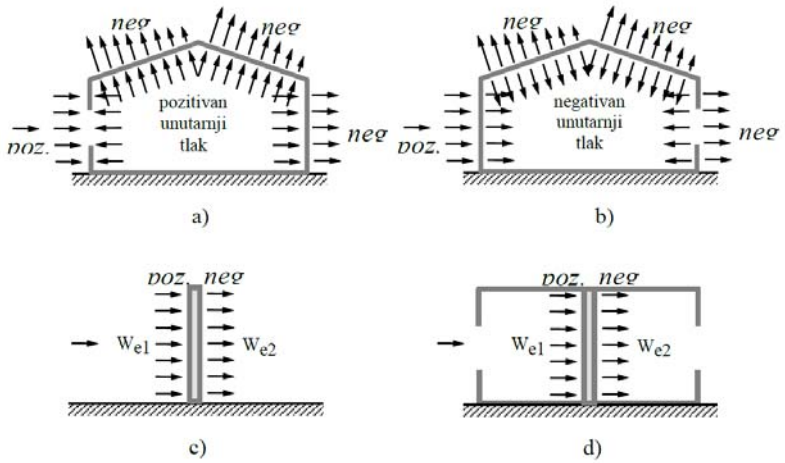
Tablica 3.9. *Koeficijenti vanjskog tlaka za vertikalne zidove građevina (HRN EN 1991-1-3)*

Područje	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	



Slika 3.10. *Koeficijenti vanjskog tlaka za vertikalne zidove građevina (HRN EN 1991-1-3)*

Neto pritisak na površinu algebarski je zbroj unutrašnjeg i vanjskog pritiska u skladu sa slikom 3.11.



Slika 3.11. *Tlak vjetra (vanjski i inutrašnji) na pojedine površine*

Iz prethodno prikazanog vidljivo je da je proračun pritiska vjetra na zidove uobičajenih građevina izrazito složen i zahtjevan. Hrvatske (europske) norme dosta detaljno daju način proračuna za sve elemente, tj. zidove i krovove i to ovisno o vrsti krova (jednostrešni, dvostrešni, zaobljeni, zupčasti i sl.), kao i o vrsti građevina (niske, visoke, rešetkasti nosači i sl.).

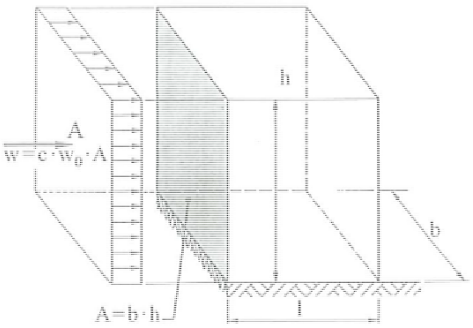
Za približne proračune u pravilu je potrebno imati ukupni pritisak vjetra $\boldsymbol{W}$ na neku plohu ploštine $\boldsymbol{A}$ u skladu sa slikom 3.12. Ako se pogleda karta osnovne brzine vjetra za područje kontinentalne Hrvatske, ona je u pravilu $v_{b,0} \leq 25$ m/s, a za veći je dio priobalnog područja $v_{b,0} \leq 35$ m/s. Za zgrade ukupne visine $h \leq 10$ m i kategoriju terena III, koja odgovara naseljenim mjestima, vrijednosti unutarnjeg i vanjskog tlaka dane su u tablici 3.10.

Tablica 3.10. *Tlakovi vjetra na vertikalne vanjske zidove građevina visine* $h \leq 10$ m

Područje u Hrvatskoj	***Vanjski tlak vjetra*** **(1)**	***Unutrašnji tlak vjetra*** **(2)**	***Ukupni tlak vjetra*** **(1) + (2)**
Kontinentalna Hrvatska	$w_e = c_{pe} \cdot q_b(h) = 0{,}8 \cdot 0{,}66$ $w_e = 0{,}53\ \text{kN/m}^2$	$w_i = c_{pi} \cdot q_b(h) = 0{,}3 \cdot 0{,}66$ $w_i = 0{,}20\ \text{kN/m}^2$	$w = (c_{pe} + c_{pi}) \cdot q_b(h)$ $w = 0{,}73\ \text{kN/m}^2$
Priobalna Hrvatska	$w_e = c_{pe} \cdot q_b(h) = 0{,}8 \cdot 1{,}30$ $w_e = 1{,}04\ \text{kN/m}^2$	$w_i = c_{pi} \cdot q_b(h) = 0{,}3 \cdot 1{,}30$ $w_i = 0{,}39\ \text{kN/m}^2$	$w = (c_{pe} + c_{pi}) \cdot q_b(h)$ $w = 1{,}43\ \text{kN/m}^2$

Vrijednosti tlakova danih u tablici 3.10. mogu se rabiti za približne proračune tlaka vjetra na vertikalne plohe građevine. Ukupna vrijednost tlaka na nekoj ploštini $\boldsymbol{W}$ dobije se umnoškom ukupnog plošnog tlaka vjetra $\boldsymbol{w}$ i ploštine $\boldsymbol{A}$ na koju djeluje, tj. preko izraza:

$$W = w \cdot A\ . \tag{3.10.}$$



Slika 3.12. *Ukupni tlak vjetra na vertikalnu površinu zida ploštine* $A = b \cdot h$

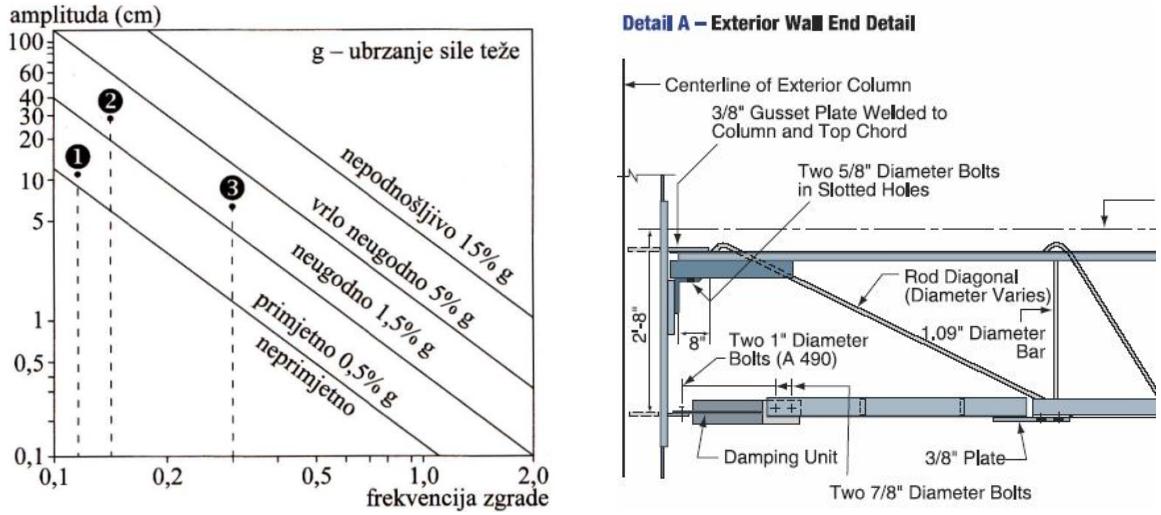
Prethodno opisani proračun može se primjenjivati za građevine visine do 200 m. Za zgrade koje su vitke potrebno je uzeti u obzir i dodatne dinamičke učinke primjenjujući specijalne postupke proračuna koji uključuju u obzir dinamički koeficijent povećanja učinka vjetra. Za građevine visine preko 200 m potrebno je provesti odgovarajuća istraživanja tlaka vjetra i učinka na građevinu. Najčešće se to radi modelskim ispitivanjima u vjetrovnom tunelu, a danas se dosta upotrebljavaju i numeričke metode proračuna učinka vjetra (slika 3.13.).



a) Ispitivanje u vjetrovnom tunelu *b) Numerička simulacija djelovanja vjetra*

Slika 3.13. *Prikaz analize utjecaja vjetra građevine Burj Khalifa u Dubaiu*

Niskofrekventne vibracije zgrada (frekvencija osciliranja 1 Hz i niže), koje se pojavljuju kod izrazito visokih građevina, mogu uzrokovati neugodne učinke na korisnike. Mogućnost pojave neugodnih učinaka kvantificirana je u ovisnosti o frekvenciji osciliranja zgrade, najveće amplitude oscilacija i ubrzanja u skladu sa slikom 3.14.-a na kojoj su dani podaci za neke postojeće visoke zgrade. Za ublažavanje ovakvih utjecaja često se rabe uređaji u obliku prigušivača i apsorbera vibracija kao što je prikazano na slici 3.14.-b. Oni služe da se prilikom horizontalnog pomaka zgrade mijenja nagib kuta između stupa i grede gdje je prigušivač koji apsorbira energiju te smanjuje vibraciju, odnosno pomak uslijed vibracije.



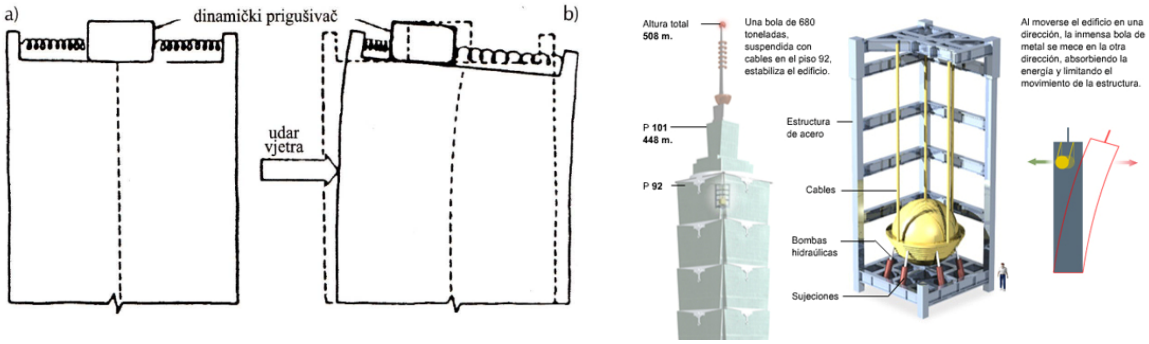
a) Učinak vibracija od vjetra na ljude za građevine: 1. Empire State Building (New York), 2. Citycorp Center (New York) i 3. UNI-Center (Köln)

b) Izgled prigušivača na spoju stropnih rešetki i obodnih stupova na zgradi World Trade Center u New Yorku

Slika 3.14. *Prikaz utjecaja vibracija i izgled prigušivača za smanjenje utjecaja vibracija*

Pored prikazanog načina prigušenja često se primjenjuje i načelo djelovanja podešenoga dinamičkog prigušivača koji se sastoji od velike mase (nekoliko stotina tona) koja visi na vrhu građevine ili je

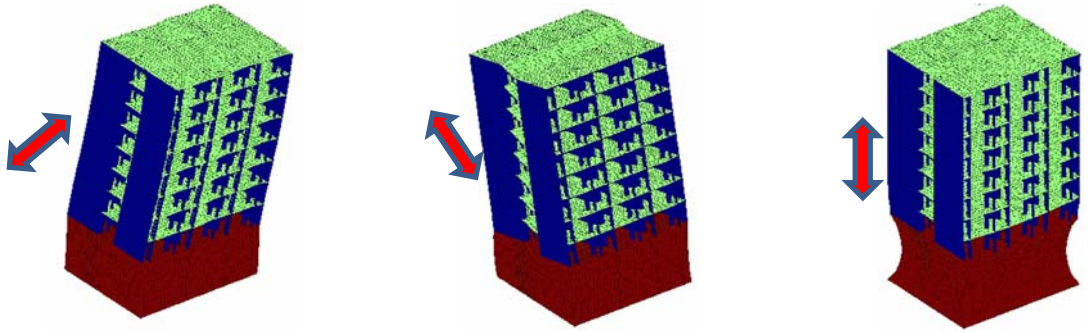
priključena oprugama za konstrukciju (slika 3.15.). Masa je zajedno s oprugama podešena tako da u slučaju djelovanja vjetra spomenuta masa oscilira kao i zgrada, ali s gibanjem u suprotnom smjeru te na taj način smanjuje vibraciju zgrade, a osim toga smanjuje i ukupni moment savijanja na zgradu uslijed djelovanja vjetra.



Slika 3.15. *Prikaz podešenih prigušivača u mirovanju i prilikom djelovanja vjetra (lijevo) i izgled takvog prigušivača na zgradi Taipei Tower u Taiwanu*

3.5. Seizmičko opterećenje (djelovanje potresa)

Potres se razmatra kao fenomen velike količine energije i veoma je kratkog trajanja. Djelovanje potresa dinamička je pojava koja rezultira tako da na građevine djeluju inercijalne sile uzrokovane gibanjem tla zbog seizmičkih valova. Seizmičko djelovanje obično se predstavlja trima komponentama inercijalnih sila (dvjema horizontalnima i jednom vertikalnom komponentom kao što je prikazano na slici 3.16.). Pri tome su horizontalne vibracije znatno opasnije od vertikalnih jer su sve konstrukcije ionako dimenzionirane na vertikalno opterećenje. Vertikalno vibriranje s ubrzanjem od $0{,}2 \cdot g$ iznosi 20% vertikalnog opterećenja, a time i toliko povećanje proračunskih sila od vertikalnog opterećenja. Takvo ubrzanje u horizontalnom smjeru izaziva velike poprečne sile i momente savijanja u konstrukciji koji, ako nisu uzeti u obzir, mogu dovesti do urušavanja ili prevrtanja građevine (slika 3.17.).



a) Horizontalna inercijalna sila u uzdužnom smjeru (x)

b) Horizontalna inercijalna sila u poprečnom smjeru (y)

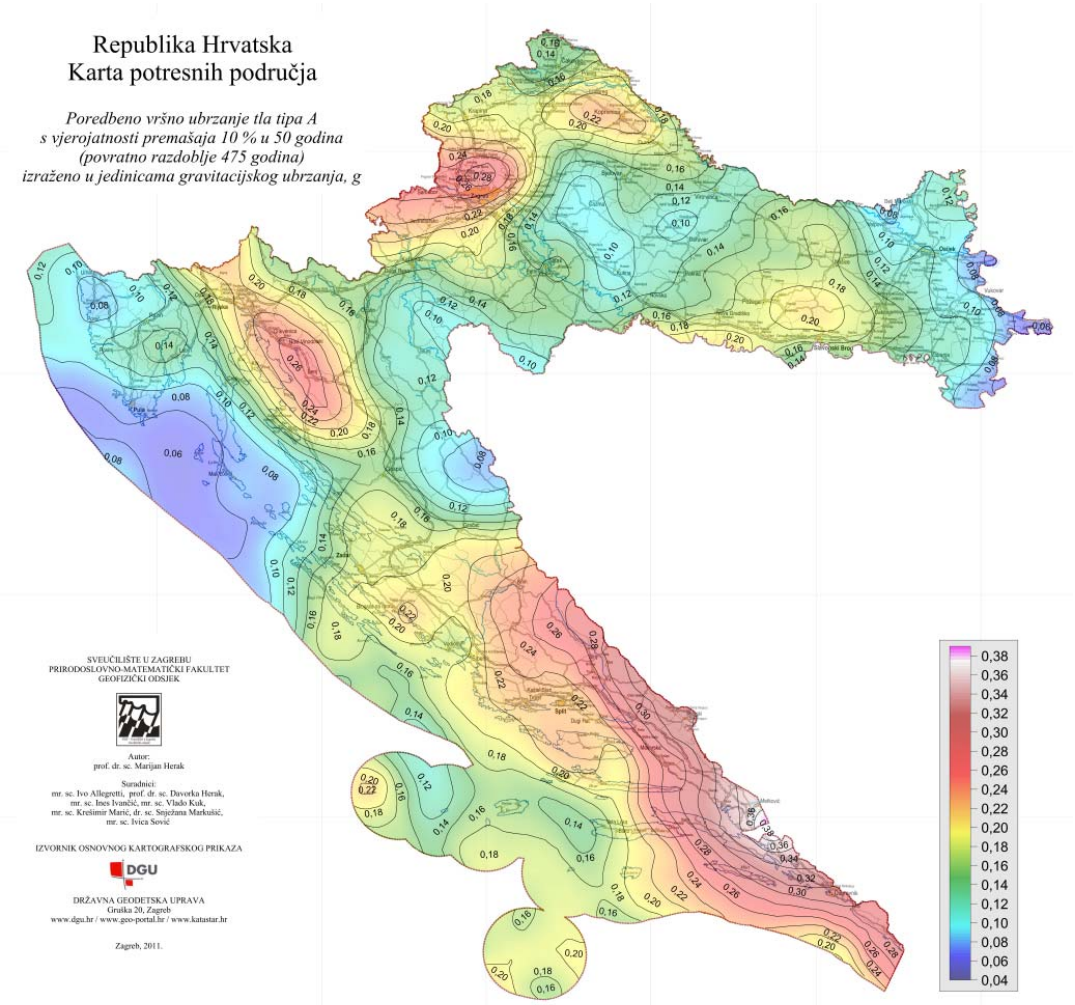
c) Vertikalna inercijalna sila u smjeru (z)

Slika 3.16. *Komponente inercijalnih sila na građevinu uslijed potresa*



Slika 3.17. *Fotografija urušavanja građevina uslijed djelovanja potresa*

Seizmičko djelovanje određuje se preko proračunskog ubrzanja tla $\boldsymbol{a_g}$ koje odgovara povratnom periodu potresa od 475 godina. Proračunsko 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 za prostor Hrvatske dana su državnim propisom i prikazana su na slici 3.18. Područja s ubrzanjem $a_g \leq 0{,}05 \cdot g$ područja su malog inteziteta. U slučaju $a_g \leq 0{,}02 \cdot g$ proračun na potres nije potreban.



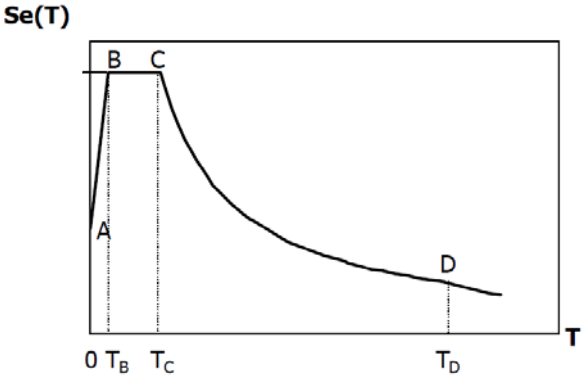
Slika 3.18. *Karta potresnih područja Republike Hrvatske (HRN EN 1998-1)*

Fenomen djelovanja potresa dosta je kompleksan kao i njegov stvarni utjecaj na građevinu zbog nelinearnog ponašanja građevina, odnosno nosivih konstrukcija. Statičke seizmičke sile djelovanja potresa na koje proračunavamo građevinu izvedene su iz inercijalnih sila koje nastaju uslijed seizmičke pobude građevine (slika 3.19.). Inercijalne sile odgovaraju intenzitetu pobude, vlastitim periodima konstrukcije, masi građevine, kao i njezinom duktilnom ponašanju.

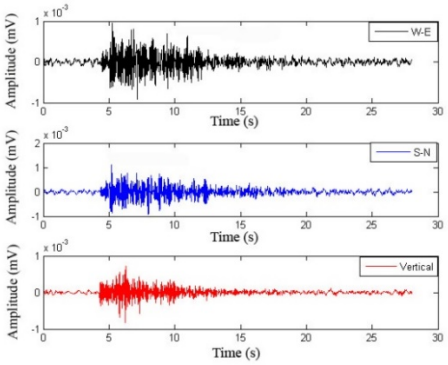


Slika 3.19. *Stvarna dinamička pojava u potresu (lijevo) i zamjenjujuće statičko opterećenje (desno)*

Potresno djelovanje koje podrazumjeva potresno gibanje u nekoj točki na površini najčešće se prikazuje elastičnim spektrom odziva temeljnog tla (slika 3.20.-a), a osim tog načina mogući su i vremenski zapisi ubrzanja i srodnih veličina: brzine i pomaka u vremenu (slika 3.20.-b).



a) Elastični spektar odziva temeljnog tla



b) Vremenski zapis pomaka temeljnog tla u vremenu

Slika 3.19. *Prikazi potresnog djelovanja na površini*

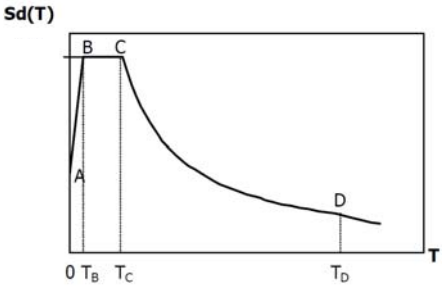
Nosive konstrukcije u pravilu imaju mogućnost disipacije energije zbog duktilnosti materijala od kojeg se izvode i duktilnosti konstrukcijskih elemenata (i drugih nelinearnih efekata). Stoga proračun nosive konstrukcije na potres treba biti takav da primjereno obuhvati raspodjelu krutosti i mase same građevine, tako da se svi značajniji oblici deformiranja i inercijalnih sila ispravno uzmu u obzir pri analizi seizmičkih utjecaja. Za proračun se u praksi najviše rabe linearne dinamičke analize i to višemodalna spektralna analiza (modalni proračun primjenom spektra odziva) i pojednostavljena spektralna analiza (metoda proračuna bočnih sila). Pored linearnih dinamičkih analiza, mogu se upotrebljavati i nelinearne dinamičke analize kao što su nelinearni statički proračun postupnim guranjem (push-over analiza) i nelinearni dinamički proračun primjenom vremenskog zapisa.

Za približne proračune seizmičkog utjecaja na građevinu, kao i za točan proračun građevina pravilnih u tlocrtu i po visini, dopuštena je primjena pojednostavljenog postupka proračuna *metodom proračuna bočnih sila.* Prema ovoj metodi ukupna potresna sila na građevinu (odgovara ukupnoj potresnoj poprečnoj sili u podnožju) može se odrediti prema izrazu:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \qquad (3.7.)$$

gdje je F_b – ukupna seizmička sila na građevinu u horizontalnom smjeru; $S_d(T_1)$ – ordinata proračunskog spektra odziva (slika 3.20.) za prvi period vibracija konstrukcije, T_1; m – ukupna masa građevine koja se u zgradarstvu određuje i $m = (G + \psi_2 \cdot Q)/g$; λ – popravni faktor koji za zgrade s više od 2 kata iznosi $\lambda = 0{,}85$, a za manje od dva kata je $\lambda = 0{,}85$.

Proračunski spektar odziva reducirani je elastični spektar odziva temeljnog tla koji uzima u obzir mogućnost disipacije energije konstrukcije preko duktilnosti njenih elemenata (i drugih nelinearnih efekata). Izgled proračunskog spektra prikazan je na slici 3.20. s izrazima za određivanje ordinate spektra u ovisnosti o periodu osciliranja građevine.



Slika 3.20. *Proračunski spektar odziva*

$$0 \le T \le T_B: \quad S_d(T) = a_g S\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B}\left(\frac{2{,}5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \qquad (3.8.)$$

$$T_B \le T \le T_C: \quad S_d(T) = a_g S \frac{2{,}5}{q} \qquad (3.9.)$$

$$T_C \le T \le T_D: \quad S_d(T) = a_g S \frac{2{,}5}{q}\left(\frac{T_C}{T}\right) \ge 0{,}2 a_g \qquad (3.10.)$$

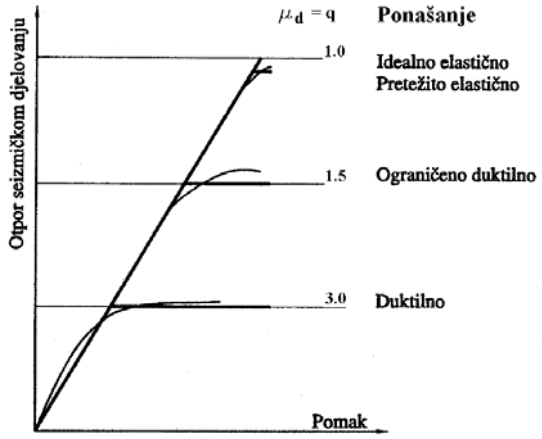
$$T_D \le T: \quad S_d(T) = a_g S \frac{2{,}5}{q}\left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) \ge 0{,}2 a_g \qquad (3.11.)$$

gdje je a_g – proračunsko ubrzanje tla koje se za predmetnu lokaciju očita sa slike 3.18.; *S,* T_B*,* T_C *i* T_D – vrijednosti koje ovise o vrsti temeljnog tla na kojem je građevina i očitaju se iz tablice 3.11.; q – faktor ponašanja koji predstavlja duktilnost nosive konstrukcije i ovisi o tipu konstrukcije i vrsti materijala od koje je konstrukcija. Za betonske konstrukcije vrijednost faktora ponašanja odredi se u skladu s izrazom (3.12.) i tablicom 3.12.; T – period vibracija koji se može procjeniti približnim izrazima (3.14.) i (3.15.).

Tablica 3.11. *Vrijednosti parametara koji opisuju proračunski spektar odziva u ovisnosti o tipu tla*

Tip temeljnog tla	S	T_B	T_C	T_D
A – stijene i druge geološke formacije poput stijene	1,0	0,15	0,40	2,00
B – gusti pijesak, gusti šljunak i vrlo krute gline	1,2	0,15	0,50	2,00
C – duboki nanosi gustog ili srednje gustog pijeska, šljunaka ili krute gline debljine od nekoliko desetaka metara	1,15	0,20	0,60	2,00
D – nanosi rahlog do srednje zbijenog pijeska i šljunka ili pretežno meke gline i prahovi	1,35	0,20	0,80	2,00
E – loše tlo koje se sastoji od površinskog nanosa rijeka i mora	1,4	0,15	0,50	2,00

Faktor ponašanja ***q*** 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 materijala i duktilnosti. Općenito predstavlja omjer postelastičnog i elastičnog pomaka nosive konstrukcije u potresu i određuje prema slici 3.21.



Slika 3.21. *Seizmičko ponašanje vezano uz faktor ponašanja*

Za betonske konstrukcije faktor ponašanja ***q*** određuje se u skladu s izrazom (3.12.) i tablicom 3.12., a za zidane u skladu s tablicom 3.13.

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1{,}5 \tag{3.12.}$$

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 (3.13.).

$$k_w = \begin{cases} 1{,}00 \quad \text{- za okvire} \\ \left(1 + \sum h_{wi} / \sum l_{wi}\right) / 3 \leq 1{,}0 \text{ i } \geq 0{,}5 \text{ - za zidove} \end{cases} \tag{3.13.}$$

Tablica 3.12. *Osnovne vrijednosti faktora ponašanja* q_0 *za betonske konstrukcije*

Tip betonske konstrukcije	Razred umjerene duktilnosti (DCM)	Razred velike duktilnosti (DCH)
Višekatni okviri	3,60 - 3,90	5,40 – 5,85
Jednokatni 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

Najčešće korišteni sustavi kod proračuna zgrada sustavi su nepovezanih zidova i to umjerene duktilnosti tako da osnovna vrijednost faktora ponašanja iznosi $q_0 = 3{,}0$. Stoga faktor ponašanja kod visokih zgrada u pravilu iznosi $q = 1{,}00 \cdot 3{,}00 = 3{,}00$ dok se kod niskih zgrada on nalazi u rasponu $q = 2{,}00 – 2{,}50$. Zidane građevine najčešće se u Hrvatskoj izvode od omeđenog ziđa, tj. od zidanih zidova s vertikalnim i horizontalnim serklažima te se za faktor ponašanja može usvojiti vrijednost $q = 2{,}5$ u skladu s tablicom 3.13.

Tablica 3.13. *Vrijednosti faktora ponašanja q zidanih konstrukcija ovisno o tipu gradnje*

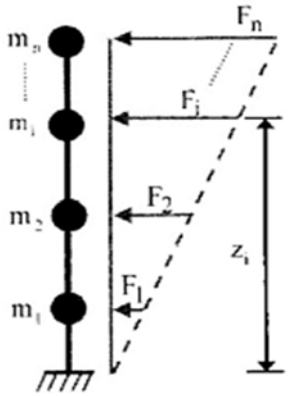
Tip betonske konstrukcije	**Faktor ponašanja - *q***
Nearmirano ziđe starih građevina (u skladu s HRN EN 1996)	1,50
Nearmirano ziđe novih građevina (u skladu s HRN EN 1998)	2,00
Omeđeno ziđe	2,50
Armirano ziđe	2,50

Osnovni period vibracija T_1 nosive konstrukcije građevine može se procijeniti preko izraza:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \tag{3.14.}$$

gdje je H – visina zgrade u metrima mjerena od temelja ili gornjeg ruba krutog podruma do vrha; C_t – koeficijent koji za betonske prostorne okvire iznosi $C_t = 0{,}075$, a za betonske i zidane konstrukcije sa zidovima iznosi $C_t = 0{,}075 / \sqrt{A_c}$ pri čemu je A_c ukupna proračunska ploština nosivih zidova provg kata u kvadratnim metrima.

Proračun unutarnjih sila na nosivu konstrukciju određuje se primjenom horizontalnih sila F_i u svim katovima, koje se određuju iz ukupne seizmičke sile F_b preko izaraza 3.15. i slike 3.22.



Slika 3.22. *Horizontalne sile od potresa u pojedinim etažama*

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \tag{3.15.}$$

gdje je F_i – horizontalna sila koja djeluje na katu i; F_b – ukupna horizontalna sila od potresa određena u skladu s izrazom (3.7.); m_i, m_j – ukupne mase kata proračunate za kombinaciju $m_i = (G_i + \psi_2 \cdot Q_i)/g$; z_i, z_j – visine masa m_i, m_j iznad potresnog djelovanja (temelja ili gornjeg ruba krutog podruma).

Čak i iz prethodno prikazanog najjednostavnijeg modela proračuna seizmičkog djelovanja, koji je primjenjiv na izrazito pravilne građevine i umjerene katnosti, može se vidjeti da se radi o složenom i zahtjevnom proračunu. Međutim, pojednostavljeno, ukupna horizontalna seizmička sila, E_d, uvijek predstavlja neki postotak vertikalnog opterećenja građevine u skladu s izrazom:

$$E_d = k \cdot W \tag{3.16.}$$

gdje jest:

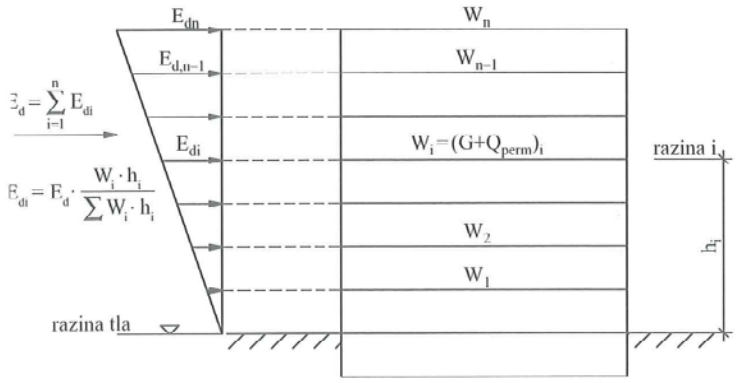
- W – vertikalno opterećenje koje čine stalno opterećenje i odgovarajući dio uporabnog opterećenja ovisno o namjeni zgrade (za stambene i poslovne to je 30 %, a za škole, fakultete i sl. to je 60%)
- k – seizmički koeficijent postotka težine čija vrijednost ovisi o sljedećem:
  - važnosti građevine, tj. radi li se o stambenoj zgradi, školi, bolnici ili zgradi od posebne važnosti kao što su zgrade telekomunikacija, nuklearne elektrane i sl.
  - projektnoj seizmičnosti lokacije zgrade, tj. o proračunskom ubrzanju tla

- o vrsti (kategoriji) tla u kojem se građevina izvodi
- veličini osnovnog perioda vibracija
- svojstvu duktilnosti konstrukcije, tj. o njezinoj sposobnosti disipacije energije potresa (njenom faktoru ponašanja).

Za područje Zagreba za preliminirani proračun ukupne seizmičke sile uobičajeno seizmički koeficijent postotka težine iznosi:

- za visoke okvirne armiranobetonske konstrukcije: $k \approx 0{,}05 - 0{,}12$
- za niske okvirne armiranobetonske konstrukcije: $k \approx 0{,}12 - 0{,}20$
- za visoke zidne armiranobetonske konstrukcije: $k \approx 0{,}05 - 0{,}20$
- za niske zidne armiranobetonske konstrukcije: $k \approx 0{,}20 - 0{,}35$.

Također, za preliminarne proračune može se usvojiti trokutasta raspodjela ukupne potresne sile po katovima u skladu sa slikom 3.23.



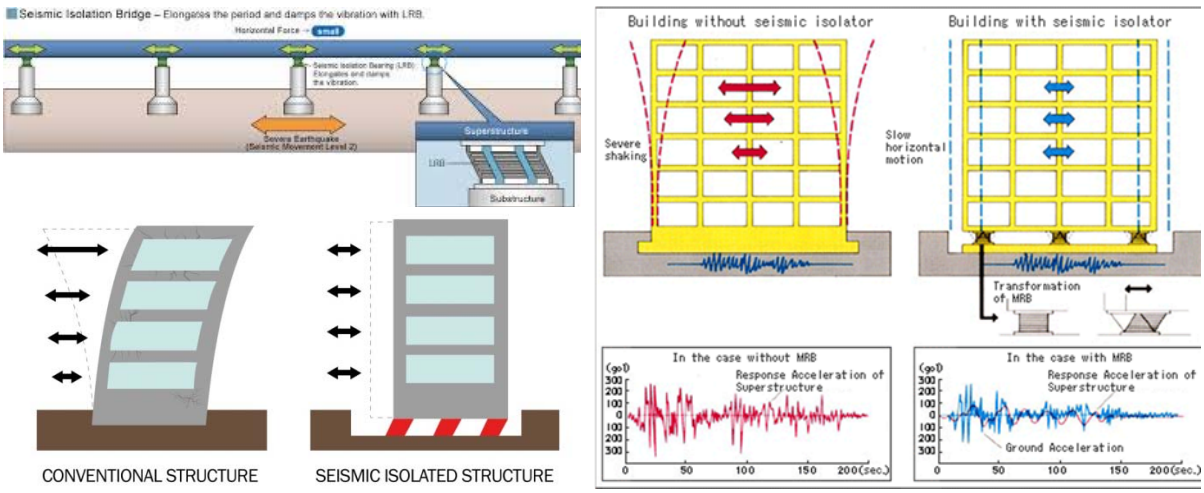
Slika 3.23. *Raspodjela ukupne seizmičke sile E_d po visini zgrade za preliminarni proračun [1]*

Za horizontalne sile obično pretpostavljamo da djeluju na razinama stropnih ploča, što je i opravdano jer pretežni dio mase zgrade i pripada stropovima. Međutim, za složenije i visoke građevine nužna je provedba dinamičkog proračuna, tj. modalni proračun primjenom spektra odziva.

Želja da se postigne što veća sigurnost građevina za djelovanje potresa dovela je do zamisli o protupotresnoj izolaciji. Ona se svodi na poduzimanje konstruktivnih mjera koje bi rezultirale smanjenjem količine seizmičke energije koja se unosi u konstrukciju i to apsorpcijom većeg dijela energije ugradnjom posebnih prigušivača. Uglavnom se to svodi na primjenu elastomernih ležajeva koji u isto vrijeme imaju i dostatnu čvrstoću i dostatno veliku deformabilnost (odgovaraju dijagramu za duktilno ponašanje na slici 3.21.). Oni se obično ugrađuju ispod temelja s ciljem da se omogući veći pomak konstrukcije u potresu bez nužnog deformiranja nosive konstrukcije kako je prikazano na slikama 3.24. i 3.25.



Slika 3.24. *Izgled elastomernih ležajeva prije izvedbe temeljne konstrukcije građevine*



Slika 3.25. *Primjeri načina ugradnje elastomernih ležajeva na mostu i zgradama i njhov učinak na ponašanje građevina*

U novije se vrijeme osim elastomernih ležajeva sve više rabe pneumatski uređaji slični amortizerima u automobilima, koji se ugrađuju umjesto kritičnih elemenata na konstrukciji s ciljem povećanja duktilnosti kritičnih elemenata u konstrukciji. Na slici 3.26. vidljiva je ugradnja takvih elemenata na mjestu čeličnih dijagonala kao najkritičnijih elemenata čelične konstrukcije u potresu. Princip rada sličan je kao kod prigušivača pokazanih kod opterećenja vjetrom.



Slika 3.26. *Izgled ugradnje prigušivača u vidu amortizera na mjestu dijagonala čelične konstrukcije*

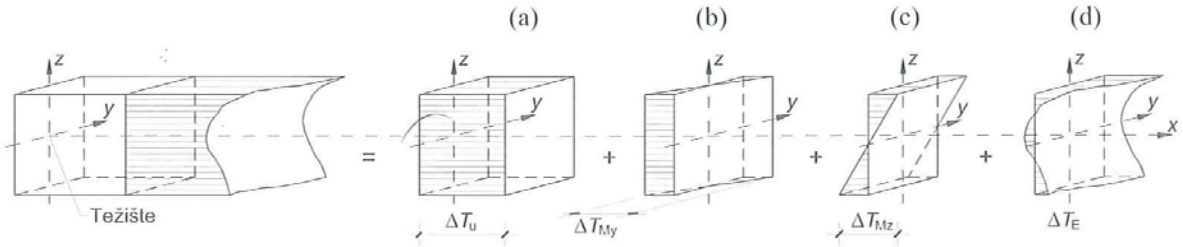
3.6. Toplinsko djelovanje i utjecaj skupljanja betona

Toplinska su djelovanja promjenljiva slobodna djelovanja i u proračunu se uzimaju kao neizravna djelovanja. Raspodjela temperature po presjeku na svakom elementu dovodi do njegova deformiranja, 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 djelovanja ovisna je o klimatskim uvjetima (dnevne i sezonske promjene temperature u zraku, sunčano zračenje), položaju građevine, njezinoj sveukupnoj masi, završnoj obradi (obloge), a kod zgrada i o grijanju, provjetravanju i toplinskoj izolaciji. Reprezentativne vrijednosti toplinskih djelovanja procjenjuju se na osnovi jednolike temperaturne promjene ΔT_u i obuhvaćaju temperaturne oscilacije od pretpostavljene temperature pri izvedbi konstrukcije. Promjena temperature izaziva promjenu dimenzija konstrukcije i odgovarajuće sile uslijed spriječenosti pomaka.

Raspodjela temperature između pojedinih konstrukcijskih elemenata može se raščlaniti u četiri osnovne komponente, a to su sljedeće:

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



Slika 3.27. *Komponente raspodjele temperature u elementu (HRN EN 1991-1-5)*

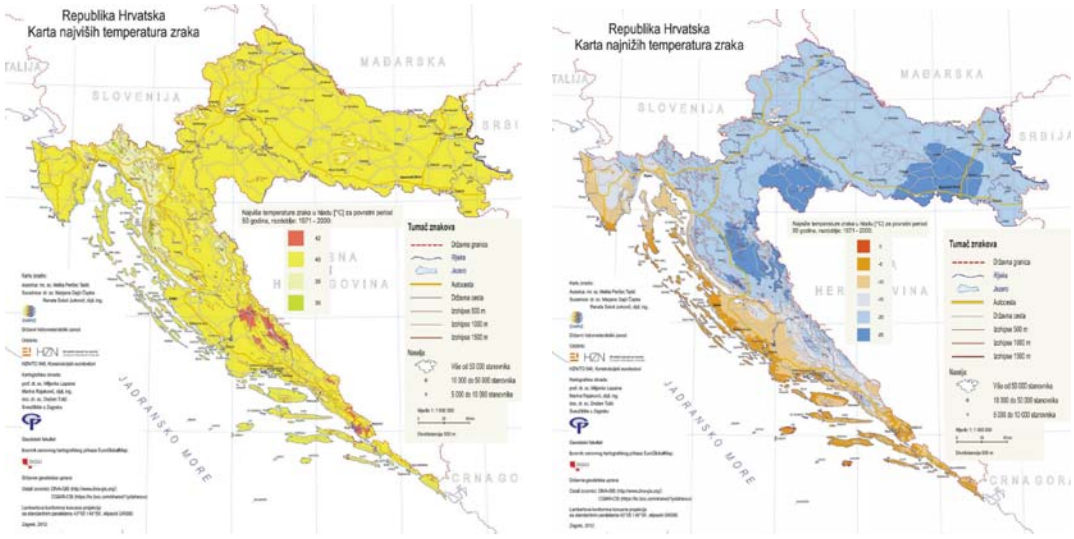
Ovo daje samo uravnotežena naprezanja koja ne daju reznu silu na elemente. Deformacije i naprezanja, što iz njih proistječu, ovisna su o geometriji i rubnim uvjetima promatranog elementa te fizikalnim svojstvima uporabljenog materijala.

Hrvatska (europska) norma HRN EN 1991-1-5 obrađuje 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
- ponašanje konstrukcije i njezine 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 EN 1991-1-5 sadrži zemljovide Hrvatske s pripadnim najvišim i najnižim temperaturama zraka u ovisnosti o nadmorskoj visini (slika 3.28.).



Slika 3.28. *Karta najviših (lijevo) i najnižih (desno) temperatura zraka Republike Hrvatske*

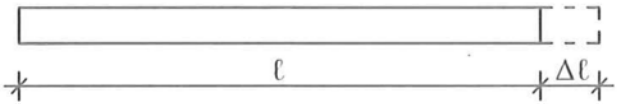
Prema kartama prikazanima na slici 3.28. za prostor Hrvatske pojednostavljeno se može uzeti da su najviše temperature zraka u hladu T_{max} = +40 °C i najniže temperature zraka u hladu T_{min} = -25 °C, osim za jadranske otoke i priobalni pojas gdje je T_{min} = -10 °C.

Općenito je u oblikovanju i proračunu nosivih konstrukcija zgrada od svih komponenti temperature u elementima najvažnija jednolika komponenta temperature $\boldsymbol{\Delta T_u}$ koja se određuje kao $\boldsymbol{\Delta T_u = T - T_0}$, gdje je T – prosječna temperatura zime ili ljeta, a može se uzeti kao prosjek unutarnje i vanjske temperature okoliša; T_0 – početna temperatura u trenutku kada je element izveden, odnosno kada mu je ograničeno deformiranje.

Jednolika promjena temperature u elementu rezultira promjenom duljine elementa. Promjena duljine od temperature (slika 3.29.) definira se izrazom za relativnu deformaciju $\boldsymbol{\varepsilon}$:

$$\varepsilon = \Delta\ell / \ell = \alpha_T \cdot \Delta T_u \qquad (3.17.)$$

gdje je $\Delta\ell$ – promjena duljine elementa; ℓ – prvotna duljina elementa; α_T – temperaturni koeficijent za beton i čelik koji iznosi $10 \cdot 10^{-6}$ °K^{-1}; ΔT_u – jednolika promjena temperature u °K.



Slika 3.29. *Promjena duljine elementa od temperaturne promjene (pr. povećanja temperature)*

Djelovanje temperaturnih promjena i njihov učinak može se jednostavno opisati primjerom armiranobetonske grede duljine ℓ= 50 m izložene promjeni temperature od 30 °K. Relativna deformacija iznosi: $\varepsilon = \alpha_T \cdot \Delta T_u = 10 \cdot 10^{-6} \cdot 30 = 3 \cdot 10^{-4}$. To znači da u slučaju slobodnog deformiranja grede zadane duljine promjena duljine iznosi: $\Delta\ell = \ell \cdot \varepsilon = 50000 \cdot 3 \cdot 10^{-4} = 15$ mm . To je vrijednost koja je osnova za projektiranje radnih reški i njihove širine.

U slučaju spriječene deformacije grede, u njoj nastaju normalna naprezanja prema poznatom izrazu:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \qquad (3.18.)$$

gdje je σ – normalno naprezanje u elementu uslijed spriječenog deformiranja; E – modul elastičnosti materijala grede koji za beton iznosi $E \approx 30\,000$ MPa, a za čelik $E = 200\,000$ MPa; ε – relativna deformacija.

Stoga naprezanja u pojedinim materijalima armiranobetonske grede iznose:

- za beton: $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon \approx 30000 \cdot 3 \cdot 10^{-4} \approx 9{,}0$ MPa (ili N/mm^2)
- za čelik: $\sigma_s = E_c \cdot \varepsilon \approx 200000 \cdot 3 \cdot 10^{-4} \approx 60{,}0$ MPa (ili N/mm^2) .

Ako se pogledaju naprezanja u betonu, ona su reda veličine očekivanih naprezanja od ukupnog opterećenja na konstrukciju. U slučaju da je promjena temperature negativna, tj. da je spriječeno skraćenje elementa, tada bi se u betonu pojavila vlačna naprezanja koja su znatno veća od vlačne čvrstoće betona što bi rezultiralo jakim raspucavanjem betona.

Za čelik je dobivena vrijednost naprezanja znatno manja od vlačne i tlačne čvrstoće samog čelika, ali još uvijek je značajna i iznosi oko 30% najvećih naprezanja koja se očekuju u armaturi u uporabi armiranobetonske konstrukcije.

Skupljanje betona fenomen je prisutan kod betona koji rezultira smanjenjem volumena betona uslijed procesa stvrdnjavanja i gubitka vode iz betona. U pravilu armiranobetonski je element uslijed skupljanja izložen skraćenju. Vrijednosti ukupnih vrijednosti relativnih deformacija skupljanja prikazane su u 4. poglavlju. U pravilu ukupna relativna deformacija skupljanja betona $\boldsymbol{\varepsilon_{cs}}$ iznosi oko 0,28 – 0,60 ‰, što

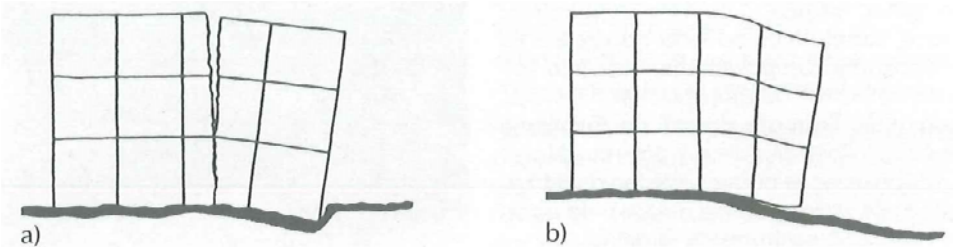
odgovara padu temperature u elementu u iznosu od 28 do 60 °K. Učinak skupljanja sličan je promjeni temperature koja je razmatrana na primjeru armiranobetonske grede duljine $\ell = 50$ m.

Djelovanja promjene temperature i skupljanja betona izrazito su važna i prilikom projektiranja svakako ih je potrebno uzeti u obzir. Uvijek je to poželjno obuhvatiti predviđanjem dilatacijskih reški i omogućavanja slobodnog rada elementa nosive konstrukcije, a u slučaju da to nije moguće, potrebno ih je uzeti u obzir odgovarajućim proračunom i dimenzioniranjem.

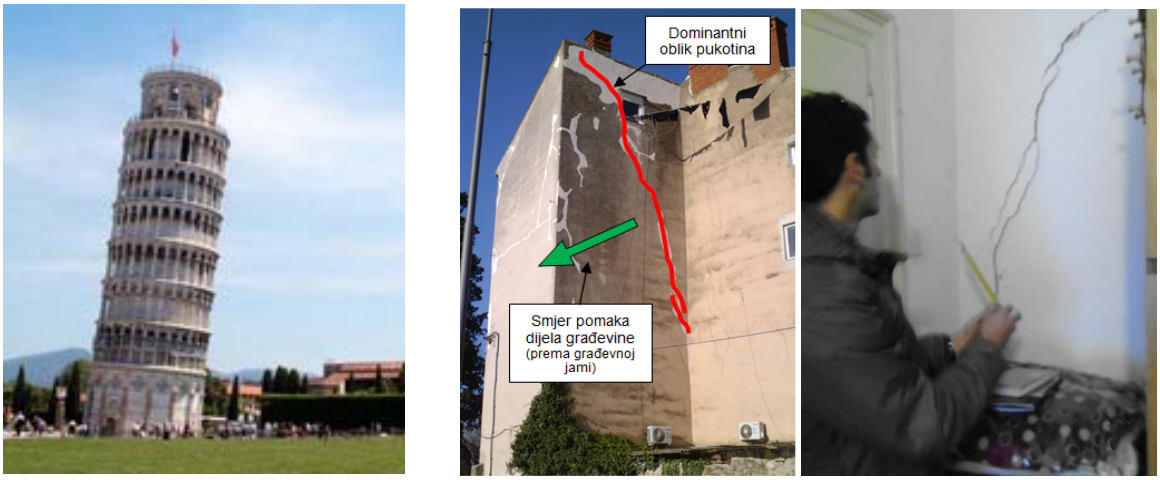
3.7. Slijeganje temeljnog tla

Slijeganje temeljnog tla pod opterećenjem građevine može biti jednoliko ili nejednoliko. Jednoliko slijeganje može izazvati probleme samo kod velikih iznosa slijeganja i to isključivo uporabne naravi na način da dolazi do spuštanja ulaznih vrata, promjene nagiba odvodnje i oštećenja infrastrukturnih instalacija kao što su cijevi kanalizacije i sl. Velika jednolika slijeganja rijetke su pojave i povezana su isključivo s gradnjom u slabom građevnom tlu.

Nejednoliko slijeganje (slika 3.30.) češća je pojava koja može uzrokovati ozbiljnije probleme na konstrukciji. Takva slijeganja mogu izazvati naginjanje nosive konstrukcije i cijele građevine te dodatna naprezanja u konstrukciji koja mogu rezultirati oštećenjem ili čak i slomom pojedinih konstrukcijskih elementa (slika 3.31.).



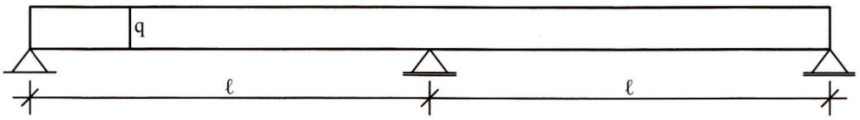
Slika 3.30. *Učinci nejednolikog slijeganja temeljnog tla: a) slom konstrukcijskih elemenata, b) dodatno naprezanje u konstrukciji [1]*



Slika 3.31. *Fotografije oštećenja uslijed nejednolikog slijeganja temeljnog tla: lijevo - naginjanje građevine, desno – puktine na građevini uslijed dodanih naprezanja*

Utjecaj nejednolikog slijeganja na konstrukcijski element može se jasno vidjeti iz analize unutarnjih sila (momenta savijanja) kontinuiranog nosača preko dvaju raspona (slika 3.32.). Ako je takav nosač opterećen jedolikim kontinuiranim opterećenjem $\boldsymbol{q}$, tada najveći moment savijanja u polju iznosi $M_{\text{polje}} = 0{,}09 \cdot q \cdot l^2$. U slučaju da dođe do značajnog slijeganja srednjeg oslonca, greda će biti oslonjena na krajnja dva oslonca i ponašat će se kao prosta greda na dvostruko većem rasponu te će u tom slučaju

moment savijanja u polju iznositi $M_{polje} = 0{,}50 \cdot q \cdot l^2$. Pogleda li se povećanje momenta, više je od pet puta, a što je još gore, to je sad maksimalni moment savijanja u polju u slučaju popuštanja oslonca na mjestu gdje je do tog trenutka maksimalni moment iznad ležaja kada su sva tri oslonca.



Slika 3.32. *Kontinuirani nosač preko dvaju raspona*

Premda se radi o ekstremnoj situaciji, može se vidjeti koliki je utjecaj nejednolikog slijeganja na konstrukcijske elemente te da vrlo lako može dovesti do sloma konstrukcijskog elementa i velikih oštećenja kako je prikazano na slici 3.33.



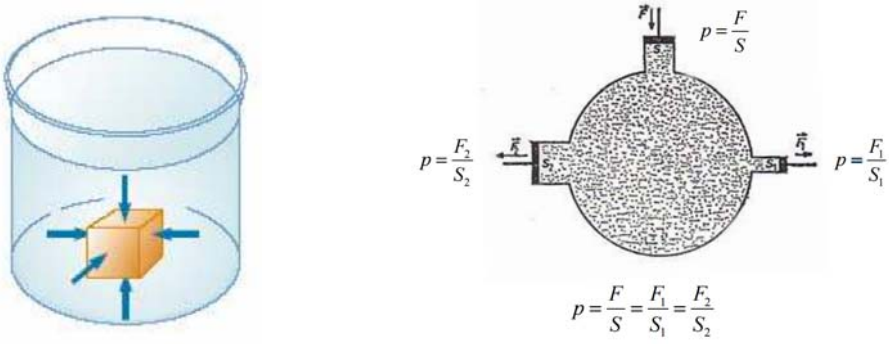
Slika 3.33. *Željeznički most kod Mićevca nakon slijeganja potpornog stupa 2009.g. (izvor: Wikipedia)*

Nejednoliko slijeganje svakako treba uzeti u obzir prilikom projektiranja i to posebno kod statički neodređenih konstrukcija jer je kod njih utjecaj nejednolikog slijeganja znatno veći nego kod statički određenih sustava. Stoga je izrazito važno prilikom projektiranja imati podatke o tlu i njegovim slijeganjima, koji se dobiju istražnim radovima u tlu te izradom geotehničkog elaborata. U geotehničkom elaboratu daju se podaci o dopuštenom opterećenju na temeljno tlo te veličine očekivanih slijeganja, bilo jednolikih ili nejednolikih. Stoga je važno da geotehnički elaborat bude na raspolaganju prilikom izrade idejnog rješenja i projekta, a ne da se radi naknadno jer to može znatno poremetiti tijek projektiranja i izvedbe, bilo da rezultira značajnijim izmjenama rješenja nosive konstrukcije ili da se utvrdi da je potrebno odustati od izvedbe građevine na odabranoj lokaciji.

3.8. Tlak tekućine (vode)

Mirne tekućine ne raspolažu ni kohezijom ni unutarnjim trenjem i vrše podjednak tlak na sve strane (*Pascalov zakon*) kako je prikazano na slici 3.34.

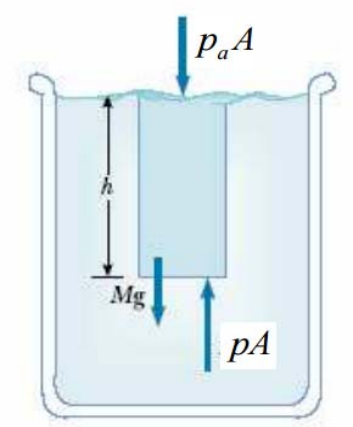
$$p = \frac{F}{S}$$



Slika 3.34. *Tlak tekućine jednak je u svim smjerovima*

Tlak tekućine, p, tlak je uzrokovan težinom samog fluida kako je prikazano na slici i može se opisati izrazom (3.19.):

$$p = p_a + \rho \cdot g \cdot h \qquad (3.19.)$$



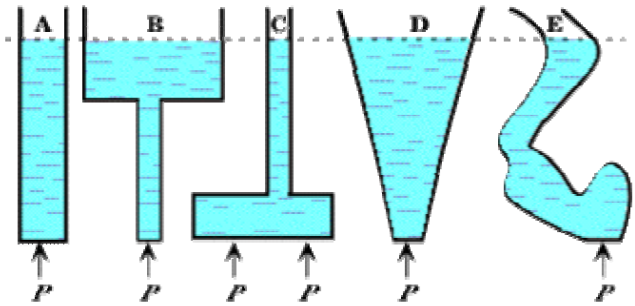
Slika 3.35. *Hidrostatski tlak*

gdje je p – tlak tekućine na dubini h; p_a – atmosferski tlak na površini tekućine; ρ – gustoća tekućine u kg/m^3; g – gravitacijsko ubrzanje (ubrzanje zemljine sile teže); h – visina vodenog stupca ili dubina na kojoj se određuje tlak tekućine.

Kod proračuna građevina zanemaruje se atmosferski tlak jer se sve veličine, na koje se građevina proračunava, određuju u uvjetima prisutnosti atmosferskog tlaka. Osim toga, tlak tekućine u pravilu se prikazuje u ovisnosti o zapreminskoj težini tekućine, γ, u skladu s izrazom:

$$p = \gamma \cdot h \qquad (3.20.)$$

Pri proračunu je važno imati u vidu tzv. *hidrostatski paradoks*, tj. činjenicu da vrijednost tlaka tekućine ne ovisi o količini tekućine koja je iznad, nego samo o visini vodenog stupca iznad, što se vidi na slici 3.36., gdje je za sve situacije prikazane na slici tlak na dnu posude uvijek isti.



Slika 3.35. *Hidrostatski paradoks – tlak tekućine na dnu je posude isti neovisno o njezinu izgledu*

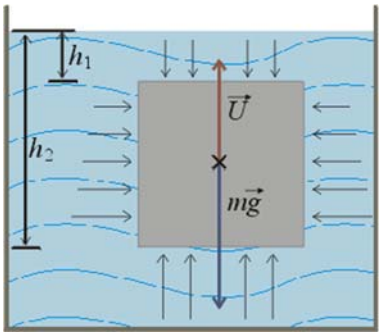
Opterećenje tekućinom zajedno s vlastitom težinom jedina su opterećenja koja se mogu točno predvidjeti. Dakle, tlak tekućine (hidrostatski tlak) na nekoj dubini izračunat prema izrazu (3.20.) sigurno je toliki i ne postoji vjerojatnost da može biti manji ili veći.

U uobičajenim konstrukcijama kod zgrada tlak tekućine se uglavnom odnosi na tak vode, a rijetko na tlak neke druge tekućine. Tlak vode pojavljuje se na vanjskim zidovima i temeljnoj plohi podrumske etaže kod građevina koje se izvode u tlima s visokom razinom podzemne vode, zatim na dnu i stranicama bazena, no neplanirano se može pojaviti i na krovovima (posebno kod ravnih krovova) u slučaju da je došlo do poremećaja u odvodnji krovnih voda. Prema izrazu (3.20.) za 10 cm sloja vode zapreminske težine vode γ_w = 10 kN/m^3, površinsko opterećenje (tlak) iznosi p_w = 1,00 kN/m^2 što je znatno opterećenje vode (jednako opterećenju snijegom), a u slučaju još većih slojeva vode, može dovesti i do oštećenja konstrukcije.

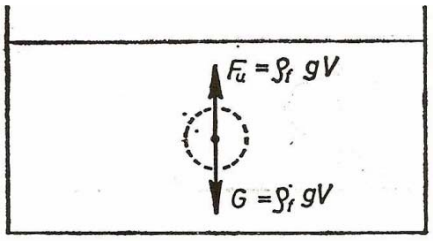
Također, kod podzemnih građevina kao što su zasunske komore, crpne stanice, septičke jame i sl., koje se izvode na području s visokom razinom podzemne vode, pojavljuje se problem uzgona koji treba uzeti u obzir. Uzgon vode sila je kojom tekućina (najčešće voda) djeluje na uronjeno fizikalno tijelo (u našem slučaju na građevinu) suprotno smjeru gravitacije. Radi se o svima poznatom *Arhimedovu zakonu* da je tijelo uronjeno u tekućinu lakše za težinu istisnute vode, tj. za silu uzgona koja iznosi:

$$F_u \text{ ili } U = \rho \cdot g \cdot V = \gamma \cdot V \qquad (3.21.)$$

gdje je V – zapremina uronjenog tijela u tekućinu (u pravilu zapremina podzemne građevine u vodi).



Tekućina istiskuje uronjeno tijelo silom koja je jednaka težini tekućine koju tijelo istisne vlastitom zapreminom.



Slika 3.35. *Sila uzgona – Arhimedov zakon*

Uzgon može prouzrokovati dosta nezgodnu situaciju u slučaju da je građevina u cijelosti uronjena u podzemnu vodu, kao npr. spremnik za gorivo na benzinskim crpkama. Spremnik za gorivo je redovito skoro pun, međutim, postoje situacije kod čišćenja ili promjene derivata u spremniku kada se mora isprazniti u potpunosti. Ako je u tom slučaju nivo podzemne vode visok, lako može dovesti do isplivavanja spremnika na površinu. Premda na prvi pogled izgleda nestvarno, to je česta pojava koja se događala pri izvedbi. Stoga kod takvih građevina treba provjeriti da težina same konstrukcije bez uporabne težine od tekućine ili opreme bude veća od sile uzgona. Iz tog se razloga spremnici ukapaju dublje u tlo s dodatnim betonskim bazenima koji ujedno služe kao tankvane, a koji su ispunjeni pijeskom i drugim materijalom kako bi se postiglo da vlastita težina praznog spremnika bude veća od uzgona.

Led ima manju zapreminsku težinu od vode i zato pluta po njoj. Stoga voda kod prelaska iz tekućeg u kruto agregatno stanje, tj. u slučaju smrzavanja, povećava svoju zapreminu. U slučaju da je tijekom procesa smrzavanja voda okružena čvrstim tijelima koja joj onemogućuju širenje, zbog potrebe za povećanjem zapremine led može uzrokovati tlak na ta čvrsta tijela veći od 100 N/mm^2. O tome treba voditi računa prilikom smještaja cijevi u betonske presjeke da u slučaju smrzavanja ne bi došlo do prevelikog pritiska na beton i razaranja betonskog elementa.

U kohezivnim tlima, kao što su glina, prah i sl., prilikom dugotrajnog smrzavanja nastaju leće od leda od vode u tlu s odgovarajućim povećanjem zapremine, koje mogu uzrokovati podizanje betonskih temelja i ploča kao na slici 3.36. To redovito dovodi do nastanka pukotina na zidovima i temeljima. Drugi je problem što nakon otapanja leda u tlu dolazi do slijeganja temelja i same građevine i novih oštećenja. Stoga kod temeljenja treba voditi računa o tome da je dubina temeljenja veća od dubine smrzavanja. Za kontinentalni dio ona iznosi oko 80 cm pa se temelji u pravilu nikada ne rade manje dubine.



Slika 3.36. *Oštećenja na građevinama uslijed odizanja zbog smrzavanja tla*

Kod djelovanja vode treba biti siguran da je djelovanje vode, koje je prethodno opisano, zajedno sa svim izrazima zaista toliko i ne postoji mogućnost da bude manje. Također, ako postoji i 1% vjerojatnosti za nekim djelovanjem vode, sigurno će se barem jednom to djelovanje i ostvariti u životnom vijeku građevine.

3.9. *Djelovanje potiska tla (bočni tlak tla)*

Potisak tla na neku plohu (npr. površinu vertikalnog zida podruma) ovisi o svojstvima tog tla:

- prostornoj težini tla (γ_s)
- kutu unutarnjeg trenja (ϕ), a to je kut koji s horizontalnom podlogom zatvara površina hrpe dotičnog materijala – za šljunak veći nego za pijesak, a za vodu 0
- koheziji tla (c) koja je važna za glinu, prahove i sl., gdje se zbog toga može učiniti i vertikalni iskop.

Općeniti je izraz za određivanje bočnog potiska tla ne neku vertikalnu plohu konstrukcije:

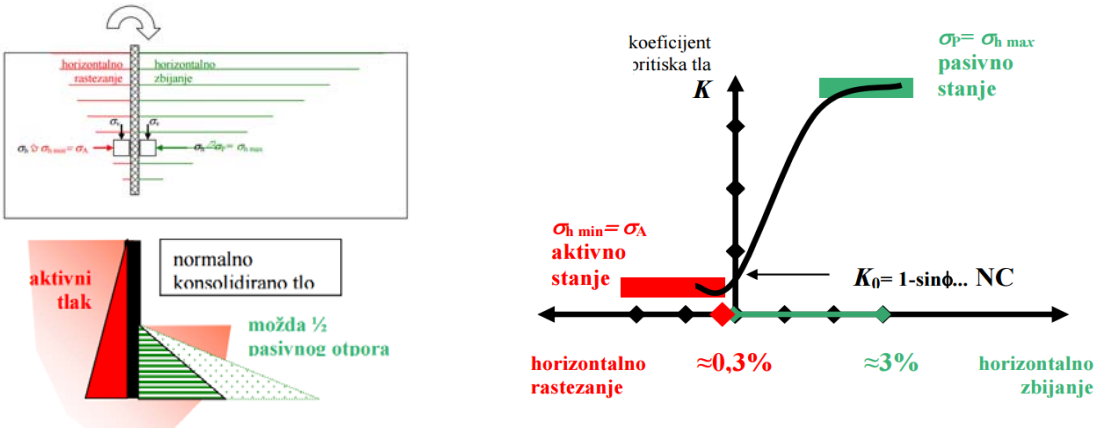
$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \qquad (3.22.)$$

gdje je σ_h – horizontalno naprezanje u tlu na nekoj dubini koje odgovara bočnom potisku na vertikalni zid konstrukcije; σ_v – vertikalno tlačno naprezanje u tlu na nekoj dubini; K – koeficijent potiska tla koji ovisi o samim svojstvima tla i svojstvima same konstrukcije, tj. o tome kakvi se pomaci plohe konstrukcije očekuju: pozitivni (u smjeru sile potiska) ili negativni (slika 3.37.).

Vertikalno naprezanje u tlu na nekoj dubini, σ_v, u pravilu odgovara efektivnoj težini tla ($\gamma_s \cdot h$) iznad uvećano za opterećenje tla na površini (q) te se može napisati izrazom:

$$\sigma_v = p_s = (q + \gamma_s \cdot h) \cdot K \qquad (3.23.)$$

gdje je q – plošno opterećenje na površini tla od vlastite težine i uporabnog opterećenja (u kN/m^2); γ_s – zapreminska težina tla; K – koeficijent potiska tla koji se određuje u skladu s izrazima (3.24.-26.).



Slika 3.37. *Prikaz horizontalnih naprezanja potiska tla na vertikalnu zaštitnu stijenu kod iskopa građevne jame*

Vrijednost koeficijenta tla, K, kako je rečeno, ovisi o tome kakvi se pomaci plohe vertikalnog zida očekuju. Tako se kod analize bočnog potiska tla na podrumski zid građevine, koji je u tlu, može uzeti da je zid horizontalno nepomičan. U tom slučaju horizontalna je deformacija tla spriječena i potisak tla odgovara ***stanju mirovanja***. Za stanje mirovanja koeficijent potiska tla, K, zove se koeficijent mirovanja, K_0 i za normalno konsolidirana tla određuje se preko izraza:

$$K_0 = 1 - \sin\phi \qquad (3.24.)$$

gdje je ϕ – kut unutarnjeg trenja normalno konsolidiranog tla.

Za šljunak, kojim se obično zatrpava prostor građevne jame oko vanjskih podrumskih zidova građevine, kut unutarnjeg trenja iznosi $\phi \approx 30°$, što rezultira time da je koeficijent mirovanja $K_0 = 0{,}5$. To znači da bočni potisak tla na zidove podruma odgovara iznosu od 50% vertikalnog naprezanja u tlu, tj. 50% težine nadsloja iznad i plošnog opterećenja na površini tla.

Ako uslijed potiska tla na zid dolazi do horizontalnog pomaka zida, odnosno do njegova zakretanja, time dolazi do horizontalnog rastezanja u dijelu tla (lijeva strana na dijagramu na slici 3.37.) te smanjivanja horizontalnih naprezanja i tlaka tla na stijenu, pri čemu vertikalna naprezanja ostaju jednaka. U tom slučaju imamo minimalne vrijednosti potiska tla na stijenu pri čemu tlak tla zovemo ***aktivnim tlakom***. Za ostvarenje aktivnog tlaka potrebna je horizontalna deformacija, tj. horizontalni pomak vertikalne stijene u smjeru djelovanja tlaka tla.

U normalno konsolidiranim tlima za razvoj aktivnog tlaka, tj. aktivnog stanja, potrebna je relativna horizontalna deformacija od nekoliko promila (što odgovara nekoliko milimetara pomaka za zid visine nekoliko metara). U prekonsolidiranim tlima potrebne su i znatno veće deformacije. U slučaju aktivnog tlaka, koeficijent potiska tla K, zove se koeficijent aktivnog tlaka, K_A. Radi li se o podupornoj konstrukciji vertikalne i glatke poleđine te homogenom zasipu horizontalne površine, dakle o tzv. Rankineovom aktivnom stanju, koeficijent aktivnog tlaka jest jednak:

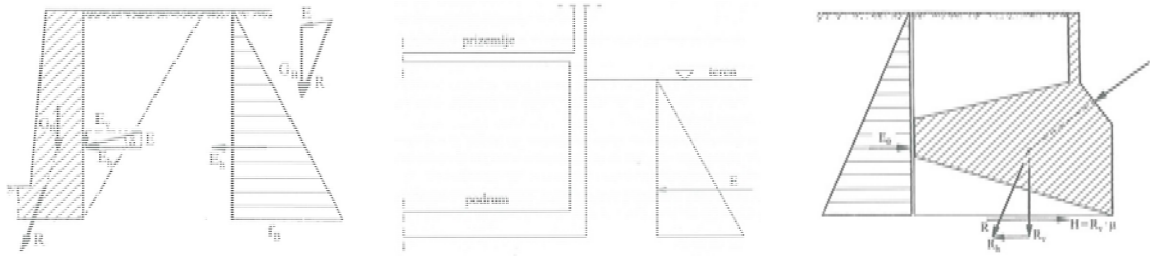
$$K_A = tg^2\left(\pi/4 - \phi/2\right) \tag{3.25.}$$

U slučaju da se zid nabija na tlo, tj. da zid doživaljava pomak uslijed vanjskog opterećenja i to prema tlu (suprotno od smjera djelovanja tlaka tla na zid), imamo maksimalne vrijednosti potiska tla pri čemu tada tlak tla zovemo ***pasivnim otporom***. U normalno konsolidiranim tlima za razvoj pasivnog otpora potrebna je relativna deformacija od nekoliko postotaka (dakle, više centimetara horizontalnog pomaka zida ili vrha zida visine nekoliko metara). Za manje deformacije treba računati i s manjim pritiscima tla. Što se tiče prekonsolidiranih tla, potrebna relativna deformacija može biti i tek nekoliko promila.

U slučaju pasivnog otpora (maksimalnog potiska tla), koeficijent potiska tla K zove se koeficijent pasivnog otpora K_P. Radi li se o podupornoj konstrukciji vertikalne i glatke poleđine te homogenom zasipu horizontalne površine, dakle o tzv. Rankineovom pasivnom stanju, koeficijent pasivnog otpora tla jest jednak:

$$K_P = tg^2\left(\pi/4 + \phi/2\right). \tag{3.26.}$$

Generalno, podzemni dijelovi zgrada, kako su nepomični, proračunavaju se na mirno stanje s koeficijentom mirovanja, K_0, koji za uobičajeni nasip iznosi oko K_0 = 0,5. Potporni se zidovi zbog zakretanja vrha zida uslijed bočnog pritiska tla proračunavaju na aktivni tlak s koeficijentom aktivnog tlaka, K_A, koji za uobičajeni nasip iznosi oko K_A = 0,33. U slučaju da imamo horizontalno upiranje temelja, kao što su temelji lučnih konstrukcija, dolazi do pasivnog otpora tla pri čemu se zbog ograničenja pomaka maksimalni otpor računa s 50% vrijednosti koeficijenta pasivnog otpora K_P, koji za uobičajeni nasip iznosi oko K_P = 3,00.



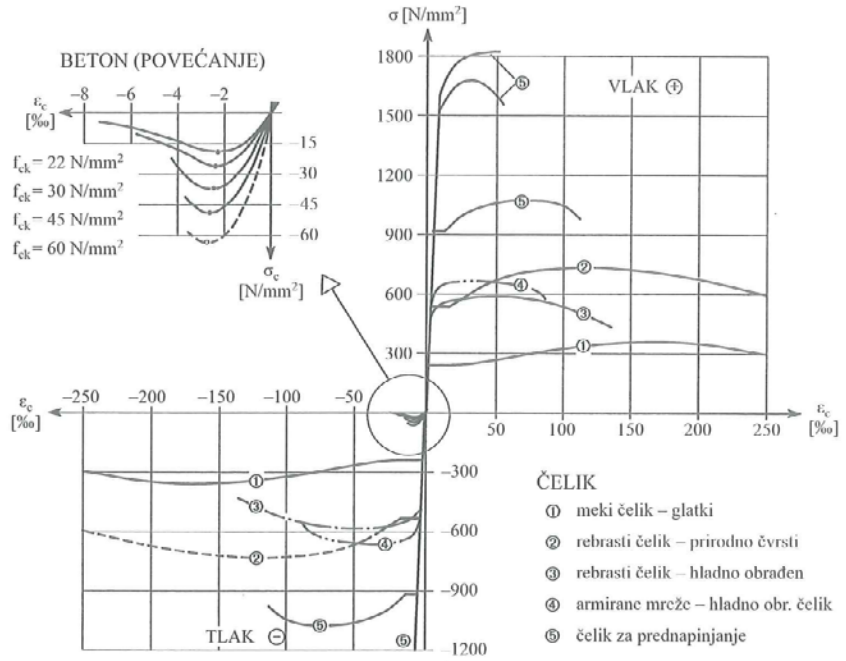
a) Aktivni tlak na potporni zid *b) Mirni tlak na podrumski zid* *c) Pasivni otpor na temelj luka*

Slika 3.38. *Uobičajene proračunske situacije potiska tla [1]*

U slučaju da u tlu postoji i podzemna voda, tlak tla računa se s reduciranom zapreminskom težinom zbog uzgona na čestice tla, ali se zbraja s hidrostatskim tlakom vode. To rezultira skoro do 50% većim horizontalnim potiskom (opterećenjem) na vertikalne konstrukcijske elemente u odnosu na situaciju da djeluje samo potisak tla bez podzemne vode.

4. Svojstva materijala betonskih konstrukcija

U ovom će se poglavlju dati kratki pregled svojstava materijala, potreban kao osnova za proračun i dimenzioniranje betonskih konstrukcija. Osnovni su materijali za izradu betonskih (armiranobetonskih i prednapetih) konstrukcija beton, čelik za armiranje i čelik za prednapinjanje. Navedeni se materijali međusobno razlikuju, ali unutar pojedinih materijala postoje razlike ovisno o razredima, koje se odnose na njihove čvrstoće (tlačne ili vlačne) i duktilnosti što se može vidjeti iz radnih (σ-ε) dijagrama na slici 4.1.



Slika 4.1. *σ – ε dijagrami materijala armiranbetonskih i prednapetih konstrukcija [1]*

4.1. 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...).

Ugrađeni svježi beton (slika 4.2.) hidratacijom cementa i očvršćivanjem prelazi u čvrsto stanje. Proces očvršćivanja traje neko vrijeme pa beton prije preuzimanja projektiranog opterećenja mora imati određenu starost. Za većinu mehaničkih svojstava mjerodavna je 28-dnevna starost betona pa se pri toj starosti u pravilu određuju i ispituju svojstva betona.



Slika 4.2. *Lijevanje i ravnanje svježeg betona te izgled stvrdnutog betona konstrukcije*

Po svojstvima je očvrsli beton kvazikrhki materijal koji ima malu vlačnu čvrstoću u odnosu na tlačnu čvrstoću te zarobljenu vodu. Stoga je pojava svojstvena betonu raspucavanje pri pojavi značajnijih vlačnih naprezanja. Osim toga, betonu je svojstvena i pojava vremenskih deformacija (puzanje i skupljanje) koje u znatnoj mjeri povećavaju dugotrajne deformacije u odnosu na kratkotrajne (kvazielastične).

Glavna svojstva betona koja se propisuju i analiziraju u projektiranju betonskih konstrukcija jesu:

- vrsta očvrslog betona
- tlačna čvrstoća
- vlačna čvrstoća
- modul elastičnosti
- temperaturni koeficijent
- skupljanje i puzanje
- otpornost na smrzavanje
- ostala trajnosna svojstva (vodoneporpusnost, tvrdoća i sl.).

4.1.1. Vrste betona

Prema gustoći se očvrsli beton dijeli na sljedeće:

- obični beton → $\rho = 2000 – 2800$ kg/m^3
- laki beton → $\rho < 2000$ kg/m^3
- teški beton → $\rho > 2800$ kg/m^3.

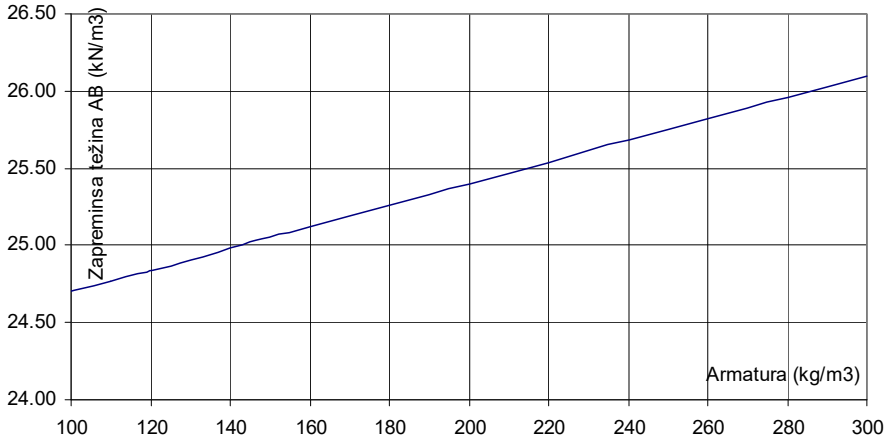
Gustoća pojedine vrste betona ovisi uglavnom o gustoći agregata, tj. punila koje se rabi za izradu betona i količini uvučenog zraka u strukturi betona koja se postiže specijalnom proizvodnjom. Izgled struktura pojedinih vrsta betona prikazana je na slici 4.3.



a) Laki beton (beton od EPS-a) *b) Obični beton (riječni agregat)* *c) Teški beton (beton od magnetita)*

Slika 4.3 *Izgled strukture pojedine vrste betona*

Obični beton najraširenija je vrsta betona i uglavnom se sve nosive betonske konstrukcije rade od njega. Takav beton radi se od prirodnog agregata koji je ujedno i najjeftinija sirovina u betonu. Prirodni agregat dobiva se iz vučenog nanosa (formiran procesima erozije raznih vrsta stijena) i/ili drobljenjem iz velikih komada prirodnih stijena. Svojstva agregata zavise o svojstvima izvorne stijene i o postupku usitnjavanja. U analizama i proračunima betonskih konstrukcija od običnog betona uzima se da gustoća nearmiranog betona iznosi $\rho = 2400$ kg/m^3, a armiranog (beton +armatura) $\rho = 2500$ kg/m^3. Zbog jednostavnosti u proračunu se umjesto gustoće betona obično upotrebljava pojam ***zapreminska težina betona*** koja sukladno prethodno navedenim gustoćama iznosi: γ_c **= 24 kN/m^3 za nearmirani beton** i γ_c **= 25 kN/m^3 za armirani beton (beton+armatura)**. Zapreminska težina armiranog betona ovisi o količini armature. Neki elementi mogu imati veliki postotak armiranja uzdužnom i poprečnom čeličnom armaturom, a time i veću zapreminsku težinu što se vidi na slici 4.4.



Slika 4.4. *Utjecaj količine armature na zapreminsku težinu armiranog betona*

Količina čelične armature u pojedinim konstrukcijskim elementima u zgradarstvu uglavnom iznosi:

- za trakaste temelje i temeljne stope ≈ 60-80 kg/m^3 betona
- za stropne ploče ≈ 80-100 kg/m^3 betona
- za zidove ≈ 100-120 kg/m^3 betona
- za temeljnu ploču ≈ 80-110 kg/m^3 betona
- za stupove i grede ≈ 120-140 kg/m^3 betona.

Generalno gledano, količina armature nosivih armiranobetonskih konstrukcija u zgradarstvu iznosi 100 - 110 kg/m^3 betona. Ako se pogleda dijagram na slici 4.4., za konstrukcijske elemente s količinom armature manjom od 145 kg/m^3 zapreminska težina armiranog betona manja je od γ_c = 25 kN/m^3, što je u skladu s količinom čelične armature u konstrukcijskim elementima u zgradarstvu.

Laki betoni podijeljeni su na sljedeće: lakoagregatne betone, betone od jednakozrnatog agregata i ćelijaste betone. Smanjenje gustoće uvijek se postiže stvaranjem pora u agregatu ili stvaranjem međuprostora između krupnih zrna agregata ili porama u cementnoj pasti. Razumljivo je da se stvaranjem pora u betonu smanjuju njegova svojstva u pogledu čvrstoće i otpornosti na abraziju u odnosu na obični beton. Međutim, laki betoni imaju druge prednosti u odnosu na obični beton kao što su bolja izolacijsko-toplinska i zvučna svojstva, poroznost i manja zapreminska težina. Proizvodnja je također nešto skuplja i općenito proizvodnja i ugradnja zahtjevaju nešto veći angažman kako bi se postigla tražena svojstva.

U zgradarstvu se najviše rabe lakoagregatni betoni koji se dobiju na bazi cementa, vode, lakih agregata i eventualno aditiva. Ovi agregati mogu biti neorganskog (plovućac, perlit, vermikulit, drobljena opeka, keramzit i sl.) ili organskog porijekla (drvena strugotina, drvena vuna, EPS i sl).

Lakoagregatni betoni upotrebljavaju se za izradu raznih ploča i blokova, pokrovnih elemenata, podloga za podove, završnih slojeva podova, ali i konstrukcijskih elemenata. Područje primjene lakih betona ovisi o njihovoj gustoći. Laki betoni gustoće ρ < 800 kg/m^3 rabe se kao termoizolacijski elementi, dok se za konstrukcijske elemente mogu rabiti laki betoni gustoće ρ < 1400 kg/m^3.

Laki betoni od jednozrnatog agregata dobivaju se izostavljanjem sitnijih zrna agregata i uporabom praktično jedne frakcije nominalno iste veličine zrna. Ovi su betoni zbog poraste strukture otporni na smrzavanje jer gotov da nemaju kapilarnih pora. Osim toga, ovakav beton dobro apsorbira zvuk pa se rabi kod oblaganja prostorija gdje su presudni uvjeti u pogledu akustike.

Najpoznatiji su ćelijasti betoni plinobetoni i pjenobetoni. Nastaju specijalnom proizvodnjom od cementa, vapna, letećeg pepela i kvarcnog pjeska na način da se pri visokim temperaturama aktiviraju i ubrzaju pucolanske reakcije letećeg pepela i kvarcnog pjeska uz istovremeno dodavanje posebnih dodataka koji izazivaju ekspanziju plina i stvaraju ćelijastu strukturu. Najpoznatiji su u zgradarstvu Ytong i Siporex, koji se upotrebljavaju kao izolacijski, ali i kao konstrukcijski elementi.



a) *pokrovni elementi (crijep)*



b) *zidovi zaštite od buke*



c) *zvučna obloga vanjskih klima uređaja*



d) *u željeznici*

Slika 4.5. *Primjeri primjene lakih betona*

Velika zapreminska masa teških betona ostvaruje se upotrebom teških agregata, kao što su barit, rude željeza (magnetit, hematit i limonit), strugotine ili specijalno izrađene kuglice od željeza i čelika. Da bi se poboljšala zaština svojstva teških betona, dodaju im se spojevi bora ili litija. Čvrstoće teških betona nisu visoke, čvrstoća na tlak ne prelazi 40 MPa, dok se vlačne čvrstoće kreću 1 – 3 MPa. Razlog je u tome što je čvrstoća cementnog kamena (paste) znatno niža od čvrstoće teškog agregata tako da linija sloma ide kroz cementni kamen i zaobilazi zrna agregata.

Teški se betoni upotrebljavaju za zaštitu od zračenja u nuklearnim elektranama, zaštitu od zračenja u bolnicama (rentgenske dvorane, kobaltne bombe i sl.), temelje teških strojeva te kao balast za stabilizaciju brodova.

Budući da se nosive betonske konstrukcije uglavnom rade od običnog betona, u sljedećim će se poglavljima detaljnije obraditi samo svojstva običnog betona.

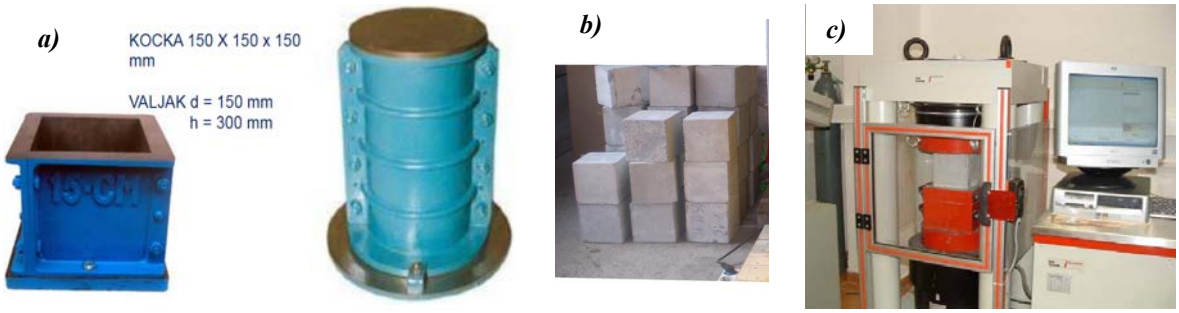
4.1.2. Tlačna čvrstoća

Općenito tlačna je čvrstoća (f_c) otpor kojim se materijal suprotstavlja razaranju na jedinicu površine (otpor drobljenju) i uobičajena je mjerna jedinica za tlačnu čvrstoću **MPa** (megapascal) ili **N/mm^2**. Tlačna čvrstoća betona glavni je čimbenik procjene kvalitete očvrslog betona i gotovo su sva svojstva betona u nekoj korelaciji s tlačnom čvrstoćom. Na tlačnu čvrstoću betona utječu:

- vrsta i čvrstoća cementa
- svojstva agregata (tekstura, tip loma, tlačna čvrstoća agregata i dr.)
- vodocementni faktor
- način ugradnje
- utjecaj aditiva
- način njege betona
- starost betona.

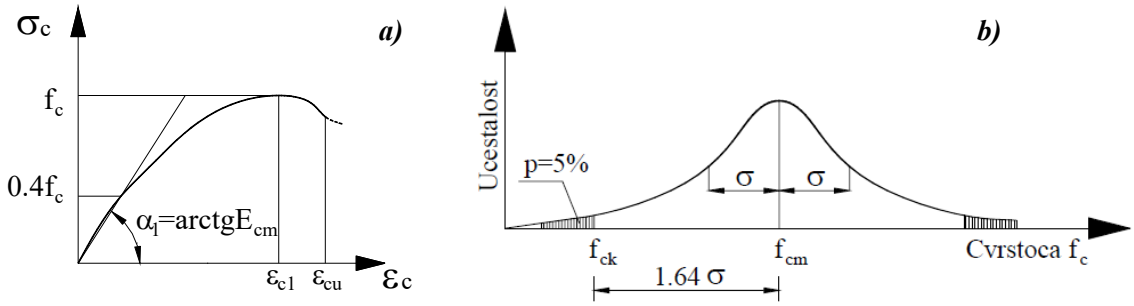
Tlačna čvrstoća betona mjeri se drobljenjem normiranih uzoraka (kocki ili valjaka) na točno normiran način. Izražava se ***razredom (klasom) tlačne čvrstoće betona*** definirane kao karakteristična čvrstoća betona, f_{ck}, starosti 28 dana. Sva pravila i formule za konstruiranje i dimenzioniranje zasnivaju se na karakterističnoj čvrstoći dobivenoj preko valjaka promjera 150 mm i visine 300 mm koja se označava s $f_{ck,cyl}$ ili skraćeno f_{ck}. Međutim, kako su uzorci za ispitivanje čvrstoće betona oblika valjka dimenzija 150/300 mm dosta teški za pripremu i prijenos, često se određivanje tlačne čvrstoće provodi na uzorcima kocke dimenzija 150/150/150 mm te čvrstoća određena na kocki ima oznaku $f_{ck,cube}$.

Karakteristična tlačna čvrstoća (razred betona) određuje se na osnovi računa vjerojatnosti i statistike korištenjem rezultata ispitivanja probnih uzoraka u obliku valjka dimenzija 150/300 mm ili kocke dimenzija 150/150/150 mm, starih 28 dana (Vidi sliku 4.6.).



Slika 4.6. *a) Izgled kalupa za pripremu uzoraka betona za ispitivanje tlačne čvrstoće, b) Izgled kocki za ispitivanje i c) Izgled uređaja (preše) za ispitivanje tlačne čvrstoće*

Za pojedini uzorak tijekom ispitivanja se dobije radni (σ - ε) dijagram uzorka betona (slika 4.7.-*a*) pri čemu najveće tlačno naprezanje odgovara tlačnoj čvrstoći uzorka, f_c.

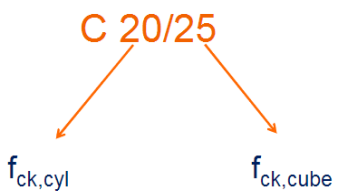


Slika 4.7. *a) radni dijagram ispitivanja uzorka betona, b) Gaussova (lognormalna) krivulja raspodjele ispitivanja tlačne čvrstoće betona*

U pravilu statistička raspodjela rezultata ispitivanja tlačne čvrstoće slijedi lognormalnu (Gaussovu) krivulju (slika 4.7.-*b*). Pri tome se zahtijeva da najmanje 95% svih rezultata pokaže čvrstoću veću ili jednaku propisanom razredu betona, odnosno da najviše 5% rezultata može biti manje čvrstoće od određene klase betona (5% fraktila). Radi jednostavnosti kod ispitivanja je najjednostavnije odrediti srednju vrijednost tlačne čvrstoće, f_{cm}, svih postignutih uzoraka, a približna korelacija za manji broj uzoraka između srednje tlačne čvrstoće, f_{cm}, i karakteritične tlačne čvrstoće, f_{ck}, dana je izrazom:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \ (\mathrm{N/mm^2}). \qquad (4.1.)$$

Razredi tlačne čvrstoće betona definirani su oznakom, npr. **C 20/25** gdje slovo C označava razred, a prva brojka (20) karakteritična je tlačna čvrstoća određena na valjku dimenzija 150/300 mm ($f_{ck,cyl}$), a druga je brojka (25) odgovarajuća tlačna čvrstoća određena na kocki brida 150 mm ($f_{ck,cube}$). U tablici 4.1. dani su uobičajeni razredi betona koji se rabi u zgradarstvu.

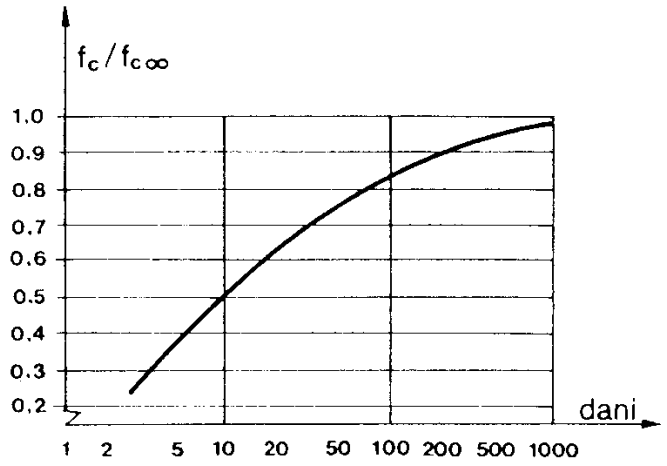


Slika 4.8. *Razred tlačne čvrstoće betona*

Tablica 4.1. *Razredi betona i vrijednosti tlačnih čvrstoća u* N/mm^2

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

Budući da beton nastaje očvršćavanjem svježeg betona, njegova tlačna čvrstoća ovisi o starosti betona. Na slici 4.9. dan je prikaz promjene čvrstoće betona starenjem pri čemu $f_{c\infty}$ predstavlja konačnu tlačnu čvrstoću betona.



Slika 4.9. *Promjena čvrstoće betona starenjem*

Ispitivanja se mogu provoditi i na uzorcima različitih starosti betona (različito od 28 dana) i dimenzija. U praksi se često događaju situacije da se ispitivanje betona provodi npr. nakon 3 ili 7 dana s ciljem da se procijeni razred ugrađenog betona u slučaju brze gradnje kako se ne bi dogodilo da građevina bude u cijelosti izvedena prije nego se potvrdi kvaliteta betona. Također, moguća su i naknadna ispitivanja čvrstoće betona starosti veće od 28 dana. Približni odnos tlačne čvrstoće betona utvrđene pri starosti betona od n dana, $f_{c,n}$, i tlačne čvrstoće betona starosti 28 dana, $f_{c,28}$, dan je u tablici 4.2.

Tablica 4.2. *Približni odnos vrijednosti tlačnih čvrstoća starosti betona n dana i 28 dana ($f_{c,n}/f_{c,25}$)*

Starost betona (dani)	**3**	**7**	**28**	**90**	**365**
Normalni portland cement	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Visokovrijedni portland cement	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

Vrlo je dobar pokazatelj kvalitete betona i njegova ujednačenost. Mjera ujednačenosti izražava se koeficijentom varijacije $V_c = s_n/f_{cm}$, tj. omjerom standardne devijacije, s_n i srednje vrijednosti svih izmjerenih čvrstoća betona, f_{cm}. Prema američkim preporukama, kvaliteta betona u ovisnosti veličine koeficijenta varijacije, V_c, dana je tablicom 4.3.

Tablica 4.3. *Procjena kvalitete betona u ovisnosti koeficijenta varijacije V_c*

Veličina koeficijenta varijacije V_c	**Kvaliteta betona**
< 10 %	vrlo dobra
10 - 15 %	dobra
15 - 20 %	prihvatljiva
< 20 %	neprihvatljiva

Usporedba vrijednosti karakteritičnih tlačnih čvrstoća određenih na valjku i kocki pokazuje da čvrstoće betona dobivene na raznim oblicima i dimenzijama uzoraka imaju različite vrijednosti. Odnos čvrstoće betona dobivene na kocki brida 20 cm i čvrstoće betona na drugim probnim tijelima (uzorcima) dan je u tablici 4.4.

Tablica 4.4. *Faktori pretvorbe (korelacije)* - $f_{c,kocka\ 20}/f_{c,\ druga\ tijela}$

kocka brida 20 cm	**1,00**
kocka brida 15 cm	0,95
valjak dimenzija 15/30 cm	1,20
valjak dimenzija 10/10 cm	1,02
prizma dimenzija 12/12/36 cm	1,25
prizma dimenzija 20/20/60 cm	1,25

Budući da su arhitekti i inženjeri danas sve češće suočeni s rekonstrukcijama i sanacijama postojećih građevina, često se prilikom pregleda postojeće (stare) dokumentacije susreću s pojmom ***marka betona***. Marka betona stara je oznaka za kvalitetu betona. Tako npr. oznaka za marku betona MB 25 predstavlja kvalitetu (tlačnu čvrstoću) betona određenu na kocki brida 200 mm. Poveznica između starog (marka betona) i suvremenog (razred betona) načina označavanja kvalitete betona dana je tablicom 4.5.

Tablica 4.5. *Odnos marke betona i razreda tlačne čvrstoće betona*

Marka betona (MB)	MB15	MB20	MB30	MB40	MB50	MB60
Razred betona (C)	C12/15	C16/20	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60

4.1.3. Vlačna čvrstoća

Vlačna čvrstoća betona, kao što je već rečeno, oko 15 je puta manja od tlačne čvrstoće. U pravilu se s njom ne računa pri dimenzioniranju na savijanje armiranobetonskih konstrukcija, međutim, uzima se u obzir kod provjere glavnih vlačnih naprezanja te graničnih stanja uporabljivosti.

Budući da vlačna čvrstoća prilikom ispitivanja u pravilu jako varira za neki razred betona, a može biti značajna u analizi sigurnosti i trajnosti, uvodi se srednja vrijednost za vlačnu čvrstoću, f_{ctm}, 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 razredu betona, vlačne čvrstoće dane su u tablici 4.6.

Tablica 4.6. *Vrijednosti vlačne čvrstoće za pojedine razrede (klase) betona u N/mm²*

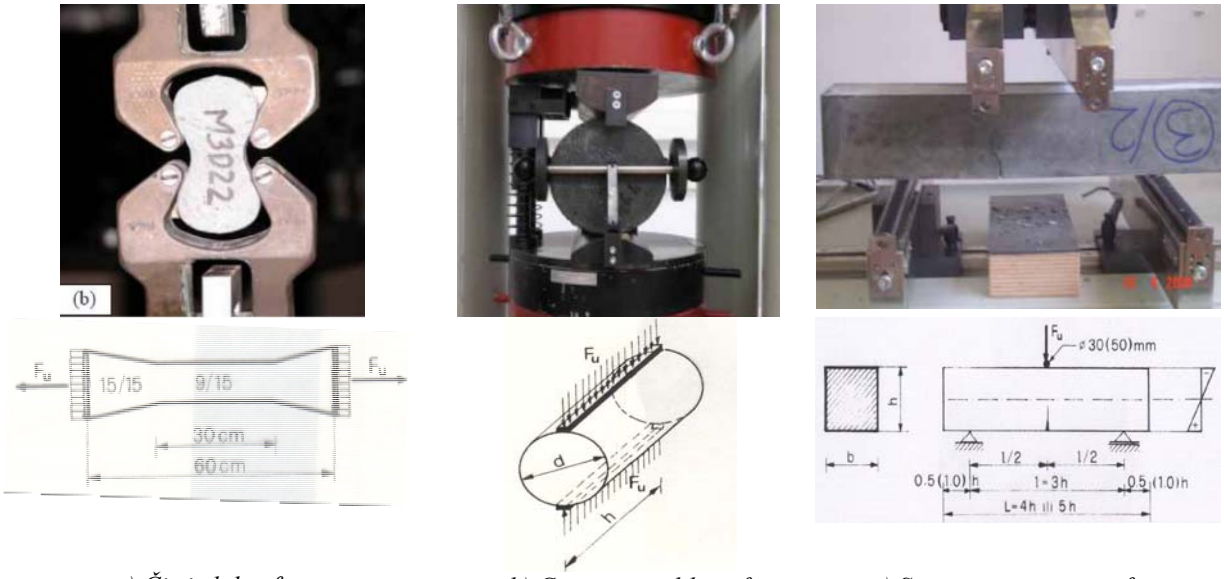
Razredi betona	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ct,m}$	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,\ 0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,\ 0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3

Vrijednosti vlačne čvrstoće betona mogu se procijeniti i preko poznate tlačne čvrstoće prema izrazima:

- srednja vrijednost vlačne čvrstoće: $f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ $(\mathrm{N/mm^2})$ (4.2.)
- donja vrijednost vlačne čvrstoće: $f_{ctk;0,05} = 0{,}70 \cdot f_{ctm}$ $(\mathrm{N/mm^2})$ (4.3.)
- gornja vrijednost vlačne čvrstoće: $f_{ctk;0,95} = 1{,}30 \cdot f_{ctm}$ $(\mathrm{N/mm^2})$ (4.4.)

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.

Vlačna čvrstoća gotovo nikada se ne ispituje osnim vlačnim ispitivanjem ($f_{ct,ax}$) zbog kompliciranе izrade uzoraka (slika 4.10.-*a*), već ispitivanjem na cijepanje valjka ($f_{ct,sp}$) opterećenog po izvodnicama valjka (slika 4.10.-*b*) ili ispitivanjem na uzorcima oblika prizme opterećenim jednom ili dvjema koncentriranim silama na savijanje (slika 4.10.-*c*, $f_{ct,fl}$).



a) Čisti vlak – $f_{ct,ax}$ *b) Cijepanje valjka – $f_{ct,sp}$* *c) Savijanje prizmice – $f_{ct,fl}$*

Slika 4.10. *Ispitivanje vlačne čvrstoće betona*

Kako se za proračun rabi osna vlačna čvrstoća, $f_{ct,ax}$, ona se dobiva preračunavanjem rezultata, dobivenih ispitivanjem cijepanjem ili savijanjem, preračunavanjem prema slijedećim izrazima:

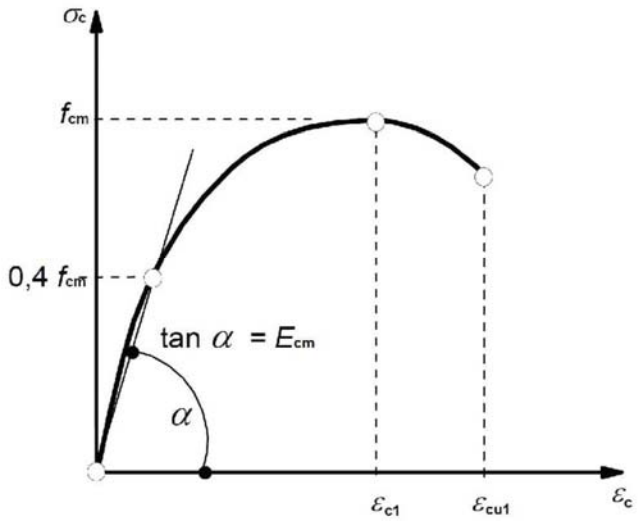
$$f_{ct,ax} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp} \tag{4.5.}$$

$$f_{ct,ax} = 0{,}5 \cdot f_{ct,fl} \tag{4.6.}$$

gdje je $f_{ct,ax}$ – vlačna čvrstoća dobivena ispitivanjem na središnji vlak; $f_{ct,sp}$ – vlačna čvrstoća dobivena cijepanjem; $f_{ct,fl}$ – vlačna čvrstoća dobivena savijanjem uzorka.

4.1.4. Elastična deformacija

Modul elastičnosti betona ovisi o modulima elastičnosti njegovih sastojaka, a naročito ovisi o agregatu. Odnos tlačnih naprezanja i relativne deformacije (od kratkotrajnih djelovanja) vidi se na radnom dijagramu betona na slici 4.11. Do veličine naprezanja koje odgovara oko 40% tlačne čvrstoće betona taj se odnos može s dovoljnom točnošću smatrati linearnim. Stoga, kada se određuje deformacija betona pod opterećenjem, upotrebljava se ***sekantni modul elastičnosti*** između naprezanja $\sigma_c = 0$ i $\sigma_c = 0{,}4 \cdot f_{cm}$, a označuje se za beton normalne gustoće kao $\boldsymbol{E_{cm}}$.



Slika 4.11. *Radni dijagram betona (HRN EN 1992-1-1)*

Vrijednosti koje opisuju radni dijagram betona kao i vrijednosti sekantnog modula elastičnosti, E_{cm}, dane su u tablici 4.7.

Tablica 4.7. *Značajke čvrstoća, sekantnog modula elastičnosti i relativnih deformacija betona*

	Razredi betona													
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (N/mm^2)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
E_{cm} (1000·N/mm^2)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8

Ako nema točnijeg podatka za sekantni modul elastičnosti betona, dopušta se približni izraz za njegovu procjenu:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(f_{cm}/10\right)^{0,3} \qquad (4.7.)$$

gdje je f_{cm} – srednja vrijednost tlačne čvrstoće betona koja se u izrazu uzima u N/mm^2.

Koeficijent poprečne deformacije (Poissonov omjer) betona, ν, nalazi se između 0 i 0.2. Kada je utjecaj poprečne deformacije znatan, uzima se $\nu = 0.2$. Za naponsko stanje II. (pojava pukotina u vlačnoj zoni) može se uzeti $\nu = 0$. U skladu s tim, odgovarajuća veličina posmičnog modula za beton, G_{cm}, iznosi:

$$G_{cm} = E_{cm}/\left[2 \cdot (1+\nu)\right] \cong 0{,}4 \cdot E_{cm}\,. \qquad (4.8.)$$

Temperaturni koeficijent iznosi: $\alpha_{T,c} = 10 \cdot 10^{-6} = 10^{-5}$ °K^{-1}.

4.1.5. Vremenski učinci - dugotrajne deformacije

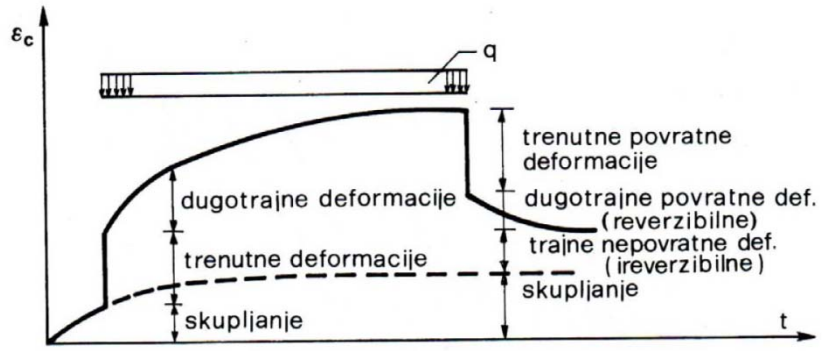
Glede vremenskih učinaka svakako je važno imati u vidu svojstvo betona da mu se čvrstoća povećava sa starosti. Slično kao i *dobro* vino, beton, ako je u adekvatnim uvjetima i zaštićen od atmosferilija, što je stariji, to je bolji, tj. ima veću tlačnu i vlačnu čvrstoću. Prirast čvrstoće betona starenjem prikazan je u poglavlju 4.1.2. dijagramom na slici 4.9.

Drugo je svojstvo betona koje ovisi o vremenu vezano za dugotrajnu izloženost visokim tlačnim naprezanjima. U slučaju da je beton opterećen dugotrajno visokim tlačnim naprezanjem, događa se da mu tlačna čvrstoća pada. Uzrok je toj pojavi to što u strukturi betona, u slučaju izloženosti tlačnim naprezanjima većim od 80% vrijednosti tlačne čvrstoće, nastaju mikropukotine koje se s vremenom šire i dovode do sloma. To svojstvo potrebno je uzeti u obzir na način da se kod elemenata betonskih konstrukcija, koji su opterećeni tlačno visokom razinom tlačnog naprezanja, u postupku dimenzioniranja tlačna čvrstoća dodatno umanji množenjem koeficijentom, koji najčešće ima vrijednost između 0,80 i 1,00, a uglavom se uzima da iznosi 0,85.

Treće svojstvo betona ovisno o vremenu odnosi se na dugotrajne deformacije. Općenito, deformacije betona prikazane su na slici 4.12. i mogu se podijeliti u dvije vrste:

1. Volumenske deformacije, tj. one koje nisu povezane 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 uslijed puzanja), deformacije pod ponavljanim opterećenjem.



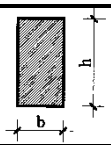
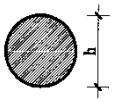
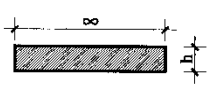
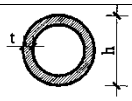
Slika 4.12. *Razvoj deformacija betona s vremenom uz konstantno opterećenje i nakon rasterećenja*

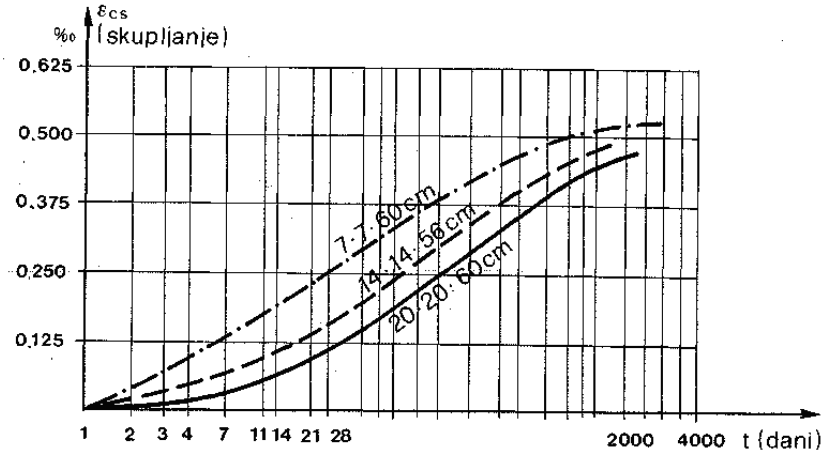
Najvažnije su dugotrajne deformacije betona deformacije od puzanja i skupljanja koje načelno imaju isti uzrok, a to je postupni gubitak vode koji uzrokuje odgovarajuće skraćenje betonskog elementa. Po svom karakteru puzanje i skupljanje pretežito su viskoplastične deformacije, što znači da su u funkciji vremena i da su te deformacije uglavnom nepovratne, odnosno plastične.

Skupljanje je volumna deformacija koja ne ovisi o opterećenju, nego je rezultat procesa hidratacije betona. U vremenu vezivanja i stvrdnjavanja betona, cementno tijesto, a time i beton, mijenjaju svoj volumen u vremenu, jer iz njega izlazi voda pri čemu dolazi do smanjenja volumena, tj. skupljanja. Fenomen skupljanja betona sličan je fenomenu koji je prisutan i kod proizvodnje sira. Sir nastaje grušanjem (koagulacijom) kazeina iz mlijeka. U tom procesu grušanja i stvrdnjavanja sira, kao i kod betona, dolazi prvo do izdvajanja vode uslijed kemijske reakcije, a zatim i uslijed sušenja na zraku. Skupljanje je zapravo vremenski i uglavnom nepovratni proces smanjenja volumena betona.

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, ako je potopljen u vodi, nema skupljanje, s tim da uranjanje betona u vodu ne sprječava njegovo skupljanje, ako je nakon toga izložen sušenju na zraku. Na skupljanje utječe omjer vode i cementa (tzv. vodocementni faktor). Ako je više vode u betonu, odnosno veći vodocementni faktor, skupljanje će biti veće. Sadržaj vode u betonu utječe na skupljanje tako što ona smanjuje sadržaj agregata, koji inače smanjuje skupljanje. Skupljanje betona ovisi o količini cementnog tijesta u betonu jer se ono skuplja dvaput više 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 *srednje debljine presjeka*, h_0, koji je odnos površine poprečnog presjeka i njegova poluopsega, tj. $h_0 = 2 \cdot A_c/u$ pri čemu je A_c – ploština poprečnog presjeka betona; u – opseg poprečnog presjeka izloženog sušenju. Primjeri određivanja srednje debljine presjeka dani su u tablici 4.7.

Tablica 4.8. *Izrazi za određivanje srednje debljine presjeka,* $h_0 = 2 \cdot A_c / u$

Poprečni presjek	**srednja debljina** $h_0 = 2 \cdot A_c/u$	**Poprečni presjek**	**srednja debljina** $h_0 = 2 \cdot A_c/u$
	$\frac{2 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b+h)} = \frac{b \cdot h}{b+h}$		$\frac{2 \cdot h^2 \cdot \pi}{4 \cdot h \cdot \pi} = \frac{h}{2}$
	$\frac{2 \cdot h \cdot \infty}{2 \cdot \infty} = h$		$\frac{2 \cdot h \cdot \pi \cdot t}{h \cdot \pi} = 2 \cdot t$



Slika 4.13. *Prikaz skupljanja betona u ovisnosti o veličini elementa (prizmi različitih dimenzija)*

Ukupna deformacija prouzročena skupljanjem, ε_{cs}, sastoji se od dviju komponenti: deformacije stvrdnutog betona zbog sušenja, ε_{cd}, i deformacije autogenog skupljanja, $\varepsilon_{ca.}$ 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. To je razlog zašto se rupe na zidovima nastale bušenjem tipli ili zabijanjem čavala *krpaju* gipsom, a ne cementnim mortom. Naime, gips kod stvrdnjavanja buja, tj. povećava mu se volumen, dok bi u slučaju primjene cementnog morta došlo do autogenog skupljanja i *zakrpa* bi ispala.

Vrijednost ukupne deformacije skupljanja, ε_{cs}, dobiva se iz izraza:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad (4.9.)$$

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

Norma HRN EN 1992-1-1 daje izraze i tablice za proračun vrijednosti deformacije skupljanja uslijed sušenja betona i deformacije autogenog skupljanja. Također daje i izraze ovisnosti tih deformacija o vremenu, tj. starosti betona. Za približni proračun i procjenu ukupne deformacije uslijed skupljanja mogu se uzeti vrijednosti dane u tablici 4.9.

Tablica 4.9. *Vrijednost ukupne deformacije skupljanja* ε_{cs} (*u* ‰)

Okolina elementa	Vlažnost (%)	Srednja debljina presjeka $h_0 = 2 \cdot A_c/u$ (mm)	
		≤ 150	≥ 600
suha, unutrašnjost prostorije	≈50	- 0,60	- 0,50
vlažna, na otvorenom	≈80	- 0,33	- 0,28

Ako se uzmu vrijednosti iz tablice 4.9., tada npr. za element dužine 10 m skraćenje elementa uslijed skupljanja iznosi 3 – 6 mm, što je velika vrijednost skraćenja koju u proračunima i dizajniranju konstrukcije treba uzeti u obzir.

Puzanje betona dugotrajna je deformacija koja ovisi o opterećenju, za razliku od skupljanja betona koje je isto dugotrajna deformacija, ali neovisna o opterećenju. Puzanje betona posljedica je kretanja slobodne i apsorbirane vode u betonu i pored razine i trenutka nanošenja opterećenja, ovisno je o većem broju faktora: vlažnosti zraka, srednjoj debljini presjeka ($h_0 = 2 \cdot A_c/u$), razredu betona, srednjoj temperaturi, konzistenciji betona (vodocementnom faktoru), razredu cementa, količini cementnog tijesta, tipu opterećenja (vlak, tlak, savijanje), postotku armiranja, granulometrijskom sastavu agregata i tipu agregata. Plastične deformacije betona uvjetovane su postojanjem cementnog tijesta

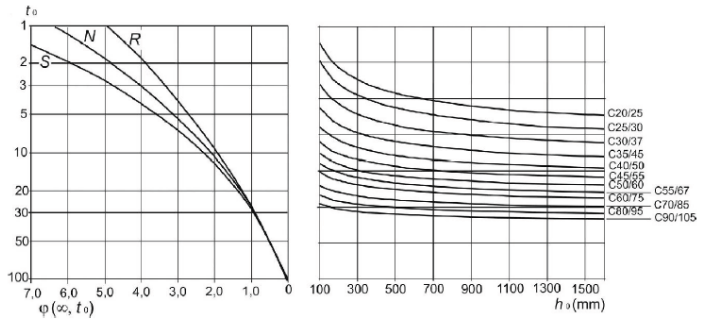
(cement+voda), dok kamena ispuna (agregat) i armatura nemaju svojstvo puzanja pod naprezanjem, već smanjuju tu pojavu. Nakon ishlapljivanja slobodne vode, u betonu uslijed njegova stvrdnjavanja i sušenja u nastale šupljine procuruje apsorbirana voda što uvjetuje pojavu puzanja betona. Kako se apsorbirana voda vremenom gubi i razvija kristalna rešetka, puzanje betona s vremenom postaje sve manje. Opet postoji sličnost s ponašanjem sira u njegovoj proizvodnji. Ako se sir optereti (preša), onda se on skraćuje u smjeru opterećenja jer dolazi do dodatnog istiskivanja vode iz sira, baš kao i betonski element kojem se pod tlačnim opterećenjem istiskuje apsorbirana voda i element se skraćuje u smjeru tlačnog opterećenja. Puzanje stoga nije volumna nego linijska deformacija u smjeru djelovanja tlačnog opterećenja.

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

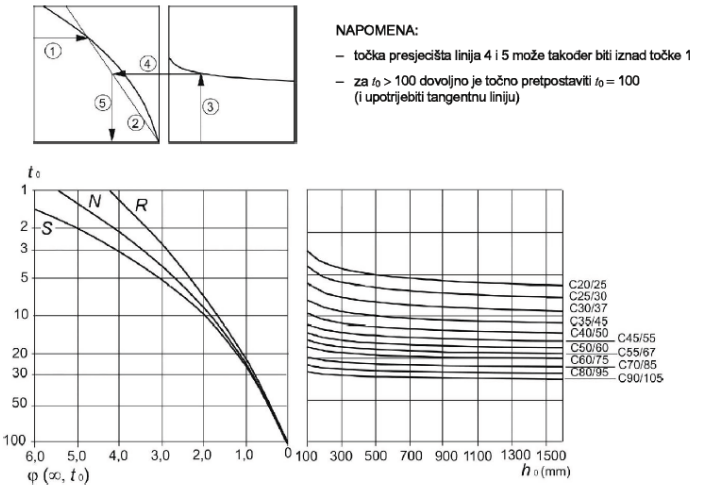
$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \varphi(t,t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} = \varphi(t,t_0) \cdot \varepsilon_{c,el} \qquad (4.10.)$$

gdje je $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ – ukupna deformacija uslijed puzanja u vremenu t; $\varphi(t,t_0)$ – koeficijent puzanja koji ovisi o proteklom vremenu t i vremenu nanošenja opterećenja t_0; σ_c – tlačno naprezanje koje djeluje na beton starosti t_0; E_c – tangentni modul elastičnosti koji je jednak $1{,}05 \cdot E_{cm}$; $\varepsilon_{c,el}$ – relativno skraćenje od kratkotrajnog djelovanja tlačnog naprezanja σ_c (elastično skraćenje).

U izrazu je najvažniji koeficijent puzanja, $\varphi(t,t_0)$. 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 i označave se $\varphi(\infty,t_0)$. Na slici 4.14. prikazan je postupak određivanja konačnog koeficijenta puzanja za beton uz uobičajene uvjete okoliša.



a) Unutarnji uvjeti – RH = 50 %



b) Vanjski uvjeti – RH = 80 %

Slika 4.14. *Postupak određivanja koeficijenta puzanja $\varphi(\infty,t_0)$ za beton u uobičajenim uvjetima okoliša*

Za približni proračun i procjenu ukupne deformacije uslijed puzanja mogu se uzeti vrijednosti koeficijenta puzanja $\varphi(\infty,t_0)$ dane u tablici 4.10.

Tablica 4.10. *Približne vrijednost koeficijenta puzanja* $\varphi(\infty,t_0)$

Starost betona u vrijeme opterećenja t_0 u danima	Srednja debljina presjeka $h_0 = 2 \cdot A_c/u$ (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

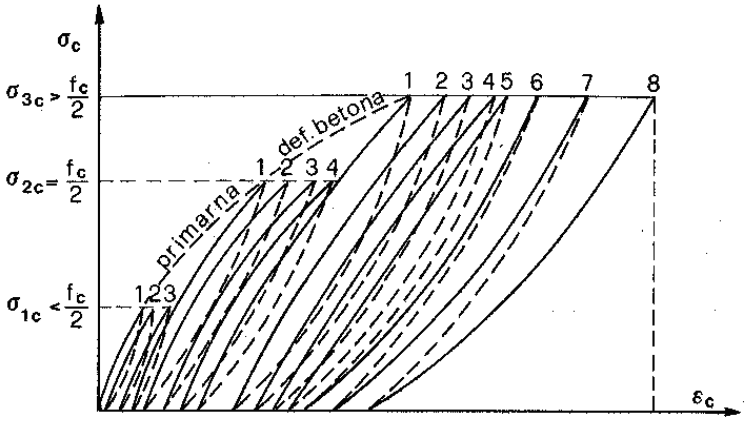
Uobičajeno je da deformacija od puzanja bude 2 – 3 puta veća od elastične deformacije te se nikako ne smije zanemariti. Puzanje betona može se u proračunu obuhvatiti preko modificiranog (umanjenog) modula elastičnosti, $E_{c,eff}$, u skladu s izrazom:

$$E_{c,eff} = E_c / \left[1 + \varphi(t,t_0)\right]. \qquad (4.11.)$$

Za konačne vrijednosti koeficijenta puzanja uobičajeno je da je modificirani modul elastičnosti, $E_{c,eff}$, oko 2,5 – 3,5 puta manji od tangentnog modula elastičnosti, $E_{c,eff}$ pa se u proračunu uobičajeno procjenjuje da dugotrajne deformacije i progibi iznose oko 3,5 puta iznosa kratkotrajnih deformacija i progiba.

4.1.6. Deformacije betona uslijed cikličnog opterećenja

Opterećenje elemenata može biti jednokratno ili višekratno (ponavljano ili ciklično opterećenje). Pri jednokratnom kratkotrajnom naprezanju elemenata zbog nelinearnog radnog dijagrama betona pojavljuju se primarne deformacije, pretežito elastične, ali manjim dijelom i plastične. Pri rasterećenju plastične su deformacije nepovratne. Stoga je ponašanje betona pri cikličnom povećanju opterećenja prikazano na slici 4.15.



Slika 4.15. *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 $\sigma_c < 0{,}45 \cdot f_{ck}$.

4.1.7. Temperaturni učinci na beton

Temperatura ima bitan utjecaj na proces ošvršćavanja betona, a samim time i na proces puzanja i skupljanja. 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. To znači da se beton star 28 dana izložen višoj temperaturi uzima kao da je stariji, npr. 60 dana, a u slučaju izloženosti nižoj temperaturi kao da je mlađi, tj. starosti npr. 21 dan i sl. Korigirana se starost betona približno može procjeniti izrazom:

$$t_T = \sum \left[k_{Ti} \cdot \Delta t_i(T_i) \right] \tag{4.12.}$$

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 4.11.

Tablica 4.11. *Vrijednosti popravnog koeficijenta k_T za temperaturni učinak [1]*

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

Utjecaj temperature na očvršćavanje i dugotrajne deformacije izrazito je važan. Tako se u proizvodnji prefabriciranih 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.

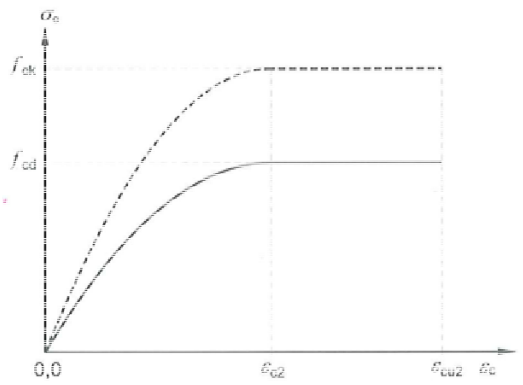
4.1.8. Proračunska čvrstoća i proračunski radni dijagram betona

Za dimenzioniranje prema graničnim stanjima nosivosti potrebno je poznavati proračunsku čvrstoću betona. Prema HRN EN 1992-1-1 proračunska tlačna čvrstoća betona, $f_{cd,}$ određuje se preko izraza:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \tag{4.13.}$$

gdje je f_{cd} – proračunska tlačna čvrstoća betona (obično u N/mm^2); f_{ck} – karakteristična tlačna čvrstoća betona (obično u N/mm^2); α_{cc} – koeficijent kojim se u obzir uzimaju dugotrajni učinci na tlačnu čvrstoću (Vidi poglavlje 4.1.5.) i nepovoljni učinci koji su posljedica načina opterećivanja. Vrijednost α_{cc} kreće se između 0,8 i 1,0. Ako je čvrstoća betona određena za starost betona od 28 dana, što se obično uzima kao referentna proračunska starost, α_{cc} = 1,0. U slučaju da je čvrstoća betona određena pri starosti većoj od 28 dana (naknadno ispitivanje tlačne čvrstoće izvedene konstrukcije), za α_{cc} može se uzeti vrijednost 0,85; γ_C – parcijalni koeficijent sigurnosti za materijal (beton) koji iznosi $\gamma_M = \gamma_C = 1{,}5$.

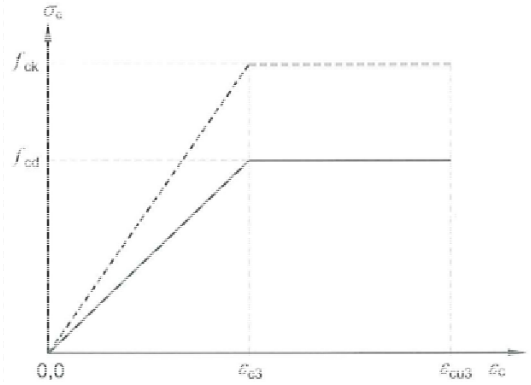
Za proračun poprečnih presjeka na savijanje umjesto pravog radnog (σ_c – ε_c) dijagrama betona prikazanog na slici 4.11., mogu se rabiti pojednostavljeni, tzv. proračunski dijagrami betona prikazani na slici 4.16. Radi se o dvjema vrstama dijagrama: a) sastoji se od dijela parabole i dijela horizontalnog pravca (točnija aproksimacija), b) bilinearni dijagram (manje točna aproksimacija). Na slici 4.16. prikazani su i izrazi koji opisuju pojedine proračunske dijagrame. Vrijednosti relativnih deformacija za betone razreda do C50/60 jesu: ε_{c2} = 2,0‰ i ε_{cu2} = 3,5‰; ε_{c3} = 1,75‰ i ε_{cu3} = 3,5‰. Za veće razrede betona te su vrijednosti nešto drugačije. Na slici 4.17. dani su usporedni proračunski dijagrami betona za pojedine razrede betona.



$$\sigma_c = f_{cd}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^2\right] \quad \text{za } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} = 2{,}0‰$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{za } \varepsilon_{c2} = 2{,}0‰ \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2} = 3{,}5‰$$

a) Dijagrami parabola – horizontalni pravac

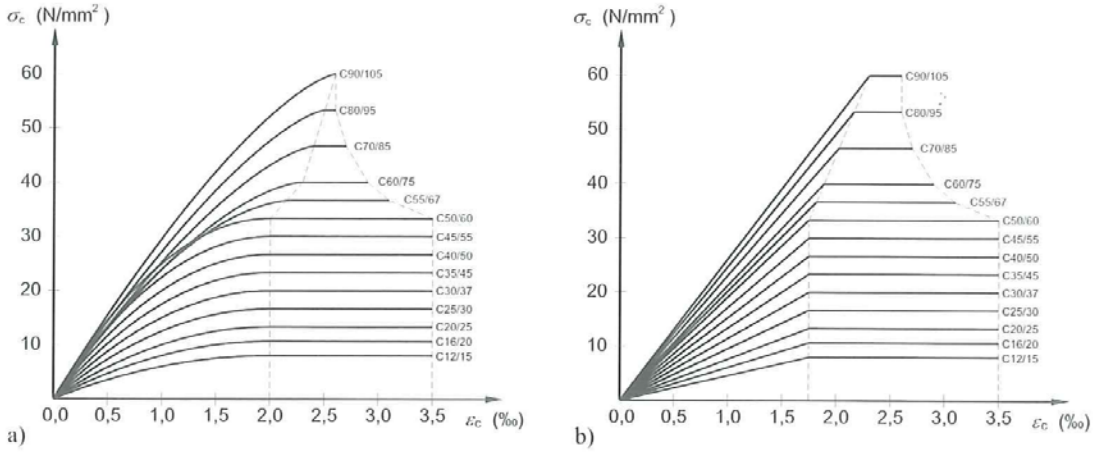


$$\sigma_c = \varepsilon_c \cdot \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c3}} \quad \text{za } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c3} = 1{,}75‰$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{za } \varepsilon_{c3} = 1{,}75‰ \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu3} = 3{,}5‰$$

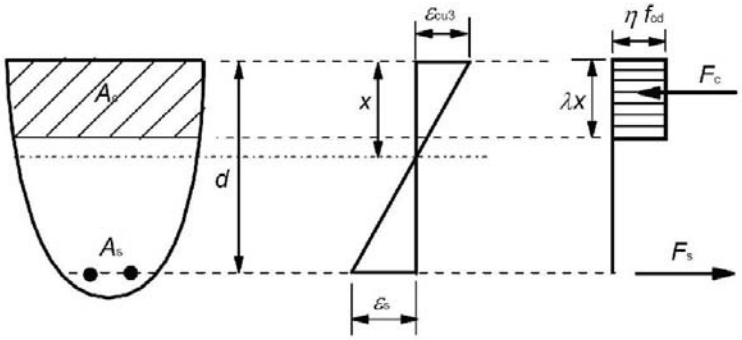
b) Bilinearni dijagram

Slika 4.16. *Proračunski σ_c - ε_c dijagrami betona*



Slika 4.17. *Proračunski dijagrami betona za pojedine razrede betona: a) dijagrami parabola – horizontalni pravac, b) bilinearni dijagram [4]*

Pored navedenih pojednostavljenja radnog dijagrama, tj. proračunskih radnih dijagrama, u slučaju nepravilnih poprečnih presjeka dopušteno je dodatno pojednostavljenje s pravokutnim dijagramom prikazanim na slici 4.18., pri čemu je za betone razreda ≤ C50/60: $\eta = 1{,}0$, a $\lambda = 0{,}80$.



Slika 4.18. *Proračunski dijagrami betona za njegove pojedine razrede: a) dijagrami parabola – horizontalni pravac, b) bilinearni dijagram [28]*

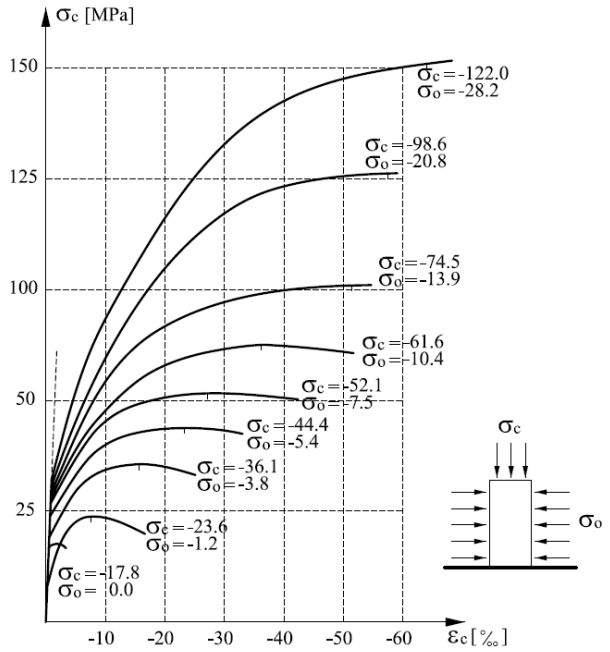
Analogno tlačnoj čvrstoći proračunska vlačna čvrstoća, f_{ctd}, odredi se preko izraza:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \qquad (4.14.)$$

gdje je f_{ctd} – proračunska vlačna čvrstoća betona (obično u N/mm^2); $f_{ctk,0,05}$ – karakteristična vlačna čvrstoća betona s 5% fraktila (obično u N/mm^2); α_{ct} – koeficijent kojim se u obzir uzimaju dugotrajni učinci te nepovoljni učinci koji su posljedica načina opterećivanja i iznosi α_{ct} = 1,00.

4.1.9. Višeosno stanje naprezanja – ovijeni beton

Deformacije i čvrstoće betona razlikuju se ovisno o tome je li to jednoosno ili višeosno stanje naprezanja. Sve su se dosadašnje analize odnosile na jednoosno stanje naprezanja i jednoosnu čvrstoću. Prema rezultatima ispitivanja u stanju troosnog tlačnog naprezanja dolazi do porasta tlačne čvrstoće i deformacije betona. Za isti razred betona deformacija može porasti za 20 puta, tj. na 60‰, a tlačna čvrstoća može biti i 6 puta veća. Važno je imati u vidu da se kod višeosnog stanja naprezanja pojavljuju velike plastične deformacije pred slom betona, koje rastu i bez prirasta opterećenja. Izgled radnih dijagrama betona opterećenih na tlak za različite razine bočnog pritiska prikazan je na slici 4.19.



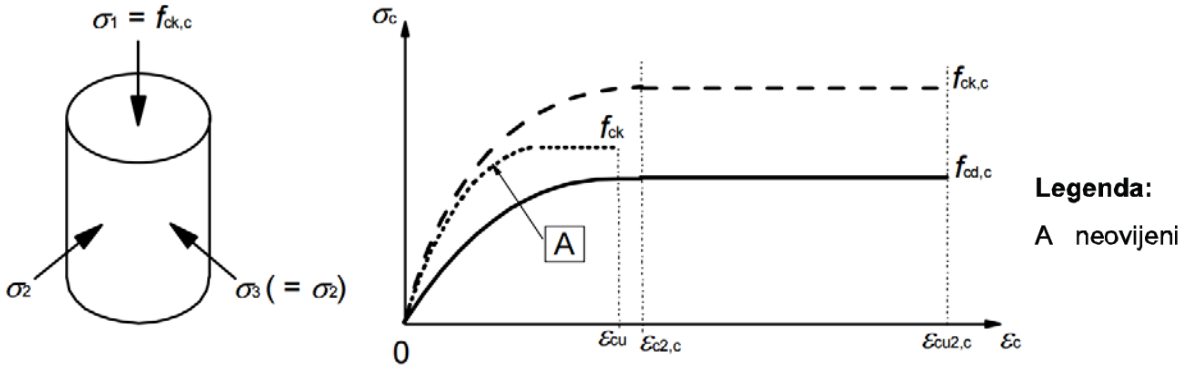
Slika 4.19. *Radni dijagrami betona kod višeosnog tlačnog naprezanja prema Richartu*

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. Za približne proračune za čvrstoću betona izloženog troosnom stanju može se upotrijebiti izraz (4.15.) određen na temelju eksperimenata:

$$f_{cc} = f_{ck} + 4{,}1 \cdot f_l \qquad (4.15.)$$

gdje je f_{cc} – tlačna čvrstoća betona pri troosnom tlaku; f_{ck} – karakteritična tlačna čvrstoća betona pri jednoosnom tlaku (razred betona); f_l – bočni tlak.

Taj se efekt povećane nosivosti u smjeru glavnog naprezanja pri troosnom tlaku primjenjuje kod ovijenih stupova. Ovijenost stupova postiže se odgovarajućim zatvorenim obodnim i poprečnim sponama (vilicama) kojima naprezanje dostiže granicu popuštanja zbog bočnog širenja betona. Budući da kod ovijenog betona na taj način bočni tlak ovisi isključivo o bočnom širenju betonskog elementa pri tlačnom opterećenju i ne može biti veći od naprezanja koje odgovara granici popuštanja čelika, povećanje tlačne čvrstoće znatno je manje, ali povećanje deformacija i dalje je značajno. Stoga se u proračunu ovijenog betona može primjeniti proračunski radni dijagram prikazan na slici 4.20.



Slika 4.20. *Odnos naprezanje – relativna deformacija za ovijeni beton [28]*

Povećana karakteritična tlačna čvrstoća ovijenog betona, $f_{ck,c}$ i relativne deformacije prikazane na dijagramu na slici 4.20. mogu se odrediti preko izraza:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1{,}0 + 5{,}0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}\right) \quad \text{za } \sigma_2 \le 0{,}05 \cdot f_{ck} \tag{4.16.}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1{,}125 + 2{,}5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}\right) \quad \text{za } \sigma_2 > 0{,}05 \cdot f_{ck} \tag{4.17.}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}\left(f_{ck,c} / f_{ck}\right)^2 \tag{4.18.}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0{,}2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \tag{4.19.}$$

4.2. Čelik za armiranje

Čelici koji se upotrebljavaju u armiranobetonskim konstrukcijama razlikuju se po obliku, sastavu i načinu proizvodnje te mehaničkim i tehničkim svojstvima. Za armiranje betonskih konstrukcija rabe se čelici pod nazivom betonski čelik ili čelik za armiranje (uobičajeno je i samo ***armatura***).

Betonski čelik dijeli se prema:

- profilu, na žice $\phi \le 12$ 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.

4.2.1. Geometrijska svojstva

Po pojavnom obliku čelik za armiranje oblika je žica ($\phi \le 12$ mm), šipki ($\phi > 12$ mm), zavarenih mreža i zavarenih rešetki (slika 4.21). Šipke koje su promjera $\phi > 12$ mm u pravilu se isporučuju u ravnom stanju u obliku svežnjeva, obično duljine prikladne za transport u iznosu 12 – 16 m. Tanji profili šipki mogu se isporučivati u obliku petlje pri čemu su u tom obliku šipke duljine 36 – 42 m. Žice koje su promjera $\phi \le 12$ mm u pravilu se isporučuju u namotima (kolutovima) duljine žica u iznosu 36 – 42 m. Prije uporabe žice je potrebno izravnati, obično se izravnavaju strojno kao što je prikazano na slici 4.22.-*a*. Zavarene se mreže izrađuju od hladno vučenih žica na način da se žice prvo strojno izravnaju i postave u dvije paralelne i međusobno okomite ravnine te spoje elektrootpornim zavarivanjem (slika 4.22.-*b*). Na sličan se način izrađuju i čelične rešetke za armiranje.



a) Žice u kolutovima



b) Šipke u svežnjevima (snopu)



c) Zavarene mreže

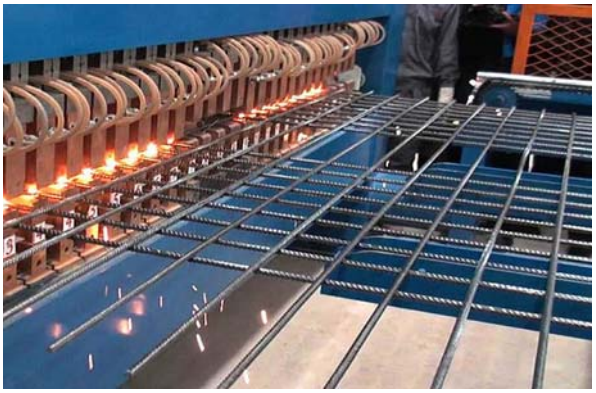


d) Rešetkasti nosači (RAN-ovi)

Slika 4.21. *Pojavni oblici čelika za armiranje*



a) Izravnavanje žica iz kolutova i rezanje



b) Zavarivanje ortogonalnih žica – izrada mreža

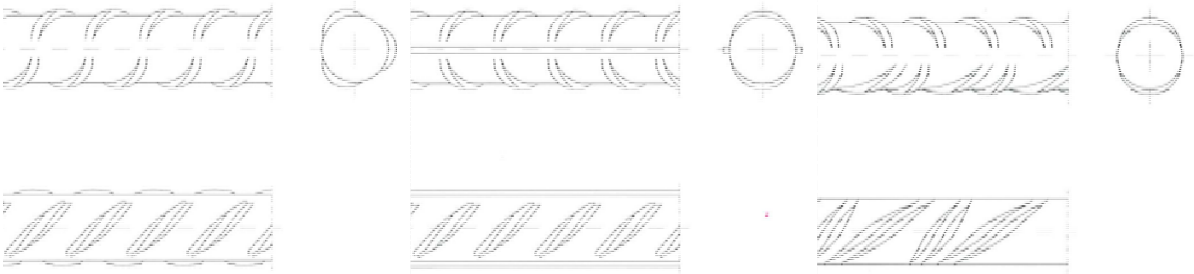
Slika 4.22. *a) Strojno izravnavanje žica i rezanje, b) izrada zavarenih mreža*

Prvo je svojstvo šipki i žica njihova veličina. Kako je njihov presjek redovito okrugao, obilježje je veličine *nazivni promjer šipke* (npr. ϕ6, ϕ8, ... ϕ32) po kojem se proračunava nazivna ploština, neto linearna masa šipke i druge vrijednosti koje se odnose na razna svojstva. Nazivni promjeri i ploštine poprečnih presjeka dani su u tablici 4.12.

Tablica 4.12. *Uobičajeni promjeri šipki, njihove ploštine poprečnog presjeka i masa po jedinici duljine*

Nazivni promjer (mm)	ϕ6	ϕ8	ϕ10	ϕ12	ϕ14	ϕ16	ϕ20	ϕ25	ϕ28	ϕ32	ϕ40
Nazivna ploština poprečnog presjeka, A_s (cm^2)	0,283	0,503	0,785	1,131	1,54	2,01	3,14	4,91	6,16	8,04	12,57
Linearna masa, g (kg/m)	0,222	0,395	0,617	0,888	1,21	1,58	2,47	3,85	4,83	6,31	9,86

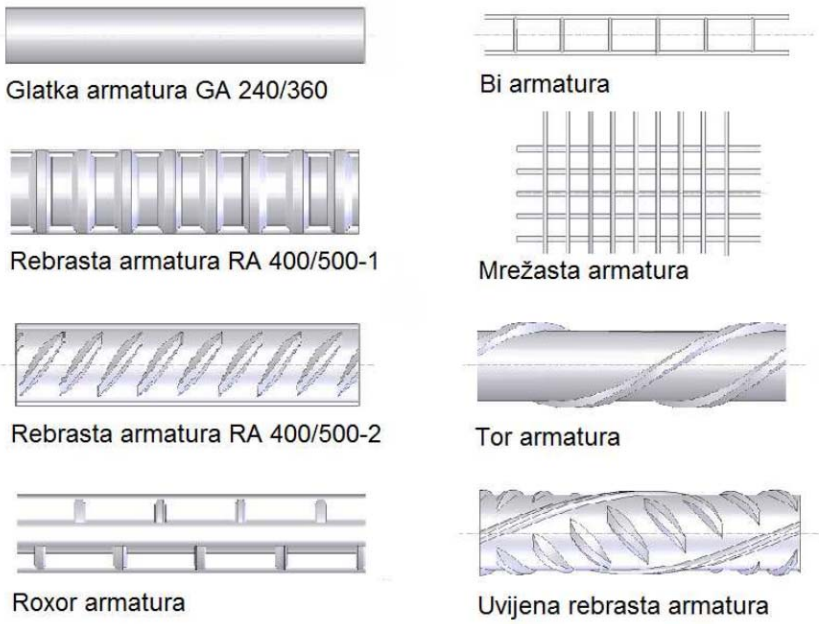
Prema značajkama površine šipke i žice dijele se na glatke, rebraste (profilirane) i orebrene (nazubljene). Rebraste i orebrene površine rade se radi bolje prionjivosti s betonom. Prema važećoj hrvatskoj normi EN HRN 10080, glatke i orebrene žice rabe se samo za izradu zavarenih rešetki, dok se za sve ostale svrhe upotrebljava isključivo rebrasta armatura. Također, normom je određen izgled rebara za pojedini razred rebraste armature što je prikazano na slici 4.23., a bitan je i za raspoznavanje kvalitete ugrađene armature.



a) B500A (tri reda poprečnih rebara) | *b) B500B (dva reda poprečnih i uzdužnih rebara)* | *c) B450C (dva reda poprečnih rebara)*

Slika 4.23. *Izgled rebrastih šipki za pojedine vrste čelika koje se rabe*

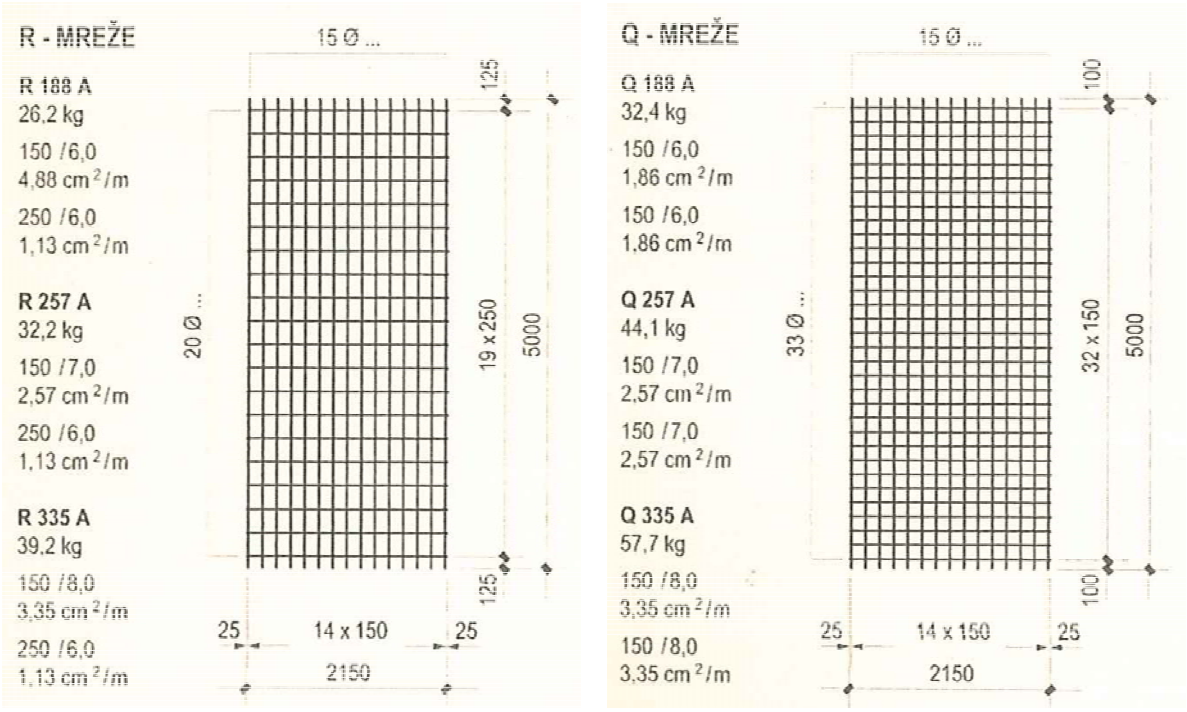
U prošlosti su se upotrebljavale razne vrste šipki za armiranje betonskih konstrukcija. Prikaz izgleda najčešće korištenih šipki armature, koje se mogu susresti u rekonstrukcijama postojećih građevina, prikazan je na slici 4.24.



Slika 4.24. *Razni oblici čelične armature koja se u prošlosti upotrebljavala u armiranobetonskim konstrukcijama*

Kao što je već rečeno, armaturne mreže dobivaju se elektrootpornim zavarivanjem žica postavljenih jedne na druge u međusobno okomitom položaju. Najčeće dimenzije armaturnih mreža koje se danas proizvode jesu 2,15/5,00 m i 2,15/6,00 m. Dimenzije su uglavnom uvjetovane transportom (širina mreže < manja od širine kamiona – 2,50 m) i ugradnjom (težina mora biti takva da je mogu ručno prenositi). Mreže istih žica i istih razmaka u dvama okomitim smjerovima nazivaju se Q – mreže (od njem. *Quadrat* – kvadrat). Mreže većih žica i manjeg razmaka u pravcu dulje dimenzije i manjih žica u poprečnom (okomitom) smjeru nazivaju se R – mreže (od njem. *Rechteck* – pravokutnik). Q – mreže postavljaju se u ploče (i zidove) koje nose, u dva okomita smjera, dok se R – mreže postavljaju u ploče (i zidove) koje nose u jednom smjeru tako da se u smjeru nošenja postavljaju šipke većeg promjera. Izgled Q i R mreža

prikazan je na slici 4.25. U pravilu, u nazivu mreže osim tipa stoji broj koji označava ploštinu čeličnih šipki u nosivom smjeru iskazanu u mm^2 na 1m širine mreže. Tako npr. oznaka Q-335 znači da mreža ima šipke promjera i razmaka da je ploština na 1m širine mreže jednaka $A_s = 335\ mm^2/m = 3{,}35\ cm^2/m$. Uobičajene vrste Q i R mreža koje se rabe u praksi prikazane su u tablicama 4.13. i 4.14.



Slika 4.25. *Izgled normnih R i Q mreža dimenzija 2,15/5,00 m [3]*

Tablica 4.13. *Karakteristike Q - mreža*

Oznaka	Promjeri žica (mm)	Razmak žica (mm)	Plošna masa mreže (kg/m^2)	Dimenzije mreže (cm)	Ukupna masa mreže (kg)
Q 131	5 x 5	150 x 150	2,12	215 × 600	28,00
Q 188	6 x 6	150 x 150	3,06	215 × 600	40,40
Q 257	7 x 7	150 x 150	4,16	215 × 600	55,00
Q 283	6 x 6	100 x 100	4,48	215 × 600	59,15
Q 335	8 x 8	150 x 150	5,45	215 × 600	72,00
Q 385	7 x 7	100 x 100	6,10	215 × 600	80,60
Q 424	9 x 9	150 x 150	6,81	215 × 600	90,00
Q 503	8 x 8	100 x 100	8,03	215 × 600	106,00
Q 524	10 x 10	150 x 150	8,40	215 × 600	110,90
Q 636	9 x 9	100 x 100	10,08	215 × 600	133,05
Q 785	10 x 10	100 x 100	12,46	215 × 600	164,50

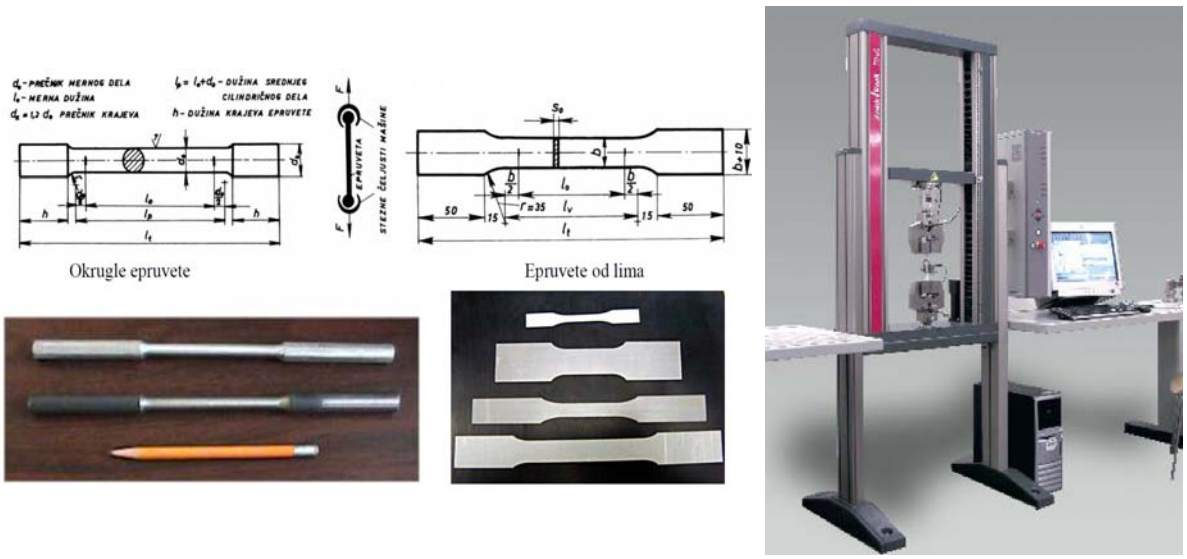
Tablica 4.14. *Karakteristike R - mreža*

Oznaka	Promjeri žica (mm)	Razmak žica (mm)	Plošna masa mreže (kg/m^2)	Dimenzije mreže (cm)	Ukupna masa mreže (kg)
R 131	5 x 4,2	150 x 250	1,50	215 × 600	19,80
R 188	6 x 4,2	150 x 250	1,96	215 × 600	26,00
R 257	7 x 5	150 x 250	2,72	215 × 600	35,80
R 283	6 x 4,2	100 x 250	2,77	215 × 600	36,60
R 335	8 x 5	150 x 250	3,33	215 × 600	44,00
R 385	7 x 5	100 x 250	3,68	215 × 600	48,60
R 424	9 x 6	150 x 250	4,34	215 × 600	57,30
R 503	8 x 6	100 x 250	4,89	215 × 600	64,60
R 524	10 x 6	150 x 250	5,15	215 × 600	68,00
R 636	9 x 6	100 x 250	5,95	215 × 600	78,50
R 785	10 x 6	100 x 250	7,35	215 × 600	97,00

4.2.2. Fizikalno-mehanička svojstva

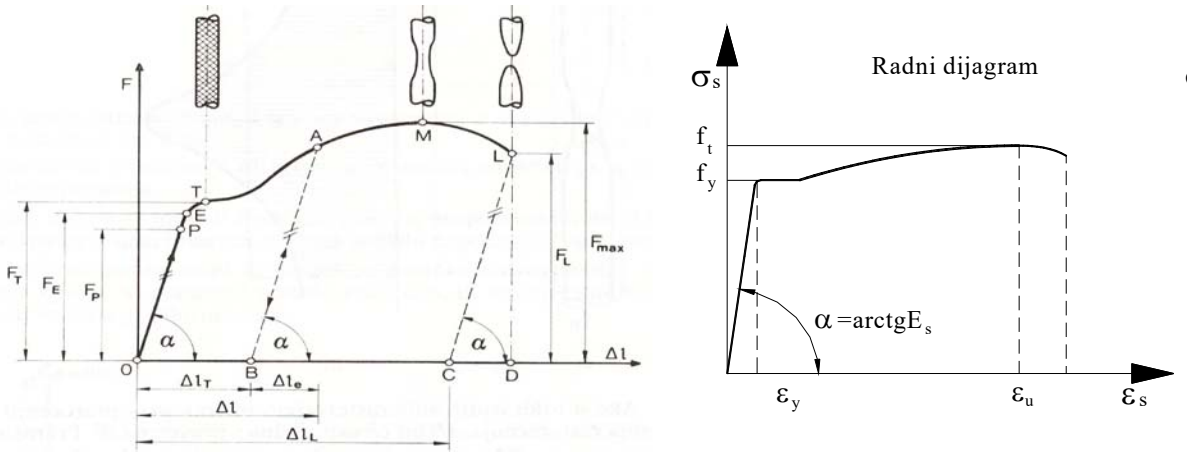
Od fizikalnih svojstava najvažnija su svojstva čelika za armiranje njegova gustoća koja iznosi 7850 kg/m^3 i temperaturni koeficijent koji iznosi $\alpha_{T,s} = 10 \cdot 10^{-6} = 10^{-5}$ °K^{-1}, kod temperatura od -40 °C do 100 °C. Gustoća je vrlo stabilna veličina i to do te mjere da se na temelju nje provjerava stvarna ploština presjeka vaganjem i dijeljenjem mase s umnoškom dužine i gustoće. U proračunima uglavnom rabimo vrijednost zapreminske težine čelika koja iznosi γ_s = 78,5 kN/m^3. Temperaturni koeficijent gotovo je identičan betonu što je izrazito bitno jer svojstvo da se pri istoj temperaturi dva materijala jednako istežu i skupljaju nužni je uvjet kompatibilnosti dvaju materijala koji su kruto spojeni.

U pogledu mehaničkih svojstava najvažnija su svojstva čelika za armiranje njegova čvrstoća i deformabilnost, tj. granica popuštanja - f_t, čvrstoća čelika - f_u, modul elastičnosti - E_s i njegova deformabilnost, tj. relativna deformacija koja odgovara čvrstoći - ε_u. Mehanička svojstva čelika ispituju se vlačnim pokusom na pripremljenim uzorcima (epruvetama) u posebnim uređajima, tzv. kidalicama (slika 4.26.).



Slika 4.26. *Izgled uzoraka i uređaja za ispitivanje mehaničkih svojstava čelika*

Rezultat je ispitivanja dijagram odnosa vlačne sile, F i relativnog izduženja uzorka, Δl, iz kojeg se na temelju poprečnog presjeka i početne duljine uzorka dobije radni dijagram čelika, tj. $\sigma_s - \varepsilon_s$ dijagram (slika 4.27.).



Slika 4.27. *Dijagrami koji se dobiju ispitivanjem (lijevo) i radni dijagram čelika (desno)*

U proračunu armiranobetonskih konstrukcija za vlačnu čvrstoću čelika i granicu popuštanja upotrebljavaju se karakteristične vrijednosti definirane kao 5% fraktila. Stoga su za proračun armiranobetonskih konstrukcija u pogledu čelika mjerodavne sljedeće vrijednosti:

- $\boldsymbol{f_{tk}}$ – karakteristična vrijednost vlačne čvrstoće čelika (obično u N/mm^2)
- $\boldsymbol{f_{yk}}$ – karakteristična vrijednost granice popuštanja (tečenja) čelika (obično u N/mm^2)
- $\boldsymbol{\varepsilon_{uk}}$ – karakteristična vrijednost relativne deformacije koja odgovara čvrstoći čelika (u ‰)
- $\boldsymbol{E_s}$ – modul elastičnosti čelika (obično u N/mm^2).

Granice popuštanja čelične armature koja se upotrebljava u armiranobetonskim konstrukcijama u skladu s HRN EN 1992-1-1 jesu u rasponu f_{yk} = 400 – 600 N/mm^2. Za hladno obrađene čelike, koji nemaju izraženu granicu popuštanja, ona se definira kao naprezanje za koje trajna relativna deformacija iznosi 0,2 % = 2,0 ‰.

Za sve šipke i žice, bez obzira na čvrstoću, način obrade i ostala svojstva, ***modul elastičnosti*** ima otprilike istu vrijednost za koju se za sve analize može uzeti da iznosi $\boldsymbol{E_s}$ **= 200 000 N/mm^2.**

Od čelika za armiranje zahtijeva se i velika rastezljivost, tj. veliko relativno produljenje prije sloma (***duktilnost***). 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 za armiranje treba imati duktilnost da se može savijati u razne potrebne oblike (slika 4.28.) bez gubljenja nosivosti.



Slika 4.28. *Razni oblici savijanja armature od čelika*

Duktilnost čelika za armiranje definirana je omjerom vlačne čvrstoće i naprezanja pri popuštanju, $k = (f_t/f_y)_k$ i izduljenjem pri najvećoj sili, tj. karakteritičnom relativnom deformacijom pri najvećem naprezanju, ε_{uk}.

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 4.15.

Tablica 4.15. *Svojstva čelika za armiranje dani u HRN EN 1992-1-1*

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

Kod rekonstrukcija postojećih građevina često se susreću stare oznake čelika prikane na slici 4.24. Uglavnom su stare oznake čelika za armiranje imale oblik npr.: 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 karakterističnu granicu popuštanja i karakterističnu vlačnu čvrstoću. Tako npr. 240/360 znači da je f_{yk} = 240 N/mm^2, a f_{tk} = 360 N/mm^2. 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.

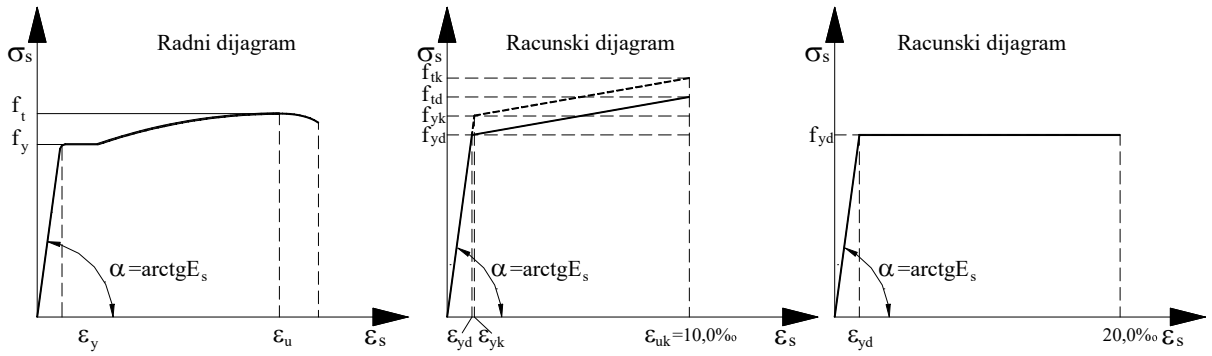
4.2.3. Proračunske pretpostavke čelika za armiranje

Za proračun armiranobetonskih konstrukcija i elemenata rabe se nazivne vrijednosti ploština poprečnih presjeka čelične armature i proračunske vrijednosti granice popuštanja. Proračunska granica tečenja (popuštanja) određuje se preko izraza:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} \tag{4.20.}$$

gdje je f_{yd} – proračunska granica tečenja (u N/mm^2); f_{yk} – karakteritična granica tečenja čelika sukladno odabranom razredu čelika (u N/mm2); γ_S – parcijalni koeficijent sigurnosti za čeličnu armaturu koji za osnovne i potresne kombinacije iznosi γ_S = 1,15, a za izvanredne, kao što je udar broda, iznosi γ_S = 1,10.

Za proračun armiranobetonskih konstrukcija umjesto pravog radnog (σ_c – ε_c) dijagrama čelika prikazanog na slici 4.27.-desno i 4.29.-*a*, mogu se upotrijebiti pojednostavljeni, tzv. proračunski dijagrami čelika prikazani na slici 4.29. – *b* i *c*. Na raspolaganju su dva dijagrama: a) bilinearni dijagram s nagnutom gornjom granom te b) bilinearni dijagram s horizontalnom gornjom granom. Na slici 4.29. prikazani su radni dijagram i njegova dopuštena pojednostavljenja s tim da se u praksi uglavnom rabi bilinearni dijagram s horizontalnom granom, tzv. tečenjem uz ograničenje karakteristične relativne deformacije pri slomu na iznos ε_{ud} = 20,0 – 25,0 ‰.



a) Radni dijagram *b) Proračunski dijagram s nagnutom gornjom granom* *c) Proračunski dijagram s horizontalnom gornjom granom*

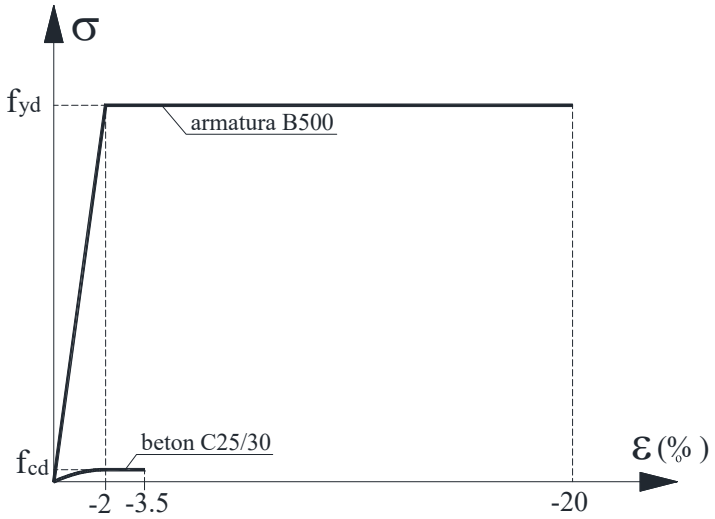
Slika 4.29. *Radni i proračunski dijagrami čelika za armiranje*

Zanimljivo je vidjeti usporedbu proračunskih dijagrama betona i armature prikazanu na slici 4.30. Za primjer su uzeti sljedeći materijali:

- beton razreda C25/30 $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 1{,}00 \cdot \frac{25}{1{,}5} = 16{,}67\ \text{N/mm}^2$ (proračunska čvrstoća betona)

- čelik razreda B500A $\rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78\ \text{N/mm}^2$ (proračunska čvrstoća čelika).

Odnos proračunskih *čvrstoća* armature i betona u ovom primjeru iznosi: $\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{434{,}78}{16{,}67} = 26{,}1$.



Slika 4.30. *Proračunski dijagrami čelika za armiranje i betona - usporedba*

4.2.4. Prionjivost i zavarljivost čelika za armiranje

Jedan je od glavnih uvjeta armiranobetonskih konstrukcija prionjivost betona i čelika, tj. potpuno sprezanje između betona i čelika, što znači da ne smije nastupiti klizanje armature u betonu, a to je važno za sidrenje šipki armature na krajevima. Prionjivost između čelične armature i betona postiže se trima vezama: adhezijom, trenjem i upiranjem. Adhezija (prianjanje ili lijepljenje) je prisutna u svim slučajevima i oblicima čelične armature. Trenje postoji samo u slučajevima postojanja tlačne sile okomito na smjer šipke (npr. pri sidrenju na ležaju) pa se s trenjem općenito ne može računati. Veza upiranjem postoji samo kod rebraste armature i ona djeluje kada je veza adhezijom narušena.

Pri malim posmičnim naprezanjima između armature i betona, zahvaljujući vezi adhezijom, zadovoljava se glatki okrugli presjek. Izradom kvalitetnijeg čelika rasla je sila u armaturi pa je sve više prijetila opasnost da se čelik odlijepi od betona. Sprečavanje klizanja između čelika i betona postiže se upotrebom rebrastih ili sukanih profila te sukano rebrastih profila. Rebrasti čelici imaju znatno bolju prionjivost od glatkih čelika, a aktivira se i veza upiranjem pa dopuštaju upotrebu većih naprezanja s tim da se mogu očekivati pravilno raspoređene pukotine u betonu manjih širina.

U prošlosti se dosta rabila glatka armatura zbog jednostavnije proizvodnje. Kako glatka armatura ima vezu samo adhezijom, njena prionjivost često nije dovoljna pa su se na krajevima izvodile kuke koje bi sprječavale izvlačenje šipki iz betona. Budući da rebrasta armatura ima znatno veću prionjivost zahvaljujući svojoj profilaciji, a ujedno i mogućnost upiranja, nije potrebno savijanje kuka na krajevima, što znatno olakšava izradu armature i njezinu ugradnju. Zavarene mreže i rešetke, neovisno o tome jesu li od glatkih ili profiliranih (rebrastih) žica, imaju osiguranu prionjivost poprečno zavarenim šipkama.

Sva čelična armatura obuhvaćena hrvatskim normama, tj. normama HRN EN 1992-1-1 i HRN EN 10080, mora imati svojstvo zavarljivosti, što se osigurava odgovarajućim sastavom čelika, tj. da sadržaj ugljika i drugih sastojaka koji štetno utječu na zavarljivost budu unutar određenih granica. U skladu s tim za pojedine su slučajeve opterećenja i stanje u kojem se nalazi armatura propisane metode zavarivanja dane u tablici 4.16.

Tablica 4.16. *Dopuštene metode zavarivanja šipki armature prema HRN EN 1992-1-1*

<table>
<tr><th>Slučaj opterećenja</th><th>Metoda zavarivanja</th><th>Vlačne šipke[1]</th><th>Tlačne šipke[1]</th></tr>
<tr><td rowspan="5">Pretežno statičko</td><td>elektrootporno tlačno zavarivanje</td><td colspan="2">sučeljeni spoj</td></tr>
<tr><td>ručno elektrolučno zavarivanje i elektrolučno zavarivanje s elektrodom</td><td colspan="2">sučeljeni spoj sa $\phi \geq 20$ mm, preklop, preklopni spoj, križni spojevi[3], spoj s drugim čeličnim elementima</td></tr>
<tr><td rowspan="2">aktivno elektrolučno zavarivanje</td><td colspan="2">preklop, preklopni spoj, križni spojevi[3], spoj s drugim čeličnim elementima</td></tr>
<tr><td>–</td><td>sučeljeni spoj $\phi \geq 20$ mm</td></tr>
<tr><td>zavarivanje trenjem</td><td colspan="2">sučeljeni spoj, spoj s drugim čelicima</td></tr>
<tr><td>točkasto elektrootporno zavarivanje</td><td colspan="2">preklopni spoj[4] , križni spoj[2, 4]</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Nije pretežno statičko</td><td>elektrootporno tlačno zavarivanje</td><td colspan="2">sučeljeni spoj</td></tr>
<tr><td>ručno elektrolučno zavarivanje</td><td>–</td><td>sučeljeni spoj s $\phi \geq 14$ mm</td></tr>
<tr><td rowspan="2"></td><td>aktivno elektrolučno zavarivanje</td><td>–</td><td>sučeljeni spoj s $\phi \geq 14$ mm</td></tr>
<tr><td>točkasto elektrootporno zavarivanje</td><td colspan="2">preklopni spoj[4], križni spoj [2, 4]</td></tr>
<tr><td colspan="4">Napomene:
1. Zajedno se smiju zavariti samo šipke približno jednakoga nazivnog promjera.
2. Dopušteni omjer šipki manjeg i većeg promjera mora biti veći ili jednak 0,57.
3. Za nosive spojeve $\phi \leq 16$ mm
4. Za nosive spojeve $\phi \leq 28$ mm</td></tr>
</table>

4.3. Čelik za prednaprezanje

U prednapetim betonskim konstrukcijama upotrebljava se čelik za prednaprezanje koji ima drugačiju ulogu od čelika za armiranje. Čelik za prednaprezanje u konstrukciji je stalno izložen vrlo visokim vlačnim naprezanjima koja se kreću u iznosu 65% – 85% od vlačne čvrstoće. Stoga se u prednapetim betonskim konstrukcijama rabe visokovrijedni čelici koji imaju sljedeće karakteristike:

- visoku granicu razvlačenja
- veliku prekidnu čvrstoću
- nisku relaksaciju
- dovoljnu žilavost (neophodno za građenje duktilnih konstrukcija)
- malu osjetljivost na koroziju
- velike duljine pri isporuci (kako bi se izbjeglo nastavljanje).

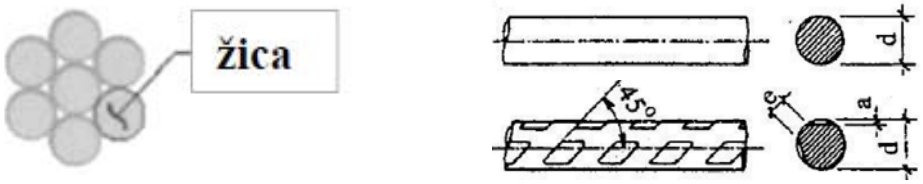
Za razliku od čelika za armiranje, posebno važno svojstvo čelika za prednaprezanje je niska relaksacija. Relaksacija (opuštanje) čelika predstavlja pad naprezanja u zategnutoj žici (ili užetu, šipki) pri konstatnoj relativnoj deformaciji. Zahtjev za niskom relaksacijom čelika za prednaprezanje nalazi se u tome što relaksacijom čelika dolazi do smanjenja sile prednaprezanja.

4.3.1. Geometrijska svojstva

Pojavni oblici čelika za prednaprezanje jesu sljedeći:

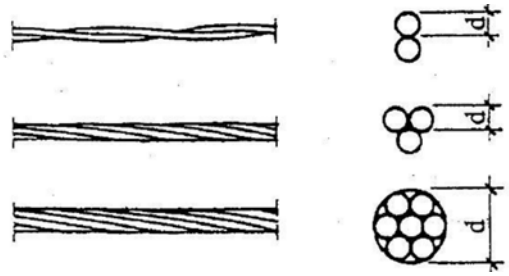
- ***žice (engl. wires)*** – pojedinačni element od čelika visoke kvalitete
- ***užad (engl. strands)*** – 2, 3 ili 7 žica povezano da tvore uže
- ***natege ili kabeli (engl. tendons i cables)*** – grupa užadili ili žica povezanih da tvore nategu
- ***šipke (engl. bars)*** – pojedinačne šipke znatno većeg promjera od žica.

Žice za prednaprezanje pojedinačne su čelične žice nominalnog promjera d = 12 mm (npr.: 2,5, 3, 4, 5, 7, 8,10 i 12 mm). Mogu biti glatke i profilirane, s tim da su profilirane promjera d = 4, 5 i 7 mm. Izgled žice prikazan je na slici 4.31. Proizvode se od nelegiranog ugljičnog čelika postupkom patentiranja, hladnog vučenja i naponskog opuštanja.



Slika 4.31. *Izgled žice za prednaprezanje*

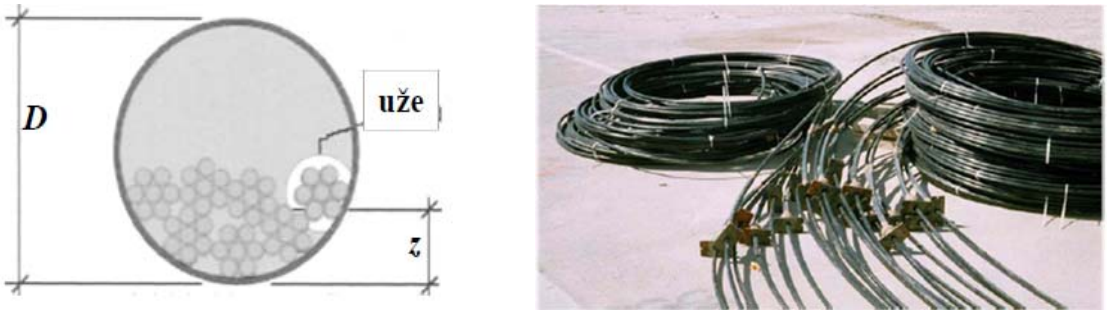
Užad (ili niti) se formira spiralnim uvijanjem (predenjem) 2, 3 ili 7 žica. Poslije predenja užad se naponski opušta s deformacijom ili bez deformacije, tako da se dobije užad s normalnom ili niskom relaksacijom, tzv. stabilizirana užad. Užad s 2 ili 3 žice nazivnog je promjera d = 2 – 4 mm, dok se užad od 7 žica formira u obliku 6 žica spirano uvijenih oko centralne žice koja je obično većeg promjera od ostalih. Užad sa 7 žica ima nazivne promjere d = 6,4, 7,9, 9,3, 11,0, 12,5 i 15,2 mm. Izgled užadi prikazan je na slici 4.29.



Slika 4.32. *Izgled užadi za prednaprezanje*

Natege ili kabeli formiraju se grupiranjem više čeličnih niti u jednu cjelinu (slika 4.33.-*a*). Natege se rabe za naknadno prednaprezanje betonskih konstrukcija dok se žice i užad upotrebljavaju za prethodno prednaprezanje. Šipke za prednaprezanje uglavnom su glatke šipke od visokovrijednog čelika koje služe za naknadno prednaprezanje. U prošlosti su se šipke rabile puno češće za prednaprezanje jer se u sidrenju šipke na krajevima osiguravalo vijčanim spojem, dok se danas za prednaprezanje rabe rijetko.

Svi oblici čelika za prednaprezanje u pravilu se isporučuju u namotima (kolutovima) što većih duljina kako bi se izbjeglo nastavljanje.



a) Izgled natege (kabela) – sastoji se od više užadi *b) Isporuka je žica, užadi i kabela u namotima*

Slika 4.33. *Izgled poprečnog presjeka natege i načina isporuke čelika za prednaprezanje*



Slika 4.34. *Usporedni prikaz pojavnih oblika čelika za armiranje i prednaprezanje*

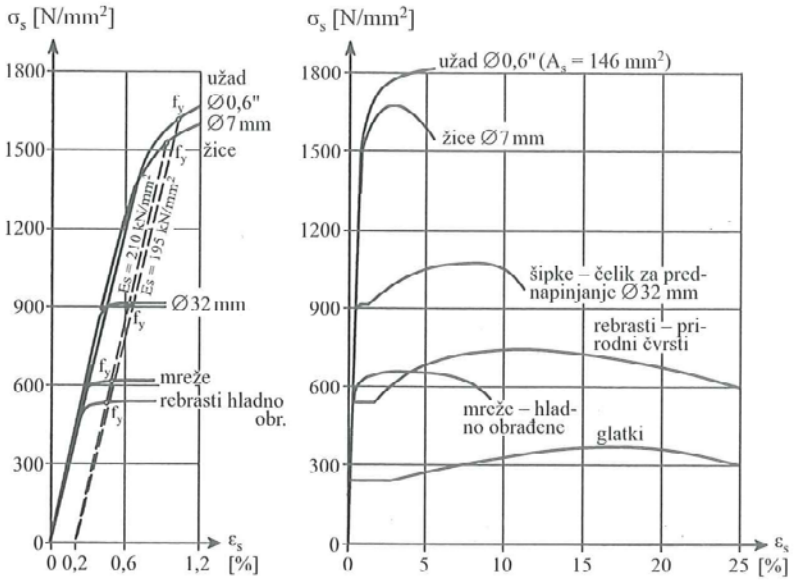
4.3.2. Fizikalno-mehanička svojstva

S obzirom na to da je gustoća čelika stabilna veličina, čelik za prednaprezanje ima gustoću koja iznosi 7850 kg/m^3. Temperaturni je koeficijent također $\alpha_{T,s} = 10 \cdot 10^{-6} = 10^{-5}$ °K^{-1}, kod temperatura od -40 °C do 100 °C.

U prednapetim betonskim konstrukcijama rabe se visokovrijedni čelici koji imaju znatno veću vlačnu čvrstoću u odnosu na čelik za armiranje, što se najbolje vidi na usporednom dijagramu prikazanom na slici 4.35. Postizanje veće vlačne čvrstoće obično podrazumijeva veći udio ugljika i termičke obrade što utječe na to da čelik za prednaprezanje nema izraženo tečenje kao čelik za armiranje.

Stoga su u pogledu mehaničkih svojstava najvažnija svojstva čelika za prednaprezanje sljedeća:

- granica popuštanja koja je označena vrijednošću pri trajnoj deformaciji od 0,1% - $f_{p0,1}$
- vlačna čvrstoća čelika – f_p
- modul elastičnosti - E_s
- produljenje pri najvećem opterećenju - ε_u
- razred koji opisuje ponašanje pri relaksaciji (opuštanju).



Slika 4.35. *Usporedni σ – ε dijagrami čelika za prednaprezanje i armiranje [1]*

U proračunu prednapetih betonskih konstrukcija, kao i kod armiranobetonskih konstrukcija, za vlačnu čvrstoću čelika i granicu popuštanja rabe se karakteristične vrijednosti definirane kao 5% fraktila. Stoga su za proračun prednapetih betonskih konstrukcija u pogledu čelika mjerodavne sljedeće vrijednosti:

- $\boldsymbol{f_{pk}}$ – karakteristična vrijednost vlačne čvrstoće čelika (obično u N/mm^2)
- $\boldsymbol{f_{p0,1k}}$ – karakteristična vrijednost granice popuštanja čelika koja je označena vrijednošću pri trajnoj deformaciji od 0,1% (obično u N/mm^2)
- $\boldsymbol{\varepsilon_{uk}}$ – karakteristična vrijednost relativne deformacije koja odgovara čvrstoći čelika (u ‰)
- $\boldsymbol{E_p}$ – modul elastičnosti čelika za prednaprezanje (obično u N/mm^2)
- ***Razred 1, 2, 3*** – razred koji opisuje ponašanje pri relaksaciji (opuštanju).

U pogledu čvrstoće i granice popuštanja, čelik za prednaprezanje najčešće se označava oznakama tipa: Y1570/1770 ili Y1600/1860 gdje je Y – oznaka da se radi o čeliku za prednaprezanje; 1570 ili 1600 – karakteristična vrijednost granice popuštanja, $f_{p0,1k}$; 1770 ili 1860 – karakteristična vrijednost vlačne čvrstoće, f_{pk}. U tablici 4.17. dane su vrijednosti karakteristika pojedinih vrsta čelika za prednaprezanje glede vlačne čvrstoće.

Tablica 4.17. *Vlačne čvrstoće i granice popuštanja pojedinih vrsta čelika za prednaprezanje*

Oznaka čelika	**Y1080/1230**	**Y1375/1570**	**Y1470/1670**	**Y1570/1770**	**Y1600/1860**
$f_{p0,1k}$ (u N/mm^2)	1080	1375	1470	1570	1600
f_{pk} (u N/mm^2)	1230	1570	1670	1770	1860

Modul elastičnosti različit je za pojedine pojavne oblike čelika za prednaprezanje budući da ovisi o procesu proizvodnje. Tako se za analize i proračune može uzeti da je modul elastičnosti:

- $\boldsymbol{E_p}$ **= 205 000 N/mm^2 – za žice i šipke** (ovisno o proizvodnji može biti 195-205 000 N/mm^2)
- $\boldsymbol{E_p}$ **= 195 000 N/mm^2 – za užad i natege** (ovisno o proizvodnji može biti 185-205 000 N/mm^2).

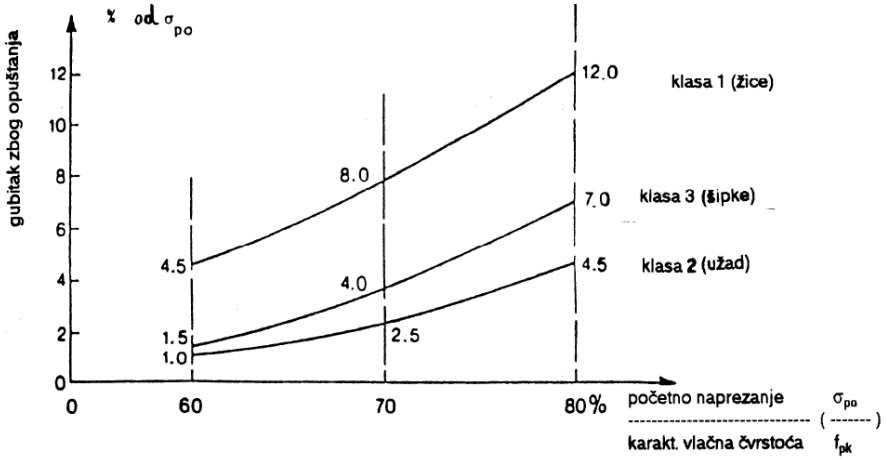
Glede duktilnosti čelik za prednaprezanje može se smatrati prikladanim ako je zadovoljen uvjet da je omjer vlačne čvrstoće i granice popuštanja $k = f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1{,}10$.

Relaksacija (opuštanje) čelika za prednaprezanje pad je naprezanja tijekom vremena u zategnutoj žici pri konstantnom izduženju, tj. relativnoj deformaciji. Uslijed relaksacije čelika s vremenom dolazi do određenog gubitka početne sile prednaprezanja. Taj je fenomen prisutan i kod žica na gitari gdje nakon nekog vremena žica jednostavno popusti i potrebno ju je pritegnuti. Na neki način to je obrnuti fenomen u odnosu na puzanje kod betona.

Gubitak sile zatezanja u žici za prednaprezanje pri konstantnoj relativnoj deformaciji zove se čista relaksacija. U realnim konstrukcijama, uslijed utjecaja skupljanja i puzanja betona tijekom vremena dolazi do stalne promjene dužine betonskog elementa, tako da se proces relaksacije ne odigrava u uvjetima konstantne relativne deformacije. Relaksacija ovisi o vrsti čelika za prednaprezanje i ovisno o veličini relaksacije, dijeli u 3 razreda (klase):

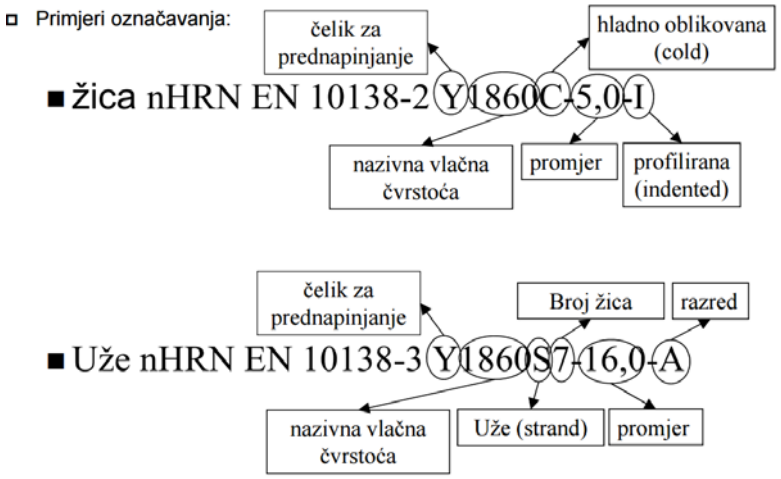
- razred (klasa) 1: žice i užad s visokom relaksacijom
- razred (klasa) 2: žice i užad s niskom relaksacijom
- razred (klasa) 3: šipke.

Relaksacija ovisi i o temperaturi pri čemu je relaksacija veća što je veća temperatura. Međutim, povećanje temperature u kratkom se periodu može zanemariti. Ovisno o naprezanju u čeliku i razredima (klasama) relaksacije, može se na dijagramu naprezanje – relaksacija (slika 4.36.) odrediti relaksacija čelika nakon 1000 h.



Slika 4.36. *Relaksacija čelika nakon 1000 h kod 20°C u funkciji naprezanja* σ_p (*HRN EN 1992-1-1)*

Sve je glede čelika za prednaprezanje određeno nizom hrvatskih normi nHRN EN 10138. Prema navedenim normama oznaka čelika za prednaprezanje mora sadržavati: normu po kojoj se označava, oznaku da se radi o čeliku za prednaprezanje, karakterističnu vrijednost vlačne čvrstoće, način proizvodnje, promjer žice, broj žica u kabelu, značajku površine te razred duktilnosti. Primjer označavanja prikazan je na slici 4.37.



Slika 4.37. *Primjer označavanja čelika za prednaprezanje sukladno nizu normi nHRN EN 10138*

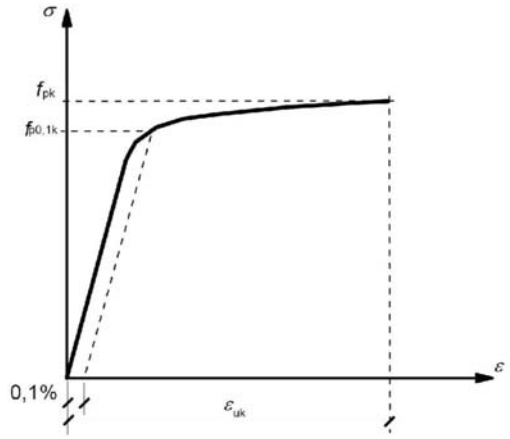
4.3.3. Proračunske pretpostavke čelika za prednaprezanje

Za proračun prednapetih betonskih konstrukcija i elemenata rabe se nazivne vrijednosti ploština poprečnih presjeka čelika za prednaprezanje i proračunske vrijednosti granice popuštanja i vlačne čvrstoće. Proračunska vrijednost granice popuštanja određuje se preko izraza:

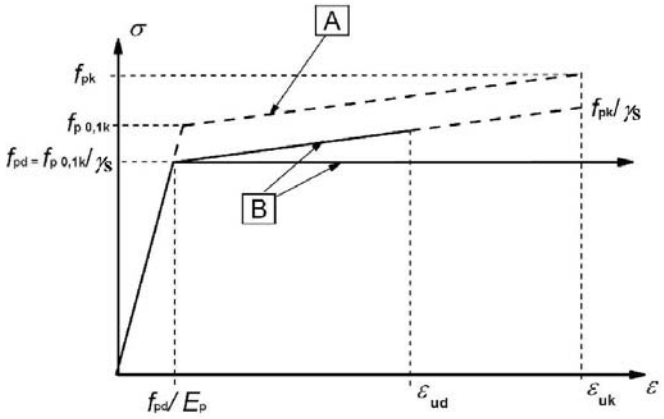
$$f_{\mathrm{pd}} = \frac{f_{\mathrm{p0,1k}}}{\gamma_{\mathrm{S}}} \tag{4.21.}$$

gdje je f_{pd} – proračunska vrijednost granice popuštanja (u N/mm^2); $f_{\mathrm{p0,1k}}$ – karakteristična granica popuštanja čelika (u N/mm2); γ_{S} – parcijalni koeficijent sigurnosti za čelik koji za osnovne i potresne kombinacije iznosi $\gamma_{\mathrm{S}} = 1{,}15$, a za izvanredne, kao što je udar broda, iznosi $\gamma_{\mathrm{S}} = 1{,}10$.

Za proračun poprečnih betonskih konstrukcija umjesto pravog radnog ($\sigma_{\mathrm{c}} - \varepsilon_{\mathrm{c}}$) dijagrama čelika prikazanog na slici 4.29.-a mogu se rabiti pojednostavljeni, tzv. proračunski dijagrami čelika prikazani na slici 4.29.-b. Na raspolaganju su dva dijagrama: a) bilinearni dijagram s nagnutom gornjom granom te b) bilinearni dijagram s horizontalnom gornjom granom. Na slici 4.38. prikazani su radni dijagram i njegova dopuštena pojednostavljenja s tim da se u praksi uglavnom koristi bilinearnim dijagramom s horizontalnom granom, tzv. tečenjem uz ograničenje karakteristične relativne deformacije pri slomu na iznos $\varepsilon_{\mathrm{ud}} = 20{,}0$ ‰.



a) Radni dijagram čelika za prednaprezanje



b) Idealizirani [A] i proračunski [B] dijagrami čelika za prednaprezanje

Slika 4.38. *Radni i proračunski dijagrami čelika za prednaprezanje prema HRN EN 1992-1-1*

Zanimljivo je vidjeti usporedbu proračunskih vrijednosti granica popuštanja uobičajenih čelika za armiranje i prednaprezanje. Za primjer su uzeti sljedeći materijali:

- čelik kvalitete Y1570/1770 $\quad \rightarrow f_{\mathrm{pd}} = \dfrac{f_{\mathrm{p0,1k}}}{\gamma_{\mathrm{S}}} = \dfrac{1570}{1{,}15} = 1365{,}22 \text{ N/mm}^2$

- čelik razreda B500A $\quad \rightarrow f_{\mathrm{yd}} = \dfrac{f_{\mathrm{yk}}}{\gamma_{\mathrm{S}}} = \dfrac{500}{1{,}15} = 434{,}78 \text{ N/mm}^2$.

Odnos proračunskih *čvrstoća* čelika za prednaprezanje i armiranje iznosi: $\dfrac{f_{\mathrm{pd}}}{f_{\mathrm{yd}}} = \dfrac{1365{,}22}{434{,}78} = 3{,}14$.

S obzirom na to da čelik za prednaprezanje ima više od 3 puta veću proračunsku *čvrstoću*, postavlja se pitanje zašto se uopće rabi čelik za armiranje. Prvi je razlog taj što je čelik za prednaprezanja isto toliko ili više skuplji u odnosu na čelik za armiranje zbog zahtjevnije proizvodnje. Osim toga postoji niz posebnosti prednapinjanja betonskih konstrukcija koje će biti detaljnije opisane u poglavlju o prednapetim konstrukcijama.

5. Proračun armiranobetonskih konstrukcija po graničnom stanju nosivosti

5.1. Postupak proračuna i dimenzioniranja armiranobetonskih konstrukcija

Temeljni je princip suvremenog graditeljstva racionalno građenje. To se u zgradarstvu postiže dobrim arhitektonskim projektnim rješenjem, povoljnim koncipiranjem nosive konstrukcije i spretnim statičkim rješenjem. Mjerilo tehničke vrijednosti statičkog dijela projekta očituje se u postizanju takvog rješenja nosive konstrukcije, koje uz potreban faktor sigurnosti daje najracionalnije i najpovoljnije rješenje.

Izrada projekta konstrukcije postupak je kojem je zadatak izrada optimalne koncepcije nosive konstrukcije građevine, pronalaženje ekstremnih vrijednosti utjecaja (reznih sila) na konstrukcijske elemente u cilju dimenzioniranja, tj. određivanja izmjera pojedinih konstrukcijskih elemenata (ploča, greda, stup, zid i dr.) ili provjere njihovih dimenzija, a u svrhu dokaza i osiguranja njihove pouzdanosti (nosivosti i stabilnosti), odnosno pouzdanosti građevine u cjelini.

Stoga projekt konstrukcije mora biti stručan, pregledan i jasan uz dosta opisa i slika, a ne samo brojčanih vrijednosti, odnosno izrađen tako da su njegova kontrola i provjeravanje laki i provedivi bez teškoća. Kod izrade projektne dokumentacije uvijek treba imati u vidu da se ona izrađuje za nekog drugog tko će moći pročitati i razumjeti sve što je projektant zamislio, nacrtao i proračunao te da je po projektnoj dokumentaciji moguće izvesti građevinu za koju je izrađen projekt.

Glavni projekt nosive (betonske) konstrukcije u tehničkom dijelu sastoji se od sljedećeg:

a) ***tehničkog opisa nosive konstrukcije*** koji treba sadržavati:
- opis utjecaja namjene i načina uporabe građevine na svojstva nosive konstrukcije; podatke iz elaborata o prethodnim istraživanjima (npr. podatke iz geotehničkog elaborata) i podlogu koji su od utjecaja na svojstva nosive konstrukcije
- detaljan opis nosive konstrukcije uključivo i temeljenje
- opis načina izvođenja nosive konstrukcije i ugradnje građevnih proizvoda koji je bitan za ispunjavanje tehničkih svojstava nosive konstrukcije.

b) ***statičkog proračuna nosive konstrukcije*** koji treba sadržavati:
- podatke o predviđenim djelovanjima i utjecajima na građevinu, koji se odnose na proračun nosivosti i uporabljivosti nosive konstrukcije
- podatke o temeljnom tlu i seizmičnosti
- proračun nosivosti i uporabljivosti nosive konstrukcije za predvidiva djelovanja i utjecaje te proračun pojedinih dijelova betonske konstrukcije za sve faze građenja i uporabe građevine.

c) ***programa kontrole i osiguranja kvalitete nosive konstrukcije*** koji treba sadržavati:
- svojstva koja moraju imati građevni proizvodi koji se ugrađuju u betonsku konstrukciju, uključivo odgovarajuće podatke propisane odredbama o označavanju građevnih proizvoda
- ispitivanja i postupke dokazivanja uporabljivosti građevnih proizvoda koji se izrađuju na gradilištu za potrebe tog gradilišta
- ispitivanja i postupke dokazivanja nosivosti i uporabljivosti nosive konstrukcije
- uvjete građenja i druge zahtjeve koji moraju biti ispunjeni tijekom izvođenja nosive konstrukcije
- posebne uvjete značajne za ispunjenje zahtjeva popisanih posebnim pravilnicam i sl.

Jedan pravilan, potpun i iscrpan statički proračun armiranobetonske (AB) nosive konstrukcije obuhvaća sljedeće:

- izradu statičkog rješenja AB konstrukcije (izradu statičke sheme s oznakama pozicija)
- određivanje opterećenja (djelovanja) na pojedine konstrukcijske elemente
- određivanje vrijednosti reznih sila (M, V, N i dr.) u AB elementima uz izradu potrebnih statičkih shema sa shemama opterećenja
- dimenzioniranje elemenata AB konstrukcije, odnosno određivanje izmjera elemenata AB konstrukcija, prema graničnim stanjima nosivosti
- provjeru graničnih stanja uporabljivosti AB konstrukcije i to prvenstveno pukotina i pomaka (progiba)
- razradu pojedinosti (izradu karakterističnih detalja u pogledu oblikovanja i armiranja).

Osim navedenog treba imati u vidu da statički proračun betonske konstrukcije služi kao podloga za izradu nacrta oplate, nacrta armature i ponudbenog troškovnika koji su sastavni dio izvedbenog projekta.

5.1.1. Statičko rješenje AB nosive konstrukcije (shema nosive konstrukcije)

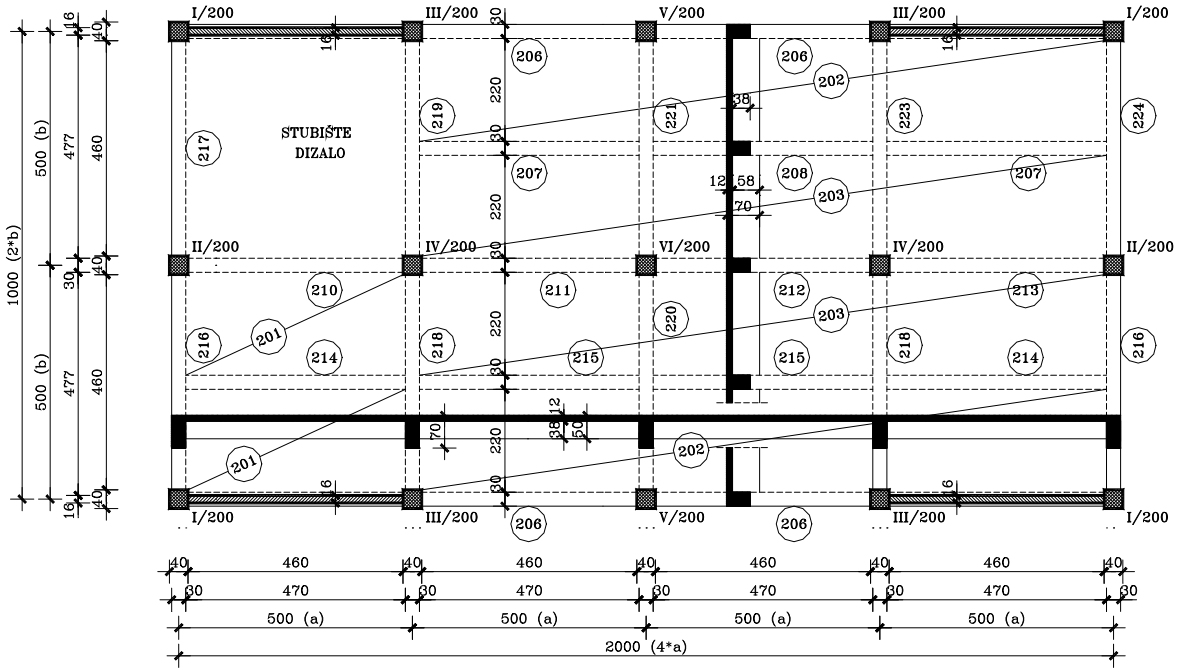
Statičko je rješenje nosive konstrukcije odabir glavnog nosivog sustava građevine i njegovo raščlanjivanje na konstrukcijske elemente. Dobro rješenje statičkog sustava zahtijeva od projektanta (konstruktora) znanje i iskustvo.

Statičko rješenje radi se na osnovu arhitektonskih nacrta izrađenih u mjerilu 1:100, koji su ujedno podloga za izradu statičkog proračuna. Građevina se, idući redom od krova do temelja, rastavlja na svoje sastavne dijelove, tj. katne konstrukcije (etaže) s pripadnim konstrukcijskim elementima kao što su ploče, grede, nadvoji, stubišta i dr.

Za razliku od izgradnje građevine koja se odvija od temelja do krova, analiza, tj. proračun konstrukcije radi se obratno, od krova prema temeljima.

Kod izrade statičkog rješenja osnovni je zadatak odrediti nosive zidove i stupove. Na neki se način prilikom izrade arhitektonskih nacrta (rješenja), s obzirom na položaj pregrada i ovojnica, uvjetuje mogući položaj zidova i stupova. Kada se odredi glavni vertikalni konstrukcijski sustav (zidovi i stupovi), pristupa se rješavanju pojedine etaže, tj. stropnih i krovnih konstrukcija. Tu se prvo odredi sustav konstrukcije koji će se primijeniti i to s obzirom na vrstu i veličinu opterećenja, veličinu raspona te raspored glavnih nosivih zidova i stupova. Zatim se odrede oslonci stropnih konstrukcija i pojedinih konstrukcijskih elemenata. Na taj se način dobije sustav sporednih i glavnih nosača, koji se obilježavaju pozicijama (stavkama). Pozicijama se označava svaki konstrukcijski element te se dobije shema (nacrt) pozicija dotične etaže, odnosno stropa. Shema nosive konstrukcije s označenim pozicijama daje jasnu sliku o sustavu nosača kao i o rasporedu glavnih i sekundarnih konstrukcijskih elemenata. Izgled sheme konstrukcije s oznakama pozicija prikazan je na slici 5.1. Na shemi na slici 5.1., radi boljeg razumijevanja nosive konstrukcije, prikazani su i prevaljeni presjeci koji se u pravilu ne prikazuju na shemi konstrukcije.

Pri izradi sheme nosive konstrukcije svaki je njezin dio, bez obzira na to razlikuje li se on po rasponu ili po presjeku, potrebno označiti oznakom pozicije (*POZ*), odnosno stavkom u obliku troznamenkastog broja, gdje prvi broj predstavlja odgovarajuću etažu, a sljedeća dva broja predstavljaju oznaku konstrukcijskog elementa u toj etaži. Obilježavanje etaža (stropova) započinje od prizemlja prema krovištu pri čemu konstrukcija započinje oznakom *POZ 000*. Tako npr. pozicija *POZ 207* označava konstrukciju druge etaže (broj 2), dok broj 07 predstavlja oznaku konstruktivnog elementa (u ovom slučaju grede). Stupovi se obilježavaju s obzirom na konstrukciju etaže koju nose pa tako razlikujemo oznaku stup S I/200 koja označava stup S I u drugoj etaži. Ako na shemi postoje osi, onda pozicije stupova i zidova obično imaju oznake osi i etaže na koju se odnose.



Slika 5.1. *Primjer izgleda sheme nosive konstrukcije stropa s označenim pozicijama*

5.1.2. Određivanje opterećenja

Vrste djelovanja i postupak određivanja djelovanja na nosive konstrukcije detaljno su prikazani u poglavlju *3. Djelovanja na nosive konstrukcije*. U zgradarstvu se uglavnom proračun nosive konstrukcije radi s tzv. izravnim djelovanjima, tj. raznim opterećenjima (koncentriranima ili rasprostrtima) na nosivu konstrukciju.

U statičkom proračunu nosive konstrukcije važno je odrediti vrstu i veličinu djelovanja (opterećenja) koje djeluje na konstrukcijski element koji se proračunava. U zgradarstvu se opterećenje određuje na osnovi statičkog rješenja i u skladu s važećim normama za opterećenja (niz normi HRN 1991), dok se kod industrijskih građevina opterećenja određuju posebnim zahtjevima dotične grane. **Opterećenja se prema vrsti djelovanja dijele na stalna, promjenjiva i izvanredna** (tablica 5.1.).

1) ***Stalno opterećenje – G***
   Stalno je opterećenje svako ono opterećenje koje ne mijenja položaj djelovanja niti iznos tijekom proračunskog vijeka uporabe. Pod stalnim opterećenjem podrazumijeva se ono opterećenje koje se pojavljuje pri proračunu svakog konstrukcijskog elementa kao opterećenje koje uvijek djeluje, kao što je npr. vlastita težina konstrukcije, težina opreme i sl.

2) ***Promjenjivo opterećenje – Q***
   Promjenivo je opterećenje svako ono opterećenje koje može mijenjati mjesto djelovanja, odnosno zauzeti razne položaje na konstrukciji, kao npr. ljudi, namještaj, uskladišteno gradivo, opterćenje snijegom, vjetrom i sl. U zgradarstvu je dominantno promjenjivo opterećenje tzv. uporabno opterećenje koje je određeno vrstom i svrhom građevine pa se često pod pojmom promjenjivog opterećenja, doduše krivo, rabi pojam uporabno opterećenje.

3) ***Izvanredno opterećenje – A***
   Izvanredno opterećenje kao opterećenje nema stalan karakter i pojavljuje se vrlo rijetko, a zbog svoje prirode ga teško možemo točno definirati. Izvanredno opterećenje obuhvaća djelovanje potresa, udar vozila, klizanje terena i sl.

Tablica 5.1. *Vrste opterećenja na konstrukcijske elemente nosive konstrukcije*

Stalna opterećenja - *G*	**Promjenjiva opterećenja - *Q***	**Izvanredna opterećenja - *A***
- vlastita težina konstrukcijskog elementa - vlastita težina nenosivih dijelova neke konstrukcije, obloge ili nepomične opreme - tlak tla - hidrostatski tlak vode	- uporabno opterećenje - opterećenje snijegom - opterećenje vjetrom - prometno opterećenje - opterećenje uslijed promjene temperature - opterećenje ledom	- udari vozila ili plovila - eksplozije - požar - ekstremno jak vjetar (tornado) - potres - opterećenje snijegom*
* Opterećenje snijegom može se uzeti kao promjenjivo i kao izvanredno opterećenje, ovisno o lokaciji građevine.		

Prema rasporedu opterećenja po konstrukciji, stalno i promjenjivo opterećenje dijelimo na sljedeća:

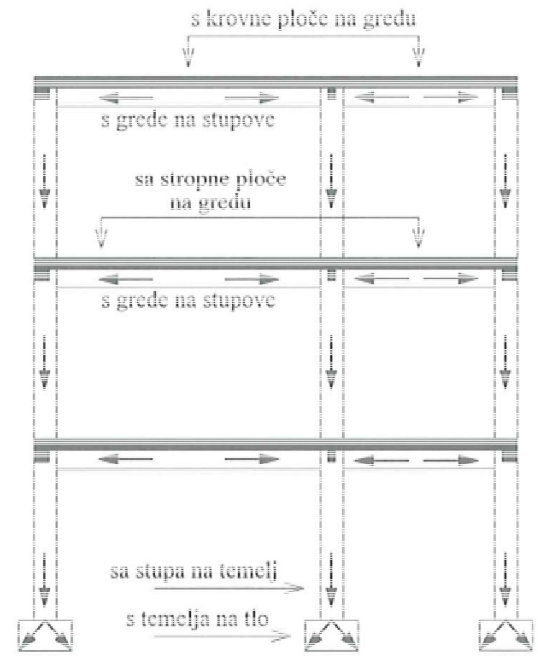
- jednoliko rasprostrto opterećenje (kontinuirano)
- nejednoliko rasprostrto opterećenje (trokutno, trapezno)
- koncentrirano opterećenje (pojedinačne sile sporednih nosača, stupova i sl.).

Za označavanje opterećenja u proračunu se rabe sljedeće oznake:

$\boldsymbol{g}$ – stalno površinsko ili linijsko opterećenje
$\boldsymbol{q}$ – promjenjivo površinsko ili linijsko opterećenje
$\boldsymbol{g+q}$ – ukupno površinsko ili linijsko opterećenje
$\boldsymbol{G}$ – stalno pojedinačno opterećenje (stalna koncentrirana sila)
$\boldsymbol{Q}$ – promjenjivo pojedinačno opterećenje (promjenjiva koncentrirana sila)
$\boldsymbol{G+Q}$ – ukupno pojedinačno opterećenje (ukupna koncentrirana sila)

Jačina (intenzitet) opterećenja po jedinici površine iskazuje se u **kN/m²**, a po jedinici duljine u **kN/m**. Pojedinačna se opterećenja iskazuju u **kN**.

Kod određivanja opterećenja na pojedini konstrukcijski element obično se pretpostavlja da reakcija nekog određenog elementa djeluje kao opterećenje na element koji ga podupire te da je redoslijed prijenosa opterećenja sljedeći: krovna i stropna ploča predaju opterećenje gredama, grede predaju opterećenje stupovima, stupovi predaju opterećenje temeljima, a temelji na kraju prenose opterećenje na temeljno tlo (Vidi sliku 5.2.).



Slika 5.2. *Redoslijed prijenosa opterećenja na konstrukcijske elemente [1]*

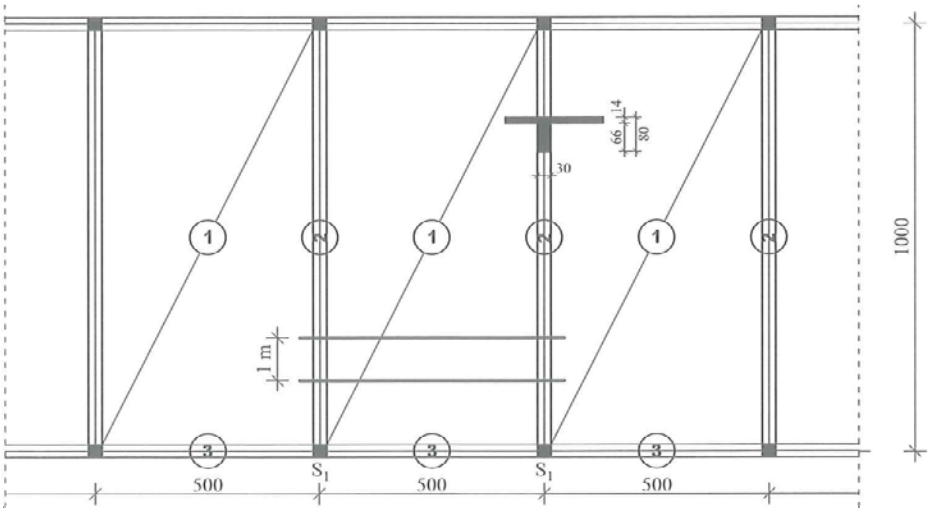
Jedinična opterećenja od stalnog opterećenja, tj. od vlastite težine konstrukcije i ostalih sastavnica, kako je prikazano u poglavlju 3.1., računaju se preko izraza:

- ukupna težina: $G\,(\mathrm{kN}) = \gamma(\mathrm{kN/m^3}) \cdot V(\mathrm{m^3})$ (5.1.)
- linijsko opterećenje od vl. težine: $g\ (\mathrm{kN/m}) = \gamma(\mathrm{kN/m^3}) \cdot A(\mathrm{m^2})$ (5.2.)
- plošno stalno od vl. težine: $g\ (\mathrm{kN/m^2}) = \gamma(\mathrm{kN/m^3}) \cdot h(\mathrm{m})$ (5.3.)

gdje je γ – zapreminska težina materijala u skladu s tablicom 3.2.; V – zapremina elementa; A – ploština s koje se svodi opterećenje; h – debljina sloja, kao npr. debljina ploče ili estriha i sl.

Jedinična opterećenja od promjenjivog opterećenja, tj. od uporabnog opterećenja, opterećenja snijegom i sl. prikazana su u poglavljima 3.2 – 3.9. Na temelju jediničnih opterećenja stalnog i promjenjivog opterećenja određuju se opterećenja na pojedine konstrukcijske elemente.

Za ploče se u pravilu proračun provodi za 1m širine ploče pa je opterećenje upravo jednako opterećenju po m^2. Na slici 5.3. dan je prikaz proračuna jediničnog opterećenja stropne ploče (*POZ 1*) u poslovnoj zgradi.

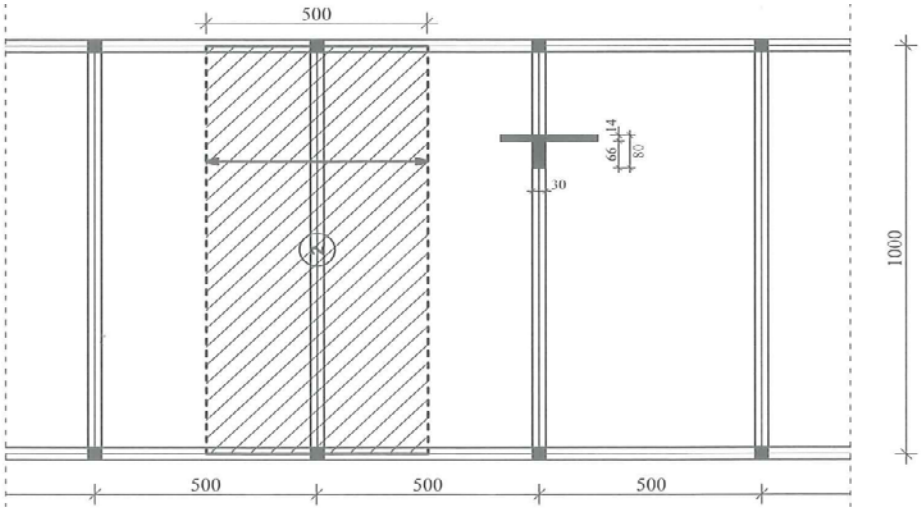


Analiza opterećenja na ploču POZ 1

<u>*Stalno opterećenje*</u>			
- parket od tvrdog drva 1,2 cm	0,012 · 8	=	0,10 kN/m^2
- armirani rabicirani estrih 5 cm	0,05 · 23	=	1,15 kN/m^2
- ekspandirani polistiren 2 cm	0,02 · 0,4	=	0,01 kN/m^2
- armiranobetonska ploča 14 cm	0,14 · 25	=	3,50 kN/m^2
Ukupno stalno opterećenje.....	g	=	4,85 kN/m^2
<u>*Promjenjivo opterećenje*</u>			
- uporabno opterećenje za uredski prostor (kategorija B1).....		=	2,00 kN/m^2
- pomične pregrade težine $q \leq 1{,}0$ kN/m.....		=	0,50 kN/m^2
Ukupno promjenjivo opterećenje.....	q	=	2,50 kN/m^2
Proračunsko ukupno opterećenje (1,35·g + 1,50·q).....	q_{Ed}	=	10,30 kN/m^2

Slika 5.3. *Prikaz konstrukcije s oznakom pozicija (POZ 1 – ploča; POZ 2 i 3 – grede; POZ S_1 – stup) i proračun jediničnog opterećenja ploče POZ 1 u poslovnoj zgradi*

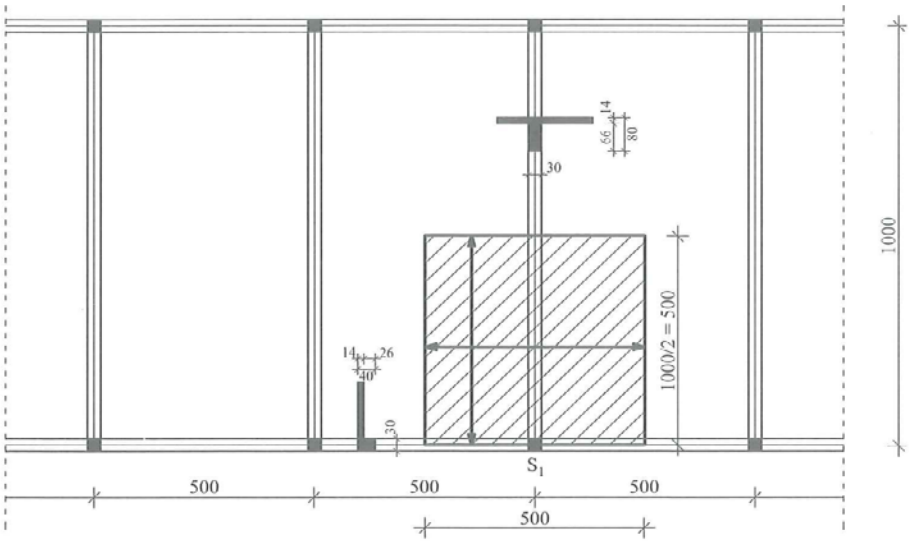
Proračun opterećenja na gredu provodi se na način da se opterećenje od ploča uzima u veličini koja odgovara širini dijela ploče s kojeg se opterećenje prenosi na gredu. U slučaju prikazanom na slici 5.4. širina dijela ploče s koje se opterećenje prenosi na gredu odgovara osnom razmaku između greda. Opterećenju s ploče dodaje se vlastita težina rebra grede. Budući da je greda linijski element, opterećenje se računa u kN po metru dužine [kN/m]. Vidi primjer na slici 5.4.



Analiza opterećenja na gredu POZ 2

Stalno opterećenje			
- opterećenje od ploče POZ 1	4,85 · 5,0	=	24,3 kN/m
- težina rebra grede	0,3·0,66 · 25	=	5,0 kN/m
Ukupno stalno opterećenje.....	g	=	29,3 kN/m
Promjenjivo opterećenje			
- opterećenje od ploče POZ 1	2,50 · 5,0	=	12,5 kN/m
Ukupno promjenjivo opterećenje.....	q	=	12,5 kN/m
Proračunsko ukupno opterećenje (1,35·g + 1,50·q).....	q_{Ed}	=	58,3 kN/m

Slika 5.4. *Prikaz širine pojasa ploče s kojeg se opterećenje prenosi na gredu POZ 2 i proračun jediničnog opterećenja grede POZ 2 u poslovnoj zgradi*



Analiza opterećenja na stup POZ S_1

Stalno opterećenje			
- opterećenje od ploče POZ 1	4,85·5,0·5,0	=	121 kN
- težina rebra grede POZ 2	0,3·0,66·25·5,0	=	25 kN
- težina rebra grede POZ 3	0,3·0,26·25·5,0	=	10 kN
- težina stupa	$0,3^2$·3,0·25	=	7 kN
Ukupno stalno opterećenje.....	N_g	=	163 kN
Promjenjivo opterećenje			
- opterećenje od ploče POZ 1	2,50·5,0·5,0	=	63 kN
Ukupno promjenjivo opterećenje.....	N_q	=	63 kN
Proračunsko ukupno opterećenje (1,35·N_g + 1,50·N_q).....	N_{Ed}	=	315 kN

Slika 5.5. *Prikaz dijela konstrukcije s kojeg se opterećenje prenosi na stup POZ S_1 i proračun opterećenja stupa POZ S_1 u poslovnoj zgradi*

Proračun opterećenja na stup provodi se na način da se opterećenje od ploča uzima u veličini koja odgovara ploštini dijela ploče s koje se opterećenje prenosi na stup. U slučaju prikazanom na slici 5.5. ploština dijela ploče s koje se opterećenje prenosi na stup omeđena je simetralama između stupova u obama smjerovima. Opterećenju s ploče dodaje se vlastita težina rebra greda odgovarajućeg dijela i vlastita težina stupa. Opterećenje na stup računa se u kN. Vidi primjer na slici 5.5.

Kod provedbe analize opterećenja, odnosno određivanja jediničnog opterećenja na pojedine konstrukcijske betonske elemente u zgradarstvu uobičajeno je da se jedinična površinska opterećenja (u kN/m^2) zaokružuju na dvije decimale, jedinična linijska opterećenja (u kN/m) zaokružuju na jednu decimalu, a koncentrirano se opterećenje (u kN) zaokružuje na cijeli broj.

5.1.3. Određivanje reznih sila

Ekstremne vrijednosti reznih sila u presjecima betonskih konstrukcijskih elemenata određuju se proračunom prema teoriji konstrukcija pri čemu razlikujemo:

- linearnu teoriju (teoriju elastičnosti)
- linearnu teoriju s ograničenom preraspodjelom momenata savijanja
- nelinearnu teoriju
- teoriju plastičnosti.

Primjena pojedine teorije ovisi o vrsti i karakteristikama nosive konstrukcije, vrsti i intenzitetu opterećenja, stanju naprezanja i deformacija u promatranom presjeku, karakteritikama presjeka itd. U proračunu nosivih konstrukcija najviše se primjenjuje linearna teorija, odnosno obična građevna statika. Ona se temelji na linearnom odnosu naprezanja i deformacija (Hookovu zakonu), a ujedno pretpostavlja da su rezne sile u presjecima proporcionalne opterećenju.

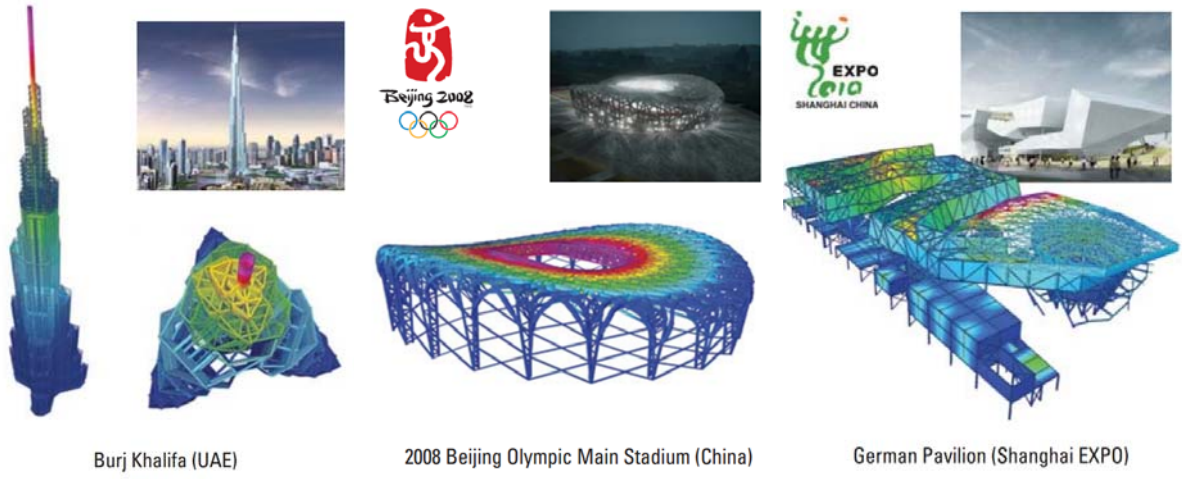
Nosive konstrukcije sastoje se od međusobno povezanih konstrukcijskih elemenata koji omogućuju da se sva opterećenja prenesu u tlo. Kako se to točno u stvarnosti događa, teško je potpuno sagledati, no u praksi se rade određena pojednostavnjenja koja su na strani sigurnosti. Tako pri proračunu reznih sila približno ocjenjujemo stupanj upetosti na krajevima greda i stupova te pretpostavljamo da reakcija jednog elementa djeluje kao opterećenje na element koji ga podupire i sl.

Razvojem informatike danas se proračun reznih sila u pojedinim konstrukcijskim elementima najčešće provodi pomoću računala uporabom odgovarajućih računalnih programa (slika 5.6.).



Slika 5.6. *Prikaz nekih od najpoznatijih računalnih programa za proračun nosivih konstrukcija*

Računalni programi omogućuju modeliranje cijele nosive konstrukcije u jedan prostorni model te proračun reznih sila svih pojedinih konstrukcijskih elemenata. Osim toga računalni programi imaju mogućnost sami proračunavati opterećenja na pojedine konstrukcijske elemente, kao i provesti postupak dimenzioniranja pojedinih konstrukcijskih elemenata. Neki primjeri prostornih modela prikazani su na slici 5.7.

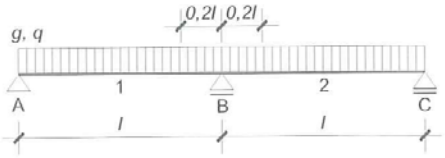


Slika 5.7. *Primjeri prostornih modela nosivih konstrukcija nekih poznatih građevina*

Za jednostavnije konstrukcije i približne proračune konstrukcijskih elemenata rezne se sile mogu proračunati na idealiziranim shemama metodama građevne statike i to na sljedeći način:

- statički određeni sustavi pomoću jednadžbi ravnoteže (kolegij *Nosive konstrukcije I*)
- uvriježeni jednostavni sustavi (proste grede, konzole, kontinuirani nosači, jednostavni okviri i dr.) pomoću podataka iz statičkih tablica, gdje su za njih dani izrazi za proračun reznih sila u kritičnim presjecima (Za primjer vidi tablicu 5.2.).

Tablica 5.2. *Tablica za proračun momenata savijanja, M, poprečnih sila, V, i reakcija, R, kontinuiranog nosača preko dvaju jednakih raspona [4]*

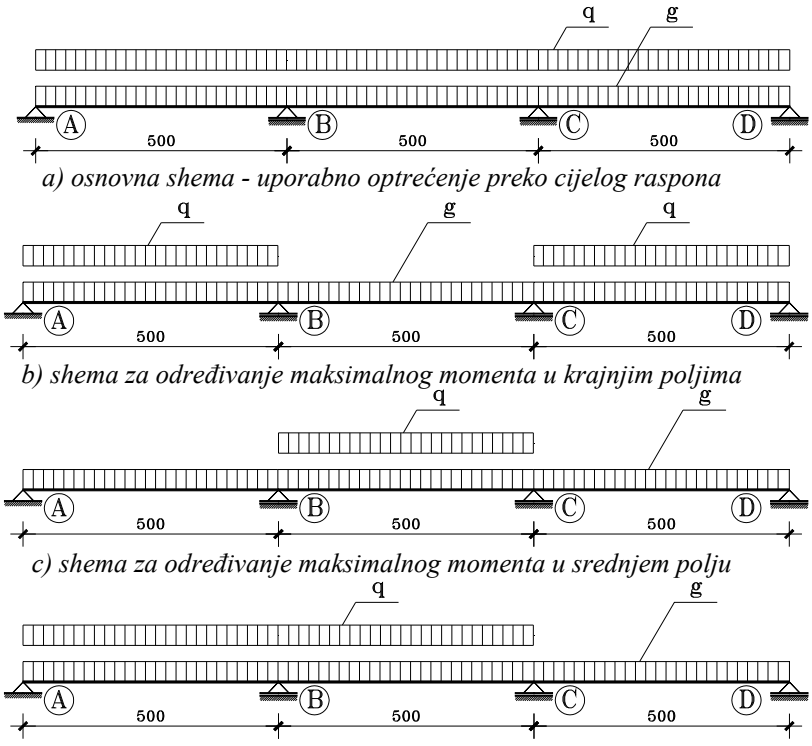


Statička veličina					
M_{11}	$0{,}070 \cdot q \cdot l^2$	$0{,}156 \cdot F \cdot l$	$0{,}222 \cdot F \cdot l$	$0{,}180 \cdot F \cdot l$	$0{,}258 \cdot F \cdot l$
M_{12}	–	–	$0{,}111 \cdot F \cdot l$	$0{,}039 \cdot F \cdot l$	$0{,}266 \cdot F \cdot l$
M_{13}	–	–	–	–	$-0{,}023 \cdot F \cdot l$
M_{Bmin}	$-0{,}125 \cdot q \cdot l^2$	$-0{,}188 \cdot F \cdot l$	$-0{,}333 \cdot F \cdot l$	$-0{,}281 \cdot F \cdot l$	$-0{,}469 \cdot F \cdot l$
$R_A = V_{1A}$	$0{,}375 \cdot q \cdot l$	$0{,}313 \cdot F$	$0{,}667 \cdot F$	$0{,}719 \cdot F$	$1{,}031 \cdot F$
R_{Bmax}	$1{,}250 \cdot q \cdot l$	$1{,}375 \cdot F$	$2{,}667 \cdot F$	$2{,}563 \cdot F$	$3{,}938 \cdot F$
V_{1Bmin}	$-0{,}625 \cdot q \cdot l$	$-0{,}688 \cdot F$	$-1{,}333 \cdot F$	$-1{,}281 \cdot F$	$-1{,}969 \cdot F$
Statička veličina					
M_{11}	$0{,}184 \cdot F \cdot l$	$0{,}095 \cdot K \cdot l$	$0{,}094 \cdot K \cdot l$	$0{,}089 \cdot K \cdot l$	
M_{12}	$0{,}219 \cdot F \cdot l$	–	–	–	
M_{13}	$-0{,}080 \cdot F \cdot l$	–	–	–	
M_{Bmin}	$-0{,}396 \cdot F \cdot l$	$-0{,}156 \cdot K \cdot l$	$-0{,}155 \cdot K \cdot l$	$-0{,}151 \cdot K \cdot l$	
$R_A = V_{1A}$	$1{,}104 \cdot F$	$0{,}344 \cdot K$	$0{,}345 \cdot K$	$0{,}349 \cdot K$	
R_{Bmax}	$3{,}792 \cdot F$	$1{,}312 \cdot K$	$1{,}310 \cdot K$	$1{,}302 \cdot K$	
V_{1Bmin}	$1{,}896 \cdot F$	$-0{,}656 \cdot K$	$-0{,}655 \cdot K$	$-0{,}651 \cdot K$	

Budući da u prošlosti nije bilo računalnih programa, danas se u stručnoj literaturi može pronaći dosta literature s tabličnim određivanjem reznih sila u kritičnim presjecima za razne statičke sustave i oblike opterećenja.

Kao što je već rečeno, potrebno je odrediti ekstremne vrijednosti reznih sila, tj. momenata savijanja, poprečnih i uzdužnih sila te momenata torzije. Ovo određivanje obavlja se postavljanjem opterećenja u najnepovoljniji položaj. Da bi proračun bio jasniji i pregledniji, potrebno je prije proračuna reznih sila izraditi ***statičku shemu*** (sa shemom opterećenja). Statička shema predstavlja ucrtavanje sheme konstrukcijskog elementa, s najnepovoljnijim položajem promjenjivog opterećenja, tj. uporabnim opterećenjem koje daje najveće vrijednosti reznih sila za konstrukcijski sustav koji je odabran u statičkom rješenju nosive konstrukcije.

Iz statičke sheme mora se jasno vidjeti sustav nosača koji se proračunava, s oznakom vrste ležaja (pokretan, nepokretan, upet i sl.), treba biti kotiran raspon, upisan broj ležaja, a shema mora sadržavati i oznaku opterećenja. Na slici 5.8. prikazan je primjer statičkih shema za određivanje ekstremnih vrijednosti reznih sila kontinuirane grede *POZ 207-208-207* sa slike 5.1.



a) osnovna shema - uporabno optrećenje preko cijelog raspona

b) shema za određivanje maksimalnog momenta u krajnjim poljima

c) shema za određivanje maksimalnog momenta u srednjem polju

d) shema za određivanje maksimalnog momenta iznad ležajeva

Slika 5.8. *Statičke sheme za proračun reznih sila grede POZ 207-208-207 sa slike 5.1.*

Kada je u pitanju veći broj različitih opterećenja (stalno, uporabno, snijeg, vjetar i dr.), kod pojedinih je statičkih sustava radi jasnoće i preglednosti potrebno izračunati rezne sile za svako opterećenje zasebno, a tek tada napraviti proračunske kombinacije koje će u konstrukcijskom elementu izazvati najnepovoljnije utjecaje.

Bez obzira na to kojom teorijom ili načinom su se proračunali konstrukcijski elementi, rezultat proračuna ekstremne su vrijednosti reznih sila u presjeku gdje u pravilu imamo:

- *od stalnog opterećenja:*
  momente savijanja – M_g; poprečne sile – V_g; uzdužne sile – N_g; moment torzije – T_g
- *od promjenjivog (najčešće uporabnog) opterećenja:*
  momente savijanja – M_q; poprečne sile – V_q; uzdužne sile – N_q; moment torzije – T_q.

Za približne proračune i jednostavnije statičke sustave gdje su sva opterećenja istog načina djelovanja (kao npr. opterećenje stropova) dopušteno je da se odmah napravi zbroj svih opterećenja, tj. da se napravi proračunsko opterećenje ($q_{Ed} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q$) i da se rezne sile u kritičnim presjecima odrede odmah za proračunsko opterećenje, a rezultat takvog proračuna su proračunske vrijednosti reznih sila

(M_{Ed}, V_{Ed}, N_{Ed}, T_{Ed}). To je prihvatljivo kako bi se izbjeglo nepotrebno ponavljanje istog proračuna za stalno i uporabno opterećenje.

5.1.4. Dimenzioniranje konstrukcijskih elemenata

Nakon što su određene veličine reznih sila (M, V, N, T) konstrukcijskih elemenata, sljedeće je izbor, odnosno korekcija dimenzija koje će biti najpovoljnije, a da se pritom njihov oblik uklopi u arhitektonsku strukturu pojedinih dijelova građevine ili građevine u cjelini. Stoga dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcijskih elemenata predstavlja:

a) određivanje oblika betonskog poprečnog presjeka s točnim i najekonomičnijim dimenzijama

b) određivanje armiranog dijela presjeka, što se svodi na određivanje potrebne ploštine armature, odnosno njezine količine za zadano opterećenje i odabrani statički sustav nosača, pri čemu treba uzeti u obzir stabilnost elementa i ekonomičnost budući da je armatura skuplja komponenta armiranog betona.

Prije samog početka dimenzioniranja (pa čak i proračuna) potrebno je pretpostaviti izgled poprečnog presjeka betonskog konstrukcijskog elementa i odabrati materijal koji će biti upotrebljen te koje je kvalitete odabrani materijal. Uvjetno, dimenzioniranje konstrukcijskog elementa znači određivanje nosivosti presjeka, razreda betona ili količine armature.

Dimenzioniranje AB konstrukcijskih elemenata kao i drugih vrsta konstrukcija provodi se prema teoriji graničnih stanja:

- granično stanje nosivosti (GSN ili engl. ULS)
- granično stanje uporabljivosti (GSU ili engl. SLS).

Dimenzioniranjem prema graničnom stanju nosivosti (GSN) uz najnepovoljniju kombinaciju stalnog i promjenjivog opterećenja, kao i dodatnih utjecaja, AB konstrukcija se osigurava od sloma i prevrtanja. Međutim, taj proračun ne jamči da će se složenija konstrukcija kao cjelina u uporabi ponašati na željeni način, stoga je potrebna i provjera prema graničnom stanju uporabljivosti (GSU). Provjera graničnih stanja uporabljivosti u pravilu se provodi približnim postupcima proračuna širina pukotina i veličine progiba konstrukcijskog elementa. Dokazom da širine pukotina, odnosno veličine progiba, zadovoljavaju propisima određene kriterije, proračun je AB konstrukcijskog elementa završen. U protivnom, dimenzioniranje je potrebno ponoviti toliko puta dok svi kriteriji ne budu ispunjeni.

Nakon završenog dimenzioniranja, a na temelju odabranih dimenzija i dokaza, izrađuju se izvedbeni nacrti građevine (planovi oplate i nacrti armature), rabeći za označavanje pojedinih konstrukcijskih elemenata iste oznake kao u statičkom proračunu (shemi konstrukcije s oznakama pozicija).

5.2. Dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcijskih elemenata po graničnom stanju nosivosti

Kako beton i armatura imaju jako izraženu plastičnu deformaciju, *slom* armiranobetonske konstrukcije ne nastupa odmah po postizanju granične (proračunske) čvrstoće, nego kasnije. Zato teoriju, čija je osnova plastično ponašanje betona i armature, nazivamo teorijom granične nosivosti.

Za svaku AB konstrukciju i AB konstrukcijski element može se reći da imaju određenu nosivost. Tako je npr. najveći moment savijanja, koji neki element može prihvatiti, nosivost tog elementa na savijanje. Ako se dogodi da rezne sile prekorače vrijednost nosivosti nekog elementa, tada dolazi do sloma konstrukcije. Pod slomom podrazumijevamo trajno oštećenje, tj. ono stanje pri kome presjek, odnosno

konstrukcija gubi sposobnost odupiranju vanjskim utjecajima ili dobije nedopustivo velike deformacije ili lokalna oštećenja, poslije čega ona više ne može funkcionirati kao nosač u pogledu nosivosti, trajnosti i funkcionalnosti.

U poglavlju 2.6. dan je opći izraz za razmatranje **graničnog stanja sloma (STR)**:

$$E_d \le R_d \tag{5.4.}$$

gdje je E_d – proračunska vrijednost učinaka djelovanja kao što su unutarnje uzdužne i/ili poprečne sile, momenti savijanja ili vektor koji predstavlja više unutarnjih sila i/ili momenata savijanja; R_d – proračunska vrijednost odgovarajuće otpornosti presjeka ili elementa.

Generalno, u proračunu možemo usvojiti da će se konstrukcija, kad neka od reznih sila (M, V, N, T) izazvana vanjskim opterećenjem, dostigne najveću (graničnu) vrijednost koja odgovara nosivosti presjeka, naći u graničnom stanju nosivosti. Stoga se izraz (5.4.) sveden na razinu presjeka, za uobičajene rezne sile, može napisati u obliku:

$$E_d \le R_d \rightarrow \begin{cases} M_{Ed} \le M_{Rd} \\ V_{Ed} \le V_{Rd} \\ N_{Ed} \le N_{Rd} \\ T_{Ed} \le T_{Rd} \end{cases} \tag{5.5.}$$

gdje su M_{Ed}, V_{Ed}, N_{Ed}, T_{Ed} – proračunske vrijednosti reznih sila (moment savijanja, poprečna sila, uzdužna sila i moment torzije) u nekom presjeku konstrukcijskog armiranobetonskog elementa; M_{Rd}, V_{Rd}, N_{Rd}, T_{Rd} – proračunska vrijednost odgovarajuće otpornosti presjeka.

Naravno, u pogledu izraza (5.5.) i nosivosti poprečnog presjeka, može se govoriti i o nosivosti poprečnog presjeka izloženog složenom naprezanju, odnosno zajedničkom djelovanju više reznih sila (npr. istodobno djelovanje momenta savijanja i uzdužne sile).

Proračunske vrijednosti reznih sila u nekom presjeku određuju se tako da se vrijednosti reznih sila za pojedina opterećenja množe s odgovarajućim faktorom sigurnosti za djelovanja u skladu s izrazima (2.19.) i (2.20.) te tablicom 2.2.

Za konstrukcije zgrada u normalnim uvjetima dopušta se pojednostavljenje određivanja proračunskih reznih sila što je opisano u poglavlju 2.7. Stoga se za daljnje analize vezane za dimenzioniranje poprečnih presjeka nosivih konstrukcija u zgradarstvu mogu rabiti kombinacije dane u tablici 5.3.

Tablica 5.3. *Kombinacije za određivanje proračunskih reznih sila za GSN u nekom presjeku*

Kombinacija	**Proračunske rezne sile**
Osnovna kombinacija za stalno (G) + jedno promjenjivo opterećenje (Q)	$M_{Ed} = 1{,}35 \cdot M_g + 1{,}5 \cdot M_q$ $V_{Ed} = 1{,}35 \cdot V_g + 1{,}5 \cdot V_q$ $N_{Ed} = 1{,}35 \cdot N_g + 1{,}5 \cdot N_q$ $T_{Ed} = 1{,}35 \cdot T_g + 1{,}5 \cdot T_q$
Osnovna kombinacija za stalno (G) + istovremeno više promjenjivih opterećenja (Q_i) kao npr. uporabno, snijeg, vjetar i sl.	$M_{Ed} = 1{,}35 \cdot M_g + 1{,}35 \cdot \Sigma M_{q,i}$ $V_{Ed} = 1{,}35 \cdot V_g + 1{,}35 \cdot \Sigma V_{q,i}$ $N_{Ed} = 1{,}35 \cdot N_g + 1{,}35 \cdot \Sigma N_{q,i}$ $T_{Ed} = 1{,}35 \cdot T_g + 1{,}35 \cdot \Sigma T_{q,i}$
Kombinacije s potresom (seizmička kombinacija) pri čemu se oznaka *e* odnosi na reznu silu od potresa.	$M_{Ed} = M_g + 0{,}30 \cdot M_q + M_e$ $V_{Ed} = V_g + 0{,}30 \cdot V_q + V_e$ $N_{Ed} = N_g + 0{,}30 \cdot N_q + N_e$ $T_{Ed} = T_g + 0{,}30 \cdot T_q + T_e$

Napomena: U slučaju da stalno opterećenje djeluje povoljno, umjesto faktora sigurnosti 1,35 potrebno je u izrazima rabiti faktor sigurnosti 1,00. U slučaju da promjenjivo opterećenje djeluje povoljno, umjesto faktora sigurnosti 1,5 potrebno je u izrazima rabiti faktor sigurnosti 0,00.

Proračunska nosivost (otpornost) nekog presjeka, R_d, najveća je rezna sila koju presjek može preuzeti. Granična nosivost presjeka proračunava se zavisno o dimenzijama presjeka i svojstvima materijala. Pri tome se podrazumijeva potpuno iskorištenje proračunske nosivosti čelika i/ili betona. Prema teoriji graničnih stanja armiranobetonskih konstrukcija za određivanje otpornosti presjeka elemenata vrijede sljedeće pretpostavke:

1. Za sve vrijeme prirasta naprezanja i deformacije presjeci ostaju ravni. To je tzv. Bernoulijeva hipoteza ravnih presjeka poznata iz otpornosti materijala, koja kaža da je raspodjela relativnih deformacija po visini linearna.
2. Deformacije prianjanjuće armature u vlačnom i tlačnom su području jednake deformaciji okolnog betona. To znači da čelik i beton imaju međusobno jednake relativne deformacije ($\varepsilon_s = \varepsilon_c$) na jednakim udaljenostima od neutralne osi. Time se podrazumijeva da prianjanje armature za beton nije nigdje narušeno, sve do sloma konstrukcije.
3. Beton je u vlačnom pojasu pri slomu ispucao pa je isključen iz nosivosti. Pri tome se zanemaruje vlačna čvrstoća betona što znači da sva vlačna naprezanja i vlačne sile preuzima isključivo armatura.
4. Za vezu naprezanja (σ) i relativne deformacije čelika (ε_s) i betona (ε_c) rabe se proračunski dijagrami betona i čelika dani u poglavljima 4.1.8. i 4.2.3.

Kod određivanja proračunske otpornosti nekog presjeka izrazito su važne vrijednosti proračunske čvrstoće betona i čelika te proračunski dijagrami $\sigma - \varepsilon$ za beton i čelik. U poglavlju 4. detaljno su prikazani postupci određivanja proračunskih vrijednosti čvrstoće i granice popuštanja čelika i betona kao i njihovi proračunski dijagrami odnosa $\sigma - \varepsilon$ te se neće ponovno prikazivati. Radi važnosti tih parametara na slici 5.9. prikazani su najčešće primjenjivani proračunski dijagrami betona i čelika kao i način određivanja njihovih proračunskih čvrstoća.

a) beton

Proračunska čvrstoća betona: $\boldsymbol{f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C}$

α_{cc} = 1,00 (0,85)

f_{ck} = *karakteristična čvrstoća betona*

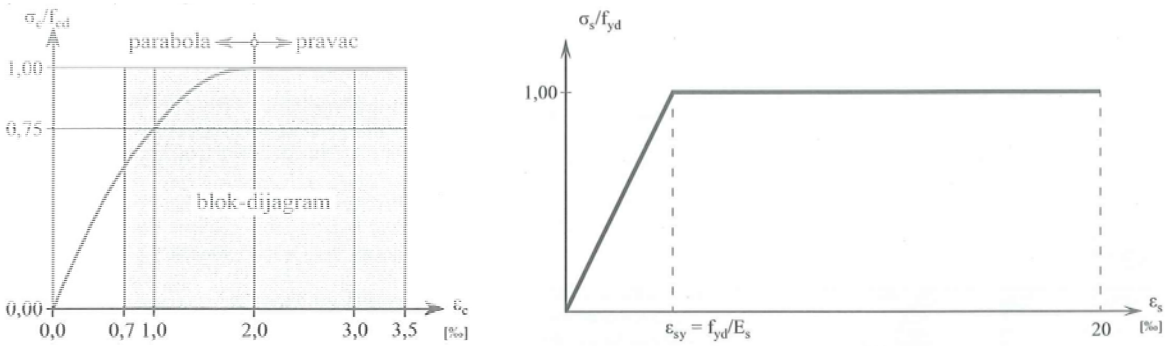
γ_C = 1,50 *(Vidi tablicu 2.3.)*

b) čelik (armatura)

Proračunska čvrstoća čelika: $\boldsymbol{f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S}$

f_{ck} = *karakteristična granica popuštanja čelika*

γ_S = 1,15 *(Vidi tablicu 2.3.)*

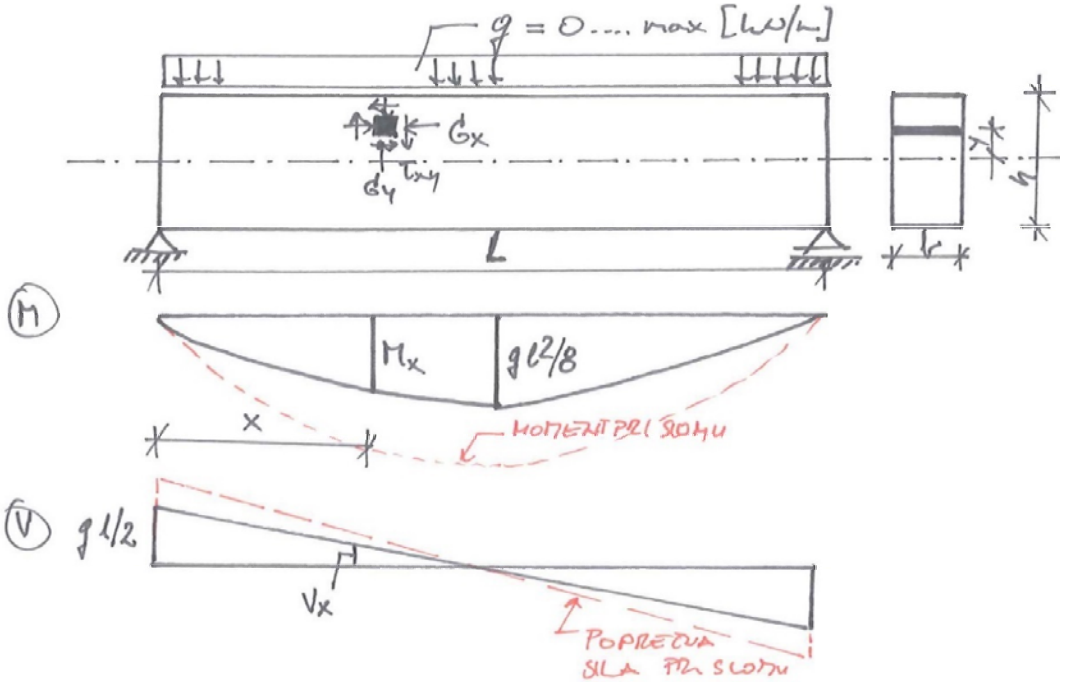


Slika 5.9. *Radni dijagrami i proračunske čvrstoće betona i čelika*

5.2.1. Ponašanje armiranobetonskih elemenata pri opterećenju na savijanje i poprečne sile do sloma

Radi boljeg razumijevanja teorije graničnih stanja armiranobetonskih konstrukcija i samog postupka dimenzioniranja, potrebno je promotriti ponašanje jednostavno oslonjene grede pri opterećenju do sloma. Na slici 5.10. prikazana je jednostavno oslonjena greda poprečnog presjeka ***b*/*h*** i raspona ***l***, opterećena kontinuiranim linijskim opterećenjem ***q*** [kN/m] koje raste od početne vrijednosti, q_0 = 0,00 kN/m, do maksimalne vrijednosti, q_{max}, koja odgovara slomu grede. Uslijed linijskog opterećenja na gredu u njoj se pojavljuju momenti savijanja i poprečne sile. Na istoj slici prikazani su dijagram

momenta savijanja, pri čemu moment na sredini raspona iznosi $M = q \cdot l^2/8$ i dijagram poprečnih sila, pri čemu maksimalna poprečna sila na osloncu iznosi $V = q \cdot l/2$.



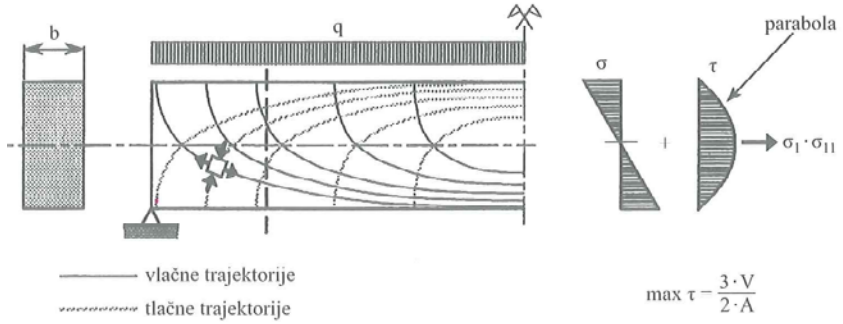
Slika 5.10. *Jednostavno oslonjena armiranobetonska greda opterećena linijskim opterećenjem q*

Za male vrijednosti opterećenja q vrijednosti tlačnih i vlačnih naprezanja su male i greda se ponaša kao da je od homogenog i izotropnog materijala. Takvo stanje naprezanja nazivamo ***Stanje I*** i za njega vrijede izrazi iz otpornosti materijala, tj. raspodjela naprezanja i deformacija u betonu je linearna, a tlačna i vlačna naprezanja preuzimaju i beton i armatura, srazmjerno udaljenosti od neutralne osi. U bilo kojoj točki grede djeluju normalna naprezanja σ_x i σ_y te posmična naprezanja τ_{xy}. Za štapne elemente, kao što je greda, naprezanja σ_y mogu se zanemariti pa ostaju samo normalno naprezanje $\sigma = \sigma_x$, usporedno s osi grede i posmično naprezanje $\tau = \tau_{xy}$. Naprezanja u nekoj točki, koja je udaljena za y od neutralne osi koja pripada presjeku udaljenom za x od ležaja (slika 5.10), mogu se odrediti izrazima iz otpornosti materijala:

$$\sigma = \frac{M_x}{I} \cdot y \tag{5.6.}$$

$$\tau = \frac{V_x \cdot S_y}{I \cdot b} \tag{5.7.}$$

gdje su M_x i V_x – momenti savijanja i poprečna sila u presjeku na udaljenosti x od ležaja; I – moment inercije poprečnog presjeka; b – širina poprečnog presjeka; S_y – statički moment površine iznad y s obzirom na neutralnu os. Raspodjela uzdužnih naprezanja linearna je, a posmičnih parabolična, kao što se vidi na slici 5.11.



Slika 5.11. *Trajektorije glavnih naprezanja i raspodjela uzdužnih i posmičnih naprezanja po visini presjeka za stanje I*

Iz otpornosti materijala poznato je da vrijednosti σ i τ mijenjaju iznos u odnosu na kut nagiba promatranog elementa (točke) u odnosu na uzdužnu os x te da postoji uvijek jedan kut φ za koji su pomična naprezanja jednaka nuli, $\tau_{xy} = 0$, a normalna naprezanja σ_x i σ_y poprimaju ekstremne vrijednosti. Te ekstremne vrijednosti normalnih naprezanja nazivaju se glavnim naprezanjima i označavaju se sa σ_1 i σ_2. Veličine glavnih naprezanja i odgovarajućeg kuta određuju se izrazima:

$$\sigma_{1,2} = \sigma/2 \pm \sqrt{(\sigma/2)^2 + \tau^2} \qquad (5.8.)$$

$$tg\varphi = 2 \cdot \tau / \sigma \qquad (5.9.)$$

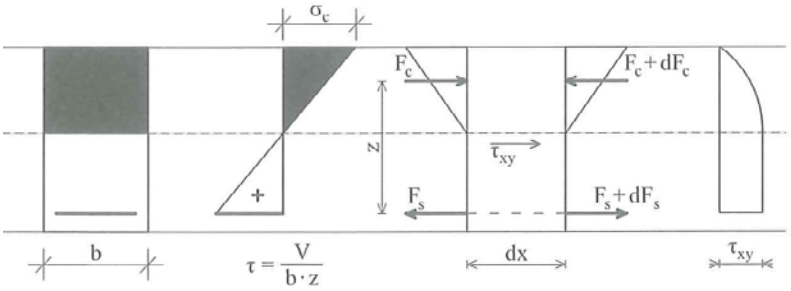
Na temelju izraza (5.8.) i (5.9.) uz rubove greda postoje samo uzdužna naprezanja ($\tau = 0$), tj.:

- uz vlačni rub grede: $\varphi = 0°$, $\tau = 0$, $\sigma_1 = \sigma$, $\sigma_2 = 0$
- uz tlačni rub grede: $\varphi = 90°$, $\tau = 0$, $\sigma_1 = 0$, $\sigma_2 = \sigma$
- u neutralnoj osi: $\varphi = 45°$, $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau$.

Pravci glavnih naprezanja u brojnim točkama grede daju dvije familije krivulja koje se sjeku pod pravim kutom i nazivaju se trajektorije glavnih naprezanja. Trajektorije grede prikazane su na slici 5.11. i prikazuju način prijenosa opterećenja. Vlačne trajektorije imaju oblik užadi (lanca), a tlačne trajektorije oblik lukova, tj. tipičnih konstrukcija koje prenose samo vlačna, odnosno tlačna naprezanja.

Povećanjem opterećenja na gredu, q, rezne sile u presjecima (M, V) rastu te u najopterećenijem presjeku, koji je na sredini grede, normalna naprezanja u vlačnoj zoni dosežu vrijednost koja odgovara vlačnoj čvrstoći betona, $\sigma = f_{ctm}$. Stanje naprezanja u kojem je $\sigma_{max} = f_{ctm}$ nazivamo ***stanje Ia*** i to je granično stanje koje prethodi pojavi pukotina u betonu. Važno je imati u vidu da je u tom trenutku raspodjela tlačnih naprezanja još uvijek linearna jer je vlačna čvrstoća oko 15 puta manja od tlačne, a poznato je da se do razine tlačnih naprezanja $\sigma_c \leq 0{,}4 \cdot f_c$ beton ponaša približno linearno elastično.

Daljnjim povećanjem opterećenja q rastu rezne sile (M, V) u gredi te vlačna naprezanja u betonu, σ_t, premašuju vlačnu čvrstoću betona, f_{ctm} i nastaju pukotine u vlačnoj zoni betona. To stanje naprezanja, kada moment savijanja M prekorači moment nastanka pukotina $M_{cr} = W \cdot f_{ctm}$ (W – moment otpora poprečnog presjeka), odnosno kada je maksimalno glavno vlačno naprezanje, σ_{max}, veće od vlačne čvrstoće, f_{ctm}, nazivamo ***stanje II.*** U tom su stanju u gredi nastale pukotine za koje pretpostavljamo da sežu do neutralne osi, a kako je nastala pukotina u betonu, vlačna naprezanja (sile) preuzima samo armatura. U tlačnoj zoni naprezanja su u betonu u početku još uvijek linearna te se raspodjela normalnih i posmičnih naprezanja može prikazati slikom 5.12.



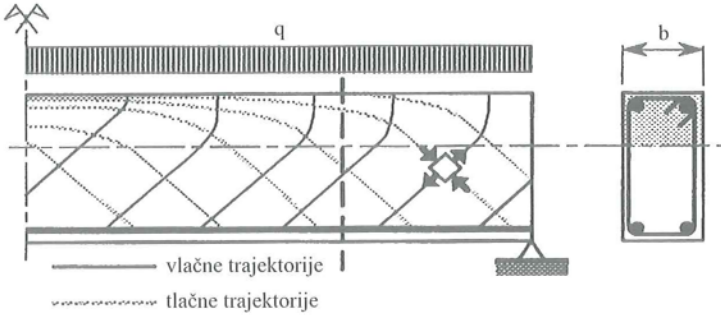
Slika 5.12. *Raspodjela normalnih i posmičnih naprezanja u presjeku nakon nastanka pukotine, tj. u početnom dijelu stanja II*

Za presjek konstantne širine posmična naprezanja, zbog nastanka pukotine u neutralnoj osi i ispod nje, imaju konstantnu vrijednost koja iznosi:

$$\tau = \frac{V}{b \cdot z} \qquad (5.10.)$$

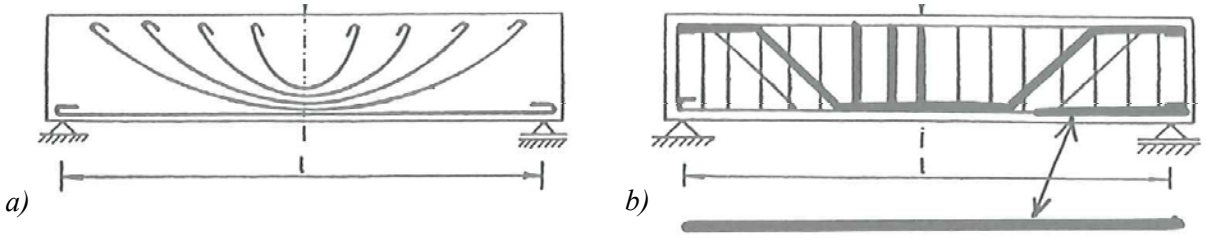
gdje je V – poprečna sila u presjeku; b – širina poprečnog presjeka; z – krak unutarnjih sila čija je približna vrijednost $z \approx 0{,}8 \cdot h$ (h – visina presjeka).

Za *stanje II* trajektorije glavnih naprezanja prikazane su na slici 5.13. gdje je vidljivo da su u tlačnoj zoni trajektorije slične onima za *stanje I*, dok se u vlačnoj zoni pretvaraju u pravce.



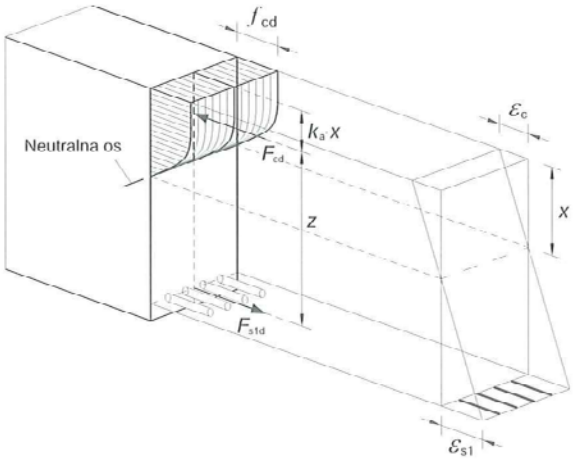
Slika 5.13. *Prikaz trajektorija glavnih naprezanja za stanje II*

Stoga se za preuzimanje vlačnih naprezanja u armiranobetonskim konstrukcijama predviđa armatura upravo kako bi preuzela vlačna naprezanja nakon nastanka pukotine u betonu. Idealno bi bilo da armatura svojim oblikom slijedi trajektorije vlačnih naprezanja *stanja I* kako je prikazano na slici 5.14.-a. Međutim, zbog velike složenosti izvedbe kod postave armature na takav način to nije moguće pa se grede armiraju ravnim šipkama (uzdužna armatura) i zatvorenim sponama (vilicama = poprečna armatura). Ponekada se u zoni oslonaca uzdužna armatura povija pod kutom od 45 – 60° (slika 5.14.-b).



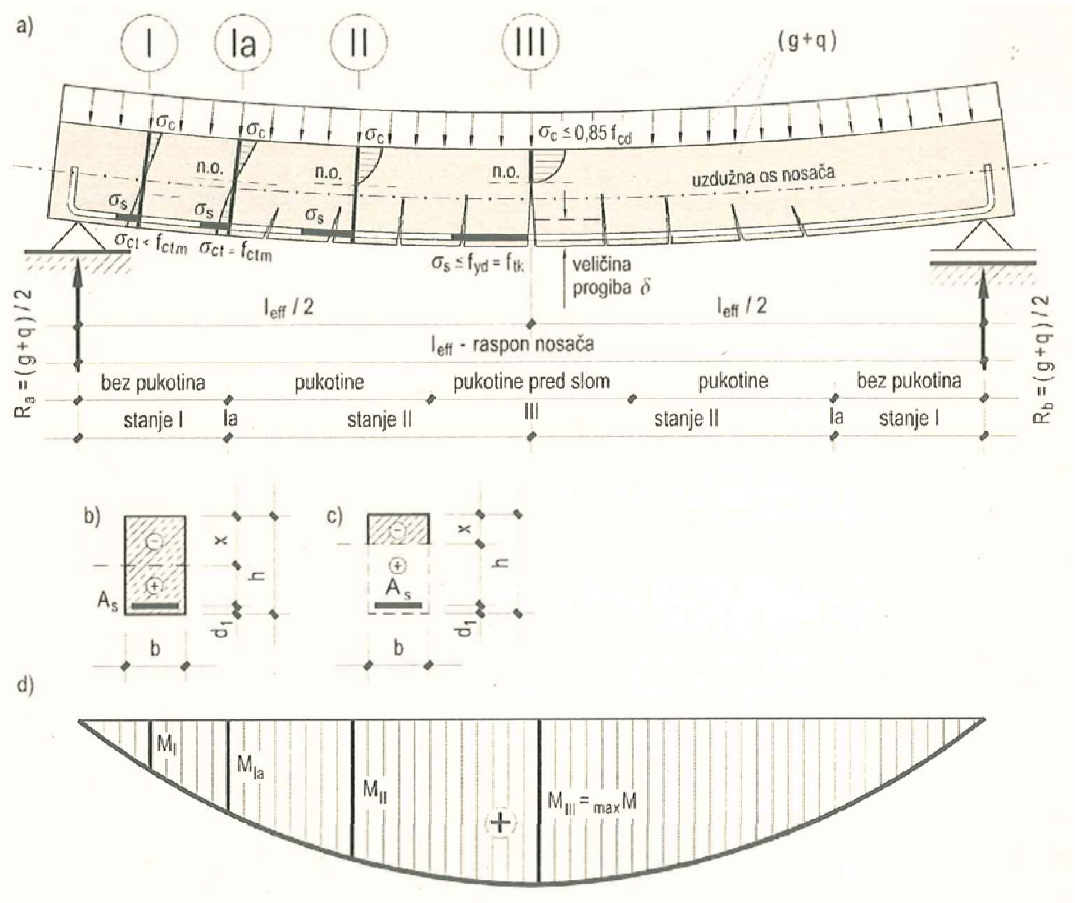
Slika 5.14 *a) Idealno povijanje armature grede prema trajektorijama vlačnih naprezanja za stanje I, b) Pojednostavljeno postavljanje armature u gredi pomoću ravnih i savijenih šipki te spona [1]*

Stanje neposredno prije sloma (***stanje III***) ili granično stanje nosivosti grede odlikuje se za najčešći i ciljani način sloma velikim progibima i jakim raspucavanjem grede. Dakle, prirastom opterećenja *q,* odnosno prirastom reznih sila *M* i *V* nakon nastanka pukotina neutralna se os pomiče prema gore, a dijagram tlačnih naprezanja u betonu, σ_c, postaje zakrivljen budući da beton trpi nelinearne deformacije, odnosno ne ponaša se po Hookovom zakonu, zakonu proporcionalnosti. Slično je i s armaturom koja u blizini najugroženijeg presjeka počinje popuštati, odnosno naprezanja u armaturi dosežu granicu velikih izduljenja. Stoga se granično stanje nosivosti odlikuje prvenstveno graničnim deformacijama armature, $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{su} = 20$ ‰ i betona $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} = 3{,}5$ ‰ (slika 5.15.).



Slika 5.15. *Slika naprezanja i relativnih deformacija neposredno prije sloma*

Pukotine tijekom prirasta opterećenja od nule do sloma počinju na donjem rubu u sredini raspona gdje je najveći moment savijanja u gredi, a shodno tome i najveće vlačno naprezanje u poprečnom presjeku ($\sigma_{max} = M_{max}/W$). To su pukotine uslijed čistog savijanja i okomite su na os nosača. Ako se gleda samo savijanje postupnim prirastom opterećenja q, pukotine se postupno razvijaju prema osloncu i povećavaju prema gore pa gledajući po duljini grede, imamo prisutna sva stanja AB grede kroz koja prolazi (slika 5.16.).

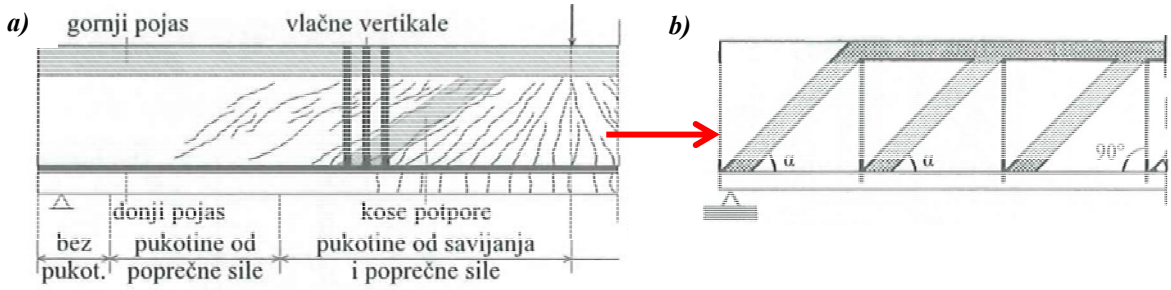


Slika 5.16. *Armiranobetonska greda kao jednostavno oslonjeni nosač u kojem razlikujemo: a) stanje naprezanja u AB nosaču uslijed savijanja, b) presjek u stanju I (bez pukotina), c) presjek u stanju II (pukotinsko stanje) i d) dijagram momenta savijanja.*

Stvarno je stanje da se postupnim prirastom opterećenja q pukotine postupno umnožavaju prema osloncu i povećavaju prema gore, ali i na određenoj visini postaju kose zbog postojanja poprečne sile V koja rezultira posmičnim naprezanjem τ, što dovodi do toga da smjer normalnih naprezanja nije više paralelan s uzdužnom osi grede, nego se zakreće. Stoga bliže osloncu, gdje su momenti savijanja mali, a poprečne sile velike, pukotine nastaju samo od poprečne sile. Zato se, idealizirajući ponašanje grede, mogu razlikovati sljedeći nosivi elementi grede (slika 5.17.-*a*):

- gornja zona betona koja je tlačno napregnuta
- donja zona vlačne armature
- kose potpore (tlačne dijagonale) koje se oblikuju u betonu između kosih pukotina
- poprečna armatura (spone ili vilice) za preuzimanje vlačnih naprezanja okomito na kose pukotine.

Na temelju ovog razmatranja moguće je zamisliti proračunski model koji je prikazan na slici 5.17.-*b*, a koji se sastoji od zamišljene rešetke kojoj donji pojas čini armatura vlačno napregnuta, gornji je pojas beton tlačno napregnut, a ispuna su tlačne dijagonale u betonu i vertikalne koje čine spone (vilice) vlačno napregnute. Taj se zamjenski model zove Mörschova rešetka. To je statički određena rešetka koja može otkazati otkazivanjem bilo kojeg štapa, odnosno elementa rešetke.

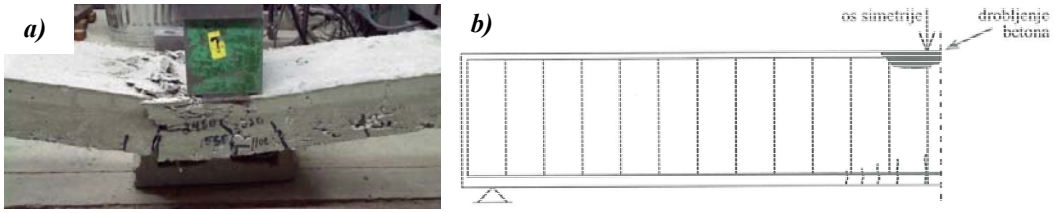


Slika 5.17. *a) Slika pukotina s prikazom tlačnih naprezanja u betonu i vlačne armature, b) Pojednostavnjeni zamjenski model - Mörschova rešetka [1]*

Na neki je način granično stanje nosivosti (sloma) armiranobetonskog nosača svedeno na otkazivanje pojedinog elementa zamjenskog modela. Pri tome mogući načini otkazivanja grede ovise o kvaliteti materijala (beton i čelik) te o omjeru količine čelika, A_s, u odnosu na količinu betona poprečnog presjeka, A_c. **Stoga razlikujemo sljedeće načine (mehanizme) sloma armiranobetonske grede:**

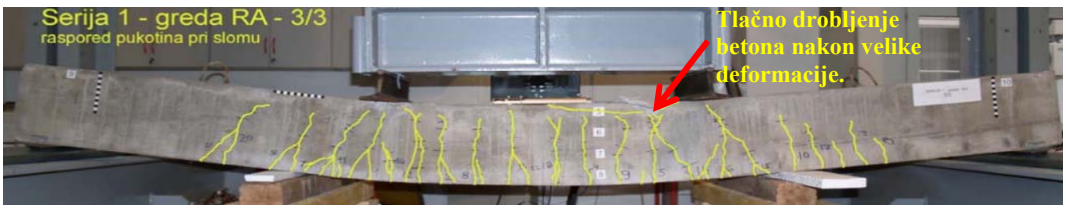
1. **Slom uzrokovan savijanjem (momentom savijanja)**
   a) Nenadani slom savijanjem preko čelika koji se događa kad je količina armature manja od minimalno potrebne da preuzme vlačna naprezanja betona prilikom nastajanja prve pukotine. To je situacija kada je poprečni presjek armiran s malo armature tako da je nosivost armature manja od vlačne sile koju preuzima beton prije pojave pukotine. Taj slom izbjegava se pravilnim armiranjem, tj. predviđanjem minimanog omjera uzdužne vlačne armature i betonskog presjeka, A_{s1}/A_c.

   b) Nenadani slom savijanjem preko betona, tj. drobljenjem tlačne betonske pojasnice (slika 5.18.). Taj slom nastupa u slučaju jako velike količine vlačne armature tako da drobljenje betona u tlačnoj zoni nastupi prije nego je naprezanje u armaturi doseglo granicu popuštanja, odnosno prije nego je došlo do velikih izduženja armature.



Slika 5.18. *Nenadani slom preko betona u tlačnoj zoni: a) fotografija ispitivanja gdje se vidi drobljenje betona u tlaku, b) shema s naznakom gdje je došlo do drobljenja betona.*

   c) Duktilni slom savijanjem preko čelika ili preko betona. Radi se o slomu vlačne pojasnice u armaturi ili tlačne pojasnice u betonu, ali uz uvjet da je u armaturi došlo do velikih izduženja, tj. da je čelik dosegao granicu popuštanja. To je priželjkivani način sloma grede koji nastaje u slučaju nepredviđenog preopterećenja grede pri čemu naprezanja u armaturi dosegnu granicu popuštanja, što dovodi do velikih izduženja armature, pri čemu se pukotine šire i tlačna zona betona se smanjuje. Ako je armatura duktilna, obično širenje pukotine rezultira značajnim smanjenjem tlačne zone i drobljenjem betona (slika 5.19.), a ako je armatura manje duktilna, istezanjem armature prekoračuje se granična deformacija čelika, ε_u te dolazi do pucanja armature.



Slika 5.19. *Duktilni slom grede uz dosezanje velikih izduženja armature i drobljenja betona*

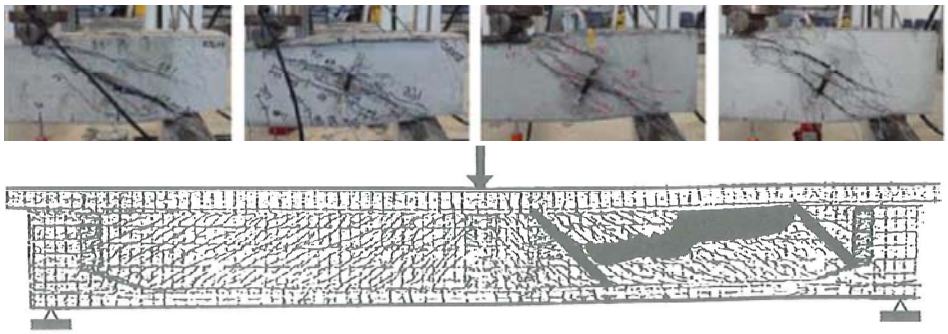
2. Slom uzrokovan djelovanjem poprečne sile (tzv. posmični slom)

a) Nenadani slom uslijed poprečne sile *preko čelika* koji se događa kad je količina posmične armature (spona) manja od minimalno potrebne da preuzme vlačna naprezanja betona prilikom nastanka kose pukotine, tj. u trenutku kada glavna vlačna naprezanja dosegnu vlačnu čvrstoću betona (slika 5.20.). To je situacija kada poprečni presjek nije uopće armiran posmičnom armaturom ili je armiran s malo posmične armature tako da je nosivost armature manja od vlačne sile koju preuzima beton prije pojave dijagonalne pukotine. Taj se slom izbjegava pravilnim armiranjem, tj. predviđanjem minimanog omjera uzdužne posmične armature i betonskog presjeka, A_{sw}/A_c.



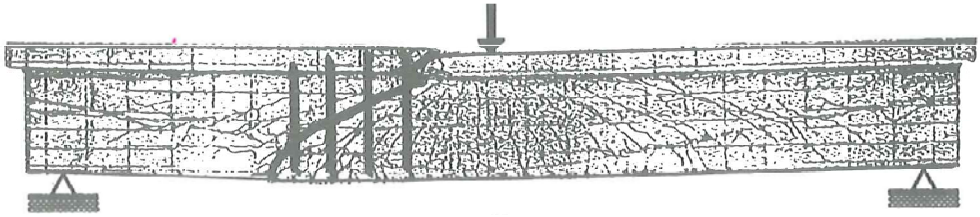
Slika 5.20. *Fotografija nenadanog posmičnog sloma nastankom dijagonalne pukotine*

b) Nenadani slom betona tlačnih potpora (tlačnih dijagonala) drobljenjem betona. Taj slom nastupa u slučaju jako velike količine posmične armature (spona) tako da drobljenje betona u tlačnoj dijagonali nastupi prije nego je naprezanje u posmičnoj armaturi (sponama) doseglo granicu popuštanja, odnosno prije nego je došlo do velikih izduženja armature i značajnijeg otvaranja pukotine (slika 5.21.). Ovaj se slom sprječava predviđanjem dovoljne širine grede tako da posmična naprezanja, odnosno rezultirajuća tlačna naprezanja u tlačnim dijagonalama ostanu u određenim granicama (manja od f_c).



Slika 5.21. *Fotografije i skica nenadanog sloma drobljenjem tlačnih potpora betona*

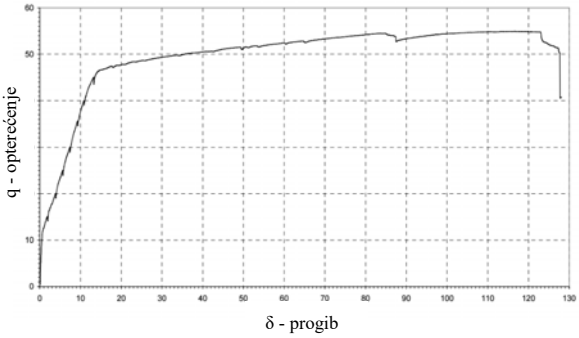
c) Slom od djelovanja poprečne sile preko poprečne armature (vertikalnih ispuna zamjenske rešetke). Radi se o tome da glavna vlačna naprezanja prekoračuju vlačnu čvrstoću betona te nastaje dijagonalna pukotina u gredi. Međutim, nastankom dijagonalne pukotine, poprečne sile preuzima posmična armatura (spone), tj. ne dolazi odmah do sloma nastankom pukotine, nego iskorištenjem poprečne armature (slika 5.22.).



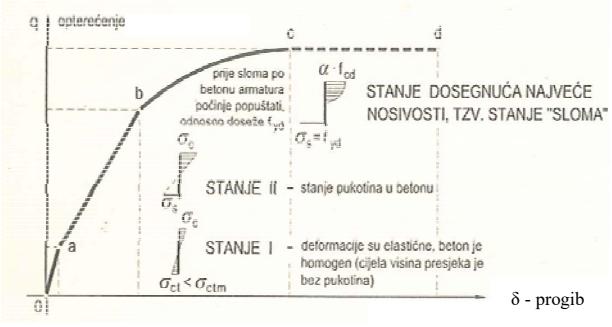
Slika 5.22. *Skica s prikazom poželjnog sloma preko poprečne armature*

Armiranobetonska greda, dakle, može otkazati na tri načina uslijed savijanja (momenta savijanja) i na tri načina uslijed posmika (poprečne sile). Cilj je dimenzioniranja na savijanje i poprečnu silu taj da se spriječe prethodno navedeni načini (mehanizmi) otkazivanja.

Također se može zaključiti da mehanizam sloma ne ovisi samo o čvrstoći betona i armature nego i o relativnim deformacijama koje su prethodile slomu i to prvenstveno o deformacijama u armaturi. Na neki način postoje poželjni i nepoželjni načini sloma armiranobetonske grede. Tako, ako pogledamo načine otkazivanja grede savijanjem, vidimo da je poželjno da slom nastaje uz dosezanje granice popuštanja armature i njezinih velikih izduženja. To je iz razloga što takav način sloma grede rezultira značajnim deformacijama i raspucavanjem grede koji na neki način upozoravaju korisnike da će nastupiti slom. Takav je način sloma *najavljen*. To se najbolje vidi na prikazu odnosa opterećenja q i progiba grede na sredini, danom na slici 5.23. Na slici 5.23.-b točka *a* odgovara nastanku prve pukotine u armiranobetonskoj gredi. Ta točka ujedno odgovara načinu sloma savijanjem navedenom pod a). Područje između točaka *a* i *b* na istom dijagramu odgovara neduktilnom slomu savijanjem navedenom pod b). Tek područje između točaka *b* i *d* odgovara duktilnom slomu savijanjem navedenom pod c). Na neki način slom AB grede savijanjem, pri čemu dolazi do popuštanja armature, rezultira najvećim progibom, ali i duktilnosti grede, što je svakako poželjno jer na neki način upozorava da bi moglo doći do sloma. Osim toga za neki betonski presjek to je i optimalno iskorištenje presjeka, jer daje najveću nosivost za istu količinu armature. Stoga je kod proračuna armiranobetonskih konstrukcija važno ne samo odrediti otpornosti za svaki način otkazivanja i osigurati da su veće od proračunskih reznih sila (učinka djelovanja) nego armiranobetonske elemente dimenzionirati tako da mjerodavan način otkazivanja bude duktilan (poželjan).



a) Dijagram opterećenje – progib na sredini dobiven ispitivanjem duktilne AB grede do sloma

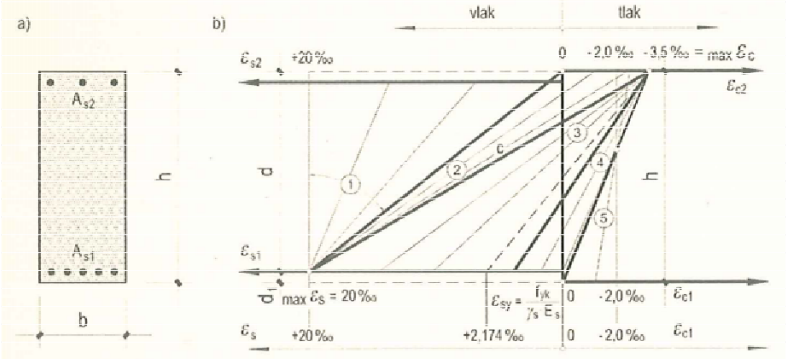


b) Idealizirani dijagram opterećenje – progib gdje se vide stanja i naprezanja u poprečnom presjeku

Slika 5.23. *Dijagram odnosa opterećenja i progiba duktilne grede*

5.2.2. Granične vrijednosti relativnih deformacija betona, ε_c i armature, ε_s

Kod armiranobetonskih presjeka opterećenih na savijanje (s uzdužnom silom ili bez nje), relativne deformacije i raspodjela naprezanja ovise o vrsti graničnih reznih sila. Na slici 5.24. prikazane su relativne deformacije za pojedina područja djelovanja uzdužne sile i momenta savijanja na poprečni presjek elementa. Pri tome razlikujemo pet odgovarajućih područja s pripadnim graničnim vrijednostima relativnih deformacija betona, ε_c i armature ε_s.

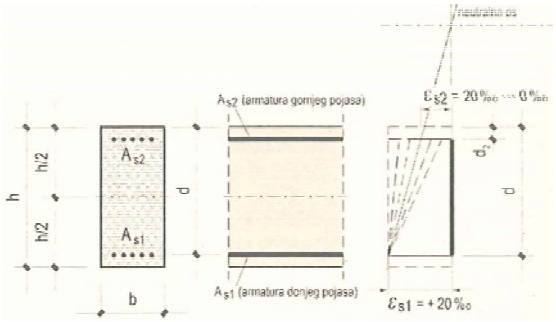


Slika 5.24. *Dijagrami deformacija pravokutnog presjeka armiranobetonskog elementa s područjima deformacija u graničnom stanju nosivosti*

Budući da između naprezanja i deformacija postoji čvrsta veza, za svako će se od navedenih područja pojasniti od kojih graničnih reznih sila nastaje te koje su granične deformacije s pripadnim naprezanjima.

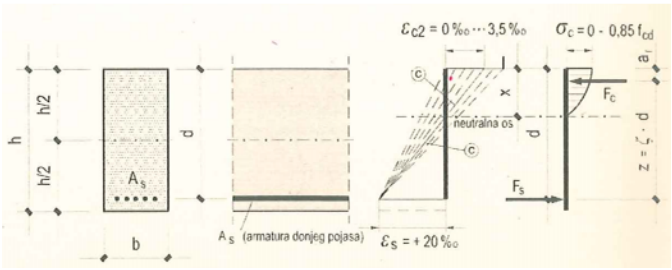
Područje 1 – centrična ili gotovo centrična vlačna sila (mali ekscentricitet vlačne sile)

Gornji je rub presjek u vlaku, a rel. deformacije iznose ε_{s2} = +20‰ do 0‰. Te deformacije preuzima armatura A_{s2} u gornjem pojasu presjeka. Armatura u donjem pojasu stalno je pod rel. deformacijom ε_{s1} = +20‰.
Cijeli presjek izložen je vlačnom naprezanju koje preuzima armatura budući da je prekoračena vlačna čvrstoća betona. Beton je raspucao. Neutralna os leži izvan poprečnog presjeka.



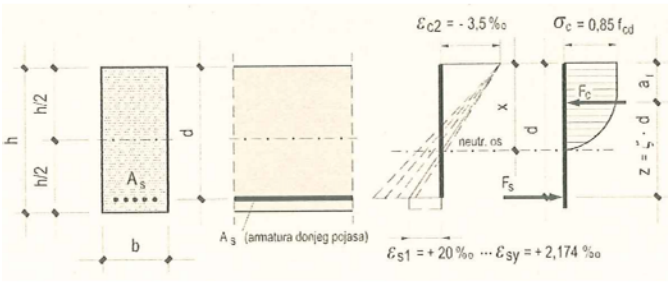
Područje 2 – savijanje bez uzdužne sile (čisto savijanje) ili s malom vlačnom silom

Gornji je rub presjeka u tlaku pri čemu rel. deformacije iznose ε_{c2} = 0‰ do – 3,5‰. Tlačna naprezanja preuzima beton s odgovarajućom raspodjelom naprezanja. Neutralna je os u gornjem dijelu presjeka. Njezin položaj određen je veličinom x od gornjeg ruba presjeka. Armatura donjeg pojasa stalno je pod rel. deformacijom ε_{s1} = +20‰. Ona preuzima sva vlačna naprezanja. *Linija c* predstavlja graničnu raspodjelu za oba materijala jer su tada rel. deformacije ε_{c2} = -3,5‰ i ε_{s1} = +20‰.



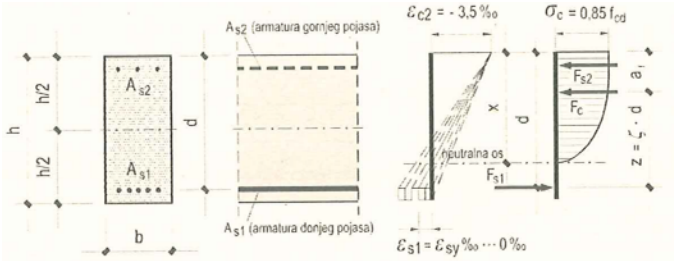
Područje 3 – savijanje bez uzdužne sile ili s malom tlačnom silom

Gornji rub presjeka stalno je u tlaku s rel. deformacijom ε_{c2} = -3,5‰. Taj tlak preuzima beton s raspodjelom naprezanja kojom je u cijelosti iskorištena računska čvrstoća betona, f_{cd}. Neutralna se os spušta iz gornjeg dijela presjeka u donji. Armatura donjeg pojasa ima različite rel. deformacije od ε_{s1} = +20‰ do granice velikih popuštanja ε_{sy}. Ako je rel. deformacija čelika ε_s = +3‰, a betona ε_{c2} = -3,5‰, granični je slučaj kada se primjenjuje dvostruko armiranje presjeka.



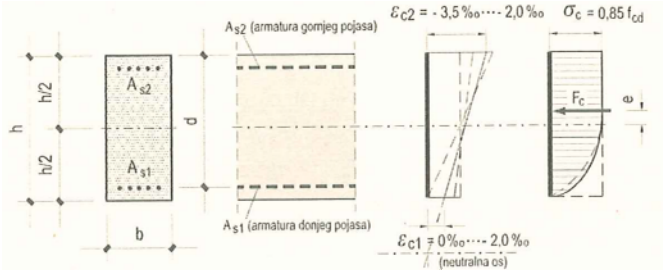
Područje 4 – savijanje s uzdužnom tlačnom silom

Gornji rub presjeka izložen je konstantnom tlaku (ε_{c2} = -3,5‰) koji u cjelosti preuzima beton. Deformacija armature donjeg pojas raznolika je i varira od $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{sy}$ do 0‰. Neutralna os prolazi donjim dijelom presjeka da bi za slučaj ε_{s1} = 0‰ pala na donji rub presjeka. Zbog ovakvog odnosa veći dio betonskog presjek nalazi se u području tlačnih naprezanja.



Područje 5 – centrična ili gotovo centrična tlačna sila

U ovom su slučaju stlačeni i gornji i donji rub presjeka. Tlačna naprezanja raspodijeljena su po cijeloj visini betonskog presjeka. Kod centričnog tlaka ona su jednoliko raspodijeljena, odnosno rel. deformacije betona nastale kod jednolikog tlačenja iznose $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c1}$ = -2,0‰. Neutralna os nalazi se izvan poprečnog presjeka.



5.2.3. Dimenzioniranje na savijanje

Elementi koji se u zgradarstvu uobičajeno proračunavaju na savijanje jesu stropne ploče i grede koje su u presjeku opterećene savijanjem (i/ili poprečnom silom) bez uzdužne sile ili je uzdužna sila tako mala da se može zanemariti ($N_{Ed} \leq 0{,}1 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$). U pogledu graničnih deformacija prikazanih u poglavlju 5.2.2. poprečni presjeci opterećeni na savijanje spadaju u područje 3.

Kod dimenzioniranja uvjet nosivosti presjeka zadovoljen je ako je proračunska vrijednost utjecaja (unutarnje sile), E_d, manja od odgovarajuće računske nosivosti, R_d, ili jednaka njoj:

$$E_d \leq R_d \rightarrow M_{Ed} \leq M_{Rd} \qquad (5.11.)$$

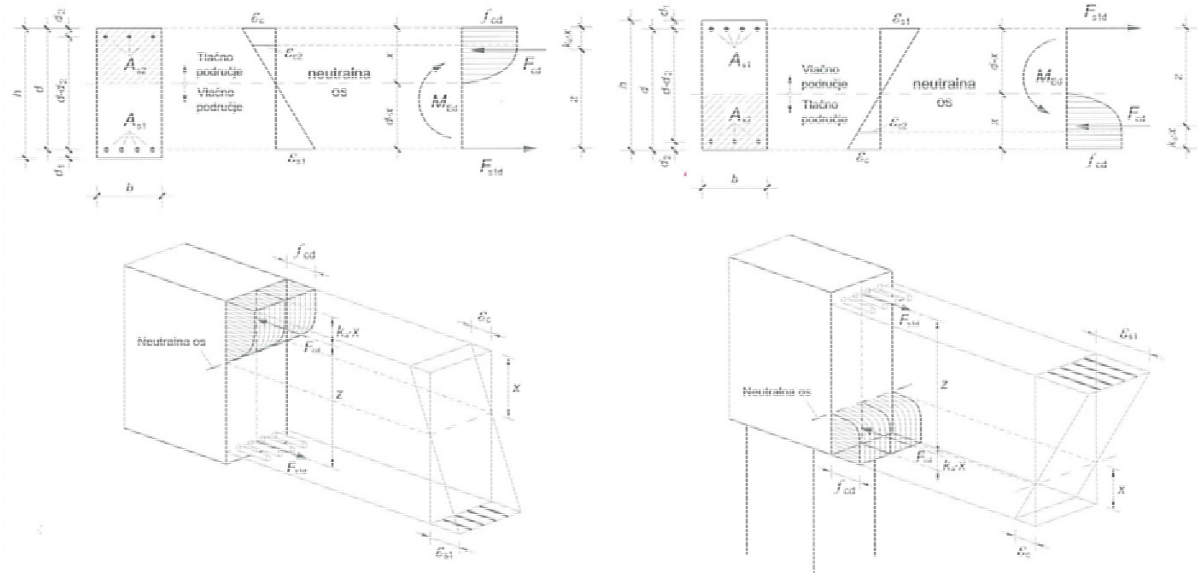
Dimenzioniranje presjeka provodi se na način da se iz jednadžbe ravnoteže (5.12.) odrede dimenzije presjeka i količina armature te usvoje iste ili veće vrijednosti kako bi bio zadovoljen izraz (5.11).

$$E_d = R_d \rightarrow M_{Ed} = M_{Rd} \qquad (5.12.)$$

gdje je M_{Ed} – proračunski moment savijanja u nekom presjeku i za zgradarstvo se može odrediti prema izrazu: $M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_g + \gamma_Q \cdot M_q = 1{,}35 \cdot M_g + 1{,}50 \cdot M_q$; M_{Rd} – proračunska otpornost poprečnog presjeka na savijanje i za različite presjeke određuje se u skladu s izrazima prikazanima u daljnjem tekstu.

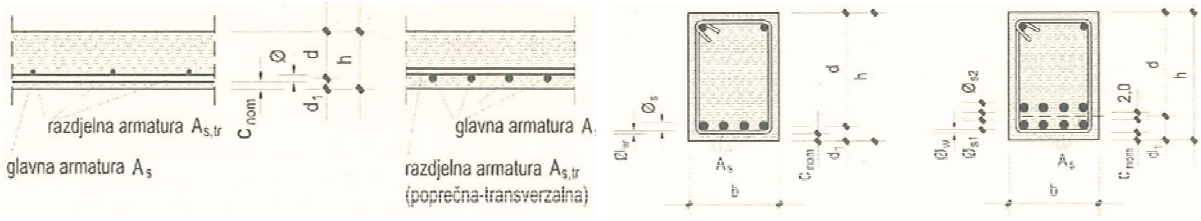
<u>Jednostruko armirani pravokutni presjek</u>

Pravokutni poprečni presjek u polju i na ležaju grede s prikazom relativnih deformacija i naprezanja u betonu i čeliku prikazani su na slici 5.25. U određivanju graničnog momenta savijanja koji presjek može preuzeti, zanemaruje se doprinos vlačnih naprezanja u betonu te doprinos tlačnih naprezanja u armaturi ($F_{s2d} = 0$).



Slika 5.25. *Prikaz pravokutnog poprečnog presjeka izloženog savijanjem te raspodjelom relativnih uzdužnih defomacija i normalnih naprezanja [4]*

Oznake na slici 5.25. jesu slijedeće: b – širina poprečnog presjeka (za ploče je b = 100 cm); h – visina poprečnog presjeka; d – statička visina koja se odredi preko izraza: $d = h - d_1$; d_1 – udaljenost težišta armature u vlaku od vlačnog ruba presjeka (Vidi sliku 5.26.); d_2 – udaljenost težišta armature u tlaku od tlačnog ruba presjeka, x – debljina (visina) tlačne zone; z – krak unutarnjih sila, tj. udaljenost od rezultantne vlačne sile u armaturi i rezultantne tlačne sile u betonu; A_{s1} – ploština presjeka vlačne armature; A_{s2} – ploština presjeka tlačne armature; ε_{s1} – rel. deformacija vlačne armature; ε_c – rel. deformacija betona u tlačnom pojasu; F_{cd} – rezultanta proračunskih tlačnih naprezanja u betonu (tlačna sila); F_{s1d} – rezultanta proračunskih vlačnih naprezanja u armaturi (vlačna sila).



a) za slučaj proračuna ploča *b) za slučaj proračuna greda*

Slika 5.26. *Prikaz određivanja udaljenosti težišta armature u vlaku do vlačnog ruba presjeka (d_1)*

Za zadani par vrijednosti relativnih deformacija ε_{s1} i ε_c na temelju dijagrama relativnih defomacija može se odrediti debljina tlačne zone:

$$x = \frac{|\varepsilon_c|}{|\varepsilon_c| + \varepsilon_{s1}} \cdot d = \xi \cdot d \tag{5.13.}$$

gdje je ξ – koeficijent visine tlačnog područja betona i iznosi: $\xi = \dfrac{|\varepsilon_c|}{|\varepsilon_c| + \varepsilon_{s1}}$.

Krak unutarnjih sila jest: $z = d - k_a \cdot x = d - k_a (\xi \cdot d) \cdot x = (1 - k_a \cdot \xi) \cdot d = \zeta \cdot d$ (5.14.)

gdje je ζ – koeficijent kraka unutarnjih sila i iznosi: $\zeta = 1 - k_a \cdot \xi$; k_a – koeficijent položaja rezultante tlačnih naprezanja betona; $k_a \cdot x$ – udaljenost rezultante tlačnih naprezanja u betonu, F_{cd}, od tlačnog ruba presjeka.

Slijedom prikaza na slici 5.25. proračunski moment otpornosti čini par sila, tj. rezultanta vlačnih naprezanja u armaturi, F_{s1d} i rezultanta tlačnih naprezanja u betonu, F_{cd}, s krakom sila z te se uvjet ravnoteže može napisati u obliku:

$$M_{Ed} = M_{Rd} = F_{cd} \cdot z = F_{s1d} \cdot z \tag{5.15.}$$

pri čemu rezultanta tlačnih naprezanja betona iznosi:

$$F_{cd} = f_{cd} \cdot \alpha_v \cdot x \cdot b = f_{cd} \cdot \alpha_v \cdot (\xi \cdot d) \cdot b \tag{5.16.}$$

gdje je f_{cd} – proračunska tlačna čvrstoća betona; α_v – koeficijent punoće proračunskog dijagrama. Inače predstavlja omjer ploštine proračunskog dijagrama betona i ploštine pravokutnika ($f_{cd} \cdot \varepsilon_c$).

Rezultanta vlačnih naprezanja u armaturi može se odrediti preko izraza:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \tag{5.17.}$$

pri čemu je gotovo uvijek $\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_y = f_{yd}/E_s$ pa je i $\sigma_s = f_{yd}$ te se izraz (5.17.) može napisati:

$$F_{s1d} = A_{s1} \cdot f_{yd} \tag{5.18.}$$

Također, budući da je presjek opterećen samo čistim savijanjem, osim izraza (5.15.) mora biti zadovoljen još jedan uvjet ravnoteže, tj. suma horizontalnih sila u presjeku treba biti jednaka 0, a koji se može napisati u obliku izraza:

$$\sum H = 0 \;\rightarrow\; F_{cd} = F_{s1d} \tag{5.19.}$$

Uvrštavanjem izraza (5.16.) u izraz (5.15.) uvjet ravnoteže može se napisati u obliku:

$$M_{Ed} = M_{Rd} = F_{cd} \cdot z = [f_{cd} \cdot \alpha_v \cdot (\xi \cdot d) \cdot b] \cdot [\zeta \cdot d] = \mu_{Ed} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \tag{5.20.}$$

iz čega slijedi da jest: $$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \mu_{Rd} = \alpha_v \cdot \xi \cdot \zeta \tag{5.21.}$$

Potrebna ploština armature dobije se uvrštavanjem izraza (5.18.) u izraz (5.15.) iz čega slijedi:

$$M_{\mathrm{Ed}} = M_{\mathrm{Rd}} = F_{\mathrm{s1d}} \cdot z = \left[A_{\mathrm{s1}} \cdot f_{\mathrm{yd}}\right] \cdot \left[\zeta \cdot d\right] \tag{5.22.}$$

odnosno:

$$A_{\mathrm{s1}} = A_{\mathrm{s1,req}} = \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}} \cdot (\zeta \cdot d)} \tag{5.23.}$$

Potrebna ploština armature može se odrediti i iz sume horizontalnih sila, tj. uvrštavanjem izraza (5.16.) i (5.18.) u izraz (5.19.) iz čega slijedi:

$$f_{\mathrm{cd}} \cdot \alpha_{\mathrm{v}} \cdot \left(\xi \cdot d\right) \cdot b = A_{\mathrm{s1}} \cdot f_{\mathrm{yd}} \tag{5.24.}$$

Potrebna ploština armature na temelju izraza (5.19.) može se napisati u obliku:

$$A_{\mathrm{s1}} = A_{\mathrm{s1,req}} = \alpha_{\mathrm{v}} \cdot \xi \cdot \frac{f_{\mathrm{cd}}}{f_{\mathrm{yd}}} \cdot d \cdot b = \omega \cdot \frac{f_{\mathrm{cd}}}{f_{\mathrm{yd}}} \cdot d \cdot b = \rho_{\mathrm{l}} \cdot d \cdot b \tag{5.25.}$$

gdje je ρ_{l} – koeficijent armiranja vlačnom armaturom koji iznosi: $\rho_{\mathrm{l}} = \frac{A_{\mathrm{s1}}}{b \cdot d} = \omega \cdot \frac{f_{\mathrm{cd}}}{f_{\mathrm{yd}}}$; ω – mehanički koeficijent armiranja koji iznosi: $\omega = \alpha_{\mathrm{v}} \cdot \xi = \frac{A_{\mathrm{s1}}}{b \cdot d} \frac{f_{\mathrm{yd}}}{f_{\mathrm{cd}}} = \frac{\mu_{Ed}}{\zeta}$.

Za razne varijante parova relativnih deformacija armature, $\varepsilon_{\mathrm{s1}}$, i betona, ε_{c}, mogu se izračunati odgovarajuće vrijednosti bezdimenzionalnih koeficijenata: ξ, ζ, μ_{Rd}, ω, α_{v} i k_{a} i dane su u tablici 5.4.

Tablica 5.4. *Vrijednosti bezdimenzionalnih koeficijenata za dimenzioniranje presjeka na savijanje [4]*

ε_{c} (‰)	$\varepsilon_{\mathrm{s1}}$ (‰)	ξ	ζ	μ_{Rd}	ω	α_{v}	k_{a}
– 0,1	20,0	0,005	0,998	0,000	0,000	0,049	0,335
– 0,2	20,0	0,010	0,997	0,001	0,001	0,097	0,336
– 0,3	20,0	0,015	0,995	0,002	0,002	0,143	0,338
– 0,4	20,0	0,020	0,993	0,004	0,004	0,187	0,339
– 0,5	20,0	0,024	0,992	0,006	0,006	0,229	0,341
– 0,6	20,0	0,029	0,990	0,008	0,008	0,270	0,343
– 0,7	20,0	0,034	0,988	0,010	0,010	0,309	0,344
– 0,8	20,0	0,038	0,987	0,013	0,013	0,347	0,346
– 0,9	20,0	0,043	0,985	0,016	0,016	0,383	0,348
– 1,0	20,0	0,048	0,983	0,020	0,020	0,417	0,350
– 1,1	20,0	0,052	0,982	0,023	0,023	0,449	0,352
– 1,2	20,0	0,057	0,980	0,027	0,027	0,480	0,354
– 1,3	20,0	0,061	0,978	0,030	0,031	0,509	0,356
– 1,4	20,0	0,065	0,977	0,034	0,035	0,537	0,359
– 1,5	20,0	0,070	0,975	0,038	0,039	0,563	0,361
– 1,6	20,0	0,074	0,973	0,042	0,043	0,587	0,364
– 1,7	20,0	0,078	0,971	0,046	0,048	0,609	0,366
– 1,8	20,0	0,083	0,970	0,050	0,052	0,630	0,369
– 1,9	20,0	0,087	0,968	0,055	0,056	0,649	0,372
– 2,0	20,0	0,091	0,966	0,059	0,061	0,667	0,375
– 2,1	20,0	0,095	0,964	0,063	0,065	0,683	0,378
– 2,2	20,0	0,099	0,962	0,066	0,069	0,697	0,381

Nastavak tablice 5.4

ε_c (‰)	ε_{s1} (‰)	ξ	ζ	μ_{Rd}	ω	α_v	k_a
– 2,3	20,0	0,103	0,960	0,070	0,073	0,710	0,385
– 2,4	20,0	0,107	0,958	0,074	0,077	0,722	0,388
– 2,5	20,0	0,111	0,957	0,078	0,081	0,733	0,391
– 2,6	20,0	0,115	0,955	0,082	0,086	0,744	0,394
– 2,7	20,0	0,119	0,953	0,085	0,090	0,753	0,397
– 2,8	20,0	0,123	0,951	0,089	0,094	0,762	0,400
– 2,9	20,0	0,127	0,949	0,093	0,098	0,770	0,402
– 3,0	20,0	0,130	0,947	0,096	0,101	0,778	0,405
– 3,1	20,0	0,134	0,945	0,100	0,105	0,785	0,407
– 3,2	20,0	0,138	0,944	0,103	0,109	0,792	0,410
– 3,3	20,0	0,142	0,942	0,106	0,113	0,798	0,412
– 3,4	20,0	0,145	0,940	0,110	0,117	0,804	0,414
– 3,5	20,0	0,149	0,938	0,113	0,121	0,810	0,416
– 3,5	19,5	0,152	0,937	0,115	0,123	0,810	0,416
– 3,5	19,0	0,156	0,935	0,118	0,126	0,810	0,416
– 3,5	18,5	0,159	0,934	0,120	0,129	0,810	0,416
– 3,5	18,0	0,163	0,932	0,123	0,132	0,810	0,416
– 3,5	17,5	0,167	0,931	0,126	0,135	0,810	0,416
– 3,5	17,0	0,171	0,929	0,128	0,138	0,810	0,416
– 3,5	16,5	0,175	0,927	0,131	0,142	0,810	0,416
– 3,5	16,0	0,179	0,925	0,134	0,145	0,810	0,416
– 3,5	15,5	0,184	0,923	0,138	0,149	0,810	0,416
– 3,5	15,0	0,189	0,921	0,141	0,153	0,810	0,416
– 3,5	14,5	0,194	0,919	0,145	0,157	0,810	0,416
– 3,5	14,0	0,200	0,917	0,148	0,162	0,810	0,416
– 3,5	13,5	0,206	0,914	0,152	0,167	0,810	0,416
– 3,5	13,0	0,212	0,912	0,157	0,172	0,810	0,416
– 3,5	12,5	0,219	0,909	0,161	0,177	0,810	0,416
– 3,5	12,0	0,226	0,906	0,166	0,183	0,810	0,416
– 3,5	11,5	0,233	0,903	0,171	0,189	0,810	0,416
– 3,5	11,0	0,241	0,900	0,176	0,195	0,810	0,416
– 3,5	10,5	0,250	0,896	0,181	0,202	0,810	0,416
– 3,5	10,0	0,259	0,892	0,187	0,210	0,810	0,416
– 3,5	9,5	0,269	0,888	0,194	0,218	0,810	0,416
– 3,5	9,0	0,280	0,884	0,200	0,227	0,810	0,416
– 3,5	8,5	0,292	0,879	0,207	0,236	0,810	0,416
– 3,5	8,0	0,304	0,873	0,215	0,246	0,810	0,416
– 3,5	7,5	0,318	0,868	0,223	0,258	0,810	0,416
– 3,5	7,0	0,333	0,861	0,232	0,270	0,810	0,416
– 3,5	6,5	0,350	0,854	0,242	0,283	0,810	0,416
– 3,5	6,0	0,368	0,847	0,253	0,298	0,810	0,416
– 3,5	5,5	0,389	0,838	0,264	0,315	0,810	0,416
– 3,5	5,0	0,412	0,829	0,276	0,333	0,810	0,416
– 3,5	4,5	0,438	0,818	0,290	0,354	0,810	0,416
– 3,5	4,0	0,467	0,806	0,304	0,378	0,810	0,416

Premda izvod za proračun nosivosti armiranobetonskog presjeka na prvi pogled izgleda složen i kompliciran, na temelju izvedenih izraza postupak proračuna nosivosti armiranobetonskog presjeka izrazito je jednostavan. Pri tome razlikujemo tipične zadatke koji se mogu riješiti navedenim izrazima:

1) **Određivanje potrebne armature u presjeku** (uobičajeni proračun u statičkom proračunu koji se radi u glavnom projektu konstrukcije):
   - poznato je: M_{Ed}, b, d, f_{cd} (razredom tlačne čvrstoće), f_{yd} (kvalitetom čelika)
   - traži se: $A_{s1,req}$ – potrebna vlačna armatura
   - postupak: 1) Izračuna se bezdimenzionalni koeficijent $\mu_{Ed} = \dfrac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$.
   2) U tablici 5.4. za odgovarajući se ili prvi veći μ_{Rd} očita vrijednost ζ ili ω.
   3) Izračuna se potrebna ploština armature izrazom:

$$A_{s1,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (\zeta \cdot d)} \quad \text{ili} \quad A_{s1,req} = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b\,.$$

   Primjeri ovog postupka dani su brojčano kao primjeri: 5.1. i 5.2.

2) **Određivanje otpornosti postojećeg presjeka** (uobičajeni proračun u statičkom proračunu kod rekonstrukcija postojećih građevina)
   - poznato je: A_{s1}, b, d, f_{cd} (razredom tlačne čvrstoće), f_{yd} (kvalitetom čelika)
   - traži se: M_{Rd} – proračunska otpornost presjeka na savijanje
   - postupak: 1) Izračuna se mehanički koeficijent armiranja: $\omega = \dfrac{A_{s1}}{b \cdot d} \dfrac{f_{yd}}{f_{cd}}$.
   2) U tablici 5.4. za odgovarajući ili prvi manji ω očita se vrijednost μ_{Rd}.
   3) Izračuna se proračunska otpornost presjeka na savijanje izrazom:

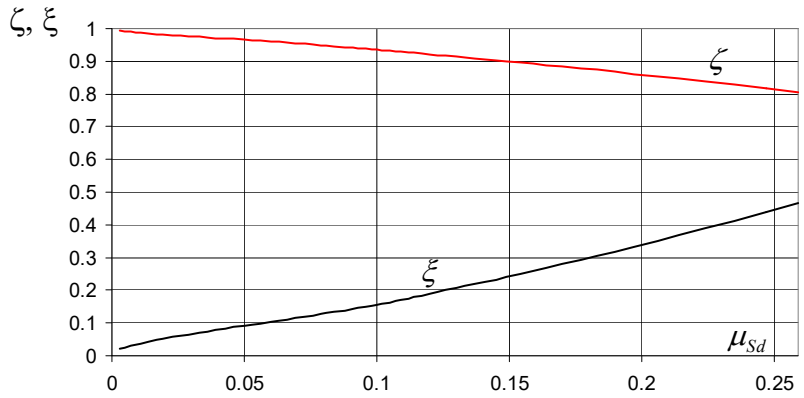
$$M_{Rd} = \mu_{Ed} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}\,.$$

   Primjer ovog postupka dan je brojčano kao primjer 5.3.

Funkcionalna ovisnost koeficijenata ζ i ξ o bezdimenzionalnom koeficijentu μ_{Rd} prikazana je na slici 5.27. Svakako je zanimljivo da za neke uobičajene vrijednosti keoficijenta μ_{Rd} = 0,00 – 0,30 vrijednost koeficijenta kraka unutarnjih sila, ζ, iznosi ζ = 0,8 -1,00. Praktično, ako za sve te slučajeve uzmemo da je ζ = 0,90, u proračunu potrebne armature čini se pogreška od maksimalno 10%.

Stoga se za približni proračun potrebne armature možemo koristiti pojednostavljenim izrazom:

$$A_{s1} = A_{s1,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (\zeta \cdot d)} \approx \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (0{,}9 \cdot d)} \qquad (5.26.)$$



Slika 5.27. *Funkcija ovisnosti bezdimenzionalnih koeficijenata* ζ i ξ o vrijednosti μ_{Rd}

Da bi se osiguralo da granično stanje savijanjem bude uz pojavu poželjnog duktilnog sloma grede, koji je omogućen na način da je armatura dosegnula značajna izduženja, potrebno je osigurati da veličina tlačne zone ne prelazi maksimalnu dopuštenu vrijednost za granično stanje savijanja.

Prema normi HRN EN 1991-1-1 koeficijent visine tlačnog područja betona ograničava se na vrijednost:

- za betone razreda ≤ C50/60 → $\xi \geq \xi_{lim} = x_u/d = 0{,}45$
- za betone razreda > C50/60 → $\xi \geq \xi_{lim} = x_u/d = 0{,}35$.

U skladu s ovim zahtjevom u tablici 5.5. dane su granične (limitirajuće) vrijednosti bezdimenzionalnih koeficijenata za duktilnu otpornost jednostruko armiranog poprečnog presjeka.

Tablica 5.5. *Parametri vezani uz najveću dopuštenu vrijednost koeficijenta visine tlačnog područja*

Razred betona	ξ_{lim}	ε_c (‰)	ε_{s1} (‰)	k_a	ζ_{lim}	α_v	μ_{lim}	ω_{lim}
≤ C40/50	0,45	-3,5	4,28	0,416	0,813	0,810	0,296	0,365

Granični moment savijanja, $M_{Rd,lim}$, tj. najveći moment savijanja koji jednostruko armirani presjek može preuzeti iznosi:

$$M_{Rd,lim} = \mu_{lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \qquad (5.27.)$$

Maksimalna (najveća) armatura jednostruko armiranog presjeka određena je izrazom:

$$A_{s1,max} = \frac{M_{Rd,lim}}{f_{yd} \cdot (\zeta_{lim} \cdot d)} \quad \text{ili} \quad A_{s1,max} = \omega_{lim} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \qquad (5.28.)$$

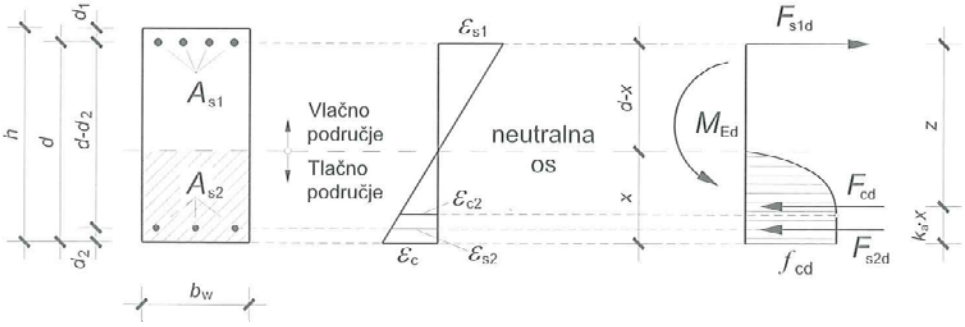
<u>Dvostruko armirani pravokutni presjek</u>

Ako je $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$ ili ($\mu_{Ed} > \mu_{lim}$), presjek se mora dvostruko armirati, tj. presjek je potrebno armirati i u tlačnoj zoni, kako bi dio tlačnih naprezanja preuzela i armatura te se izbjeglo drobljenje betona. Potreba za dvostrukim armiranjem često se pojavljuje kod greda i to na mjestu ležaja budući da su na tim mjestima proračunski momenti savijanja redovito veći nego u polju pa se, kako bi se zadržala što manja visina grede po cijeloj duljini, presjek u polju u pravilu armira jednostruko, a presjek na ležaju često dvostruko. Pri tome, radi očuvanja duktilnosti presjeka, treba biti zadovoljen sljedeći uvjet:

$$M_{Ed} \leq 1{,}5 \cdot M_{Rd,lim} \qquad (5.29.)$$

Ako se proračunom pokaže da je $M_{Ed} \geq 1{,}5 \cdot M_{Rd,lim}$, tada presjek ili kvalitetu betona treba povećati.

Kada je $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$, to znači da je nosivost betona iscrpljena pa razliku momenata savijanja ($M_{Rd,lim}$ - M_{Ed}) treba preuzeti tlačnom armaturom (u tlačnom pojasu i dodatnom vlačnom armaturom (u vlačnom pojasu). Na slici 5.28. prikazan je pravokutni presjek na osloncu armiran u vlačnom i u tlačnom pojasu.



Slika 5.28. *Dvostruko armiran presjek s prikazom rel. deformacija, naprezanja i položajem sila [4]*

Kod dvostrukog armiranja vlačni pojas treba armirati: a) najvećom armaturom za jednostruko armiran presjek i b) dodatnom vlačnom armaturom za preuzimanje vlačne sile koju proizvodi razlika momenata savijanja, $M_{Rd,lim}$ - $M_{Ed} \leq 0{,}5 \cdot M_{Rd,lim}$. Budući da moment savijanja može preuzeti par sila na određenoj udaljenosti težišta vlačne i tlačne armature, i u tlačni se pojas za preuzimanje razlike momenta treba postaviti tlačna armatura. Prema tome, limitirajući moment savijanja preuzima se kao kod jednostruko armiranog presjeka, a razlika momenta preuzima se parom sila između tlačne i dodatne vlačne armature.

Ukupna vlačna armatura sastoji se od dvaju dijelova: $A_{s1} = A_{s1,max} + A_{s2}$ (5.30.)

Stoga se ukupna ploština vlačne armature može odrediti izrazom:

$$A_{s1,req} = \frac{M_{Rd,lim}}{f_{yd} \cdot (\zeta_{lim} \cdot d)} + \frac{M_{Ed} - M_{Rd,lim}}{f_{yd} \cdot (d - d_2)} \quad (5.31.)$$

Ploština tlačne armature shodno tome iznosi:

$$A_{s2,req} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd,lim}}{f_{yd} \cdot (d - d_2)} \quad (5.32.)$$

Kako bi se tlačna armatura osigurala od izvijanja, u dvostruko armiranom presjeku utjecaj tlačne armature na njegovu nosivost može se uzeti u obzir ako je ona povezana sponama na razmaku: $s \leq 15\phi$ (ϕ - promjer šipke tlačne armature) i ako je zadovoljen uvjet $x \geq 2 \cdot d_2$ (x - udaljenost neutralne osi od tlačnog ruba presjeka, d_2 -udaljenost težišta tlačne armature od ruba presjeka).

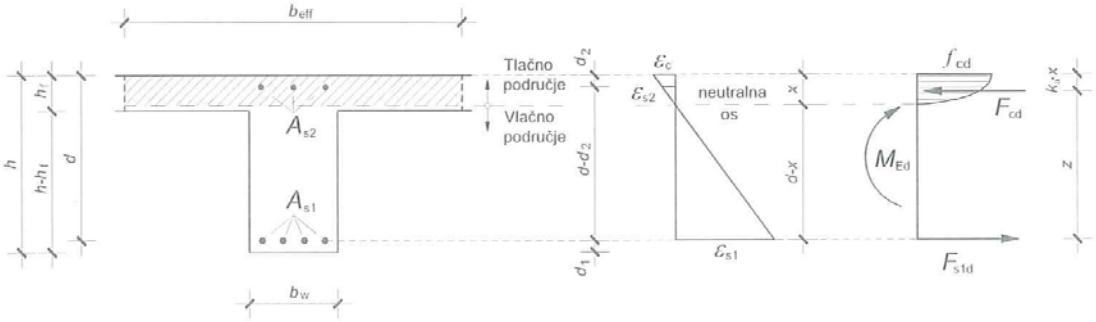
<u>Grede T-presjeka (grede s pločom)</u>

Kod ploča s rebrima ili greda s pločom proračun se provodi analizirajući gredu kao da je T ili poluT-presjeka. Kod proračuna greda T-presjeka posebnu pozornost treba posvetiti različitom proračunu u polju i nad osloncem.

Generalno, kod dimenzioniranja greda T-presjeka postoje tri osnovne mogućnosti:

1) ***Neutralna os prolazi kroz ploču ili njezinim donjim rubom pri čemu je tlačno područje u ploči, a hrbat (rebro) grede je u vlaku.***

   Navedena proračunska situacija prikazana je na slici 5.29. pri čemu je b_{eff} – sudjelujuća širina pojasnice (ploče); h_f – debljina pojasnice (ploče) T – presjeka; b_w – širina hrpta (rebra) grede.



Slika 5.29. *Greda T-presjeka u polju (tlačno područje je u ploči)*

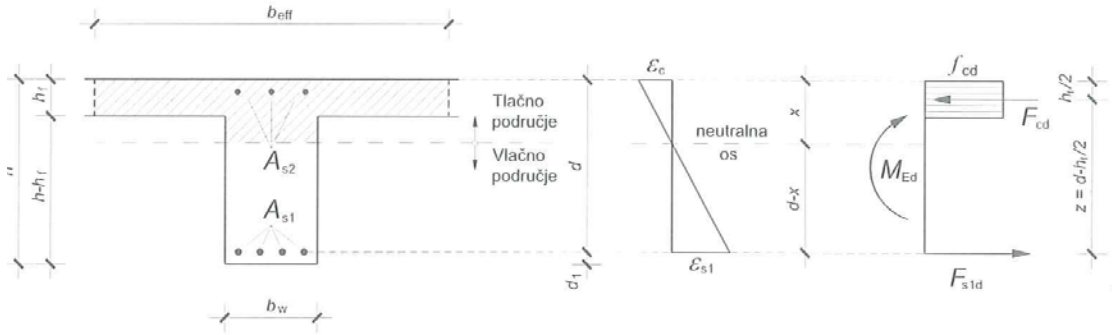
U tom slučaju presjek se dimenzionira kao da je pravokutnik širine b_{eff} i visine h pa se izrazi za proračun potrebne ploštine vlačne armature mogu napisati u obliku:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow A_{s1,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (\zeta \cdot d)} \quad (5.32.)$$

2) Neutralna os prolazi kroz hrbat (rebro) grede pri čemu je tlačno područje u ploči.

U konstrukcijama u zgradarstvu u pravilu se radi o vitkom T-presjeku, tj. presjeku s relativno širokom i tankom pločom, što se može izraziti uvjetima da je $b_{\text{eff}} \geq 5 \cdot b_{\text{w}}$ i $h_{\text{f}} \leq 0{,}23 \cdot d$.

U tom slučaju, bez velikog utjecaja na točnost proračuna, mogu se zanemariti tlačna naprezanja u rebru te u pojasnici (ploči) pretpostaviti konstantna veličina tlačnih naprezanja sukladno slici 5.30. Za rezultantu tlačnih naprezanja u pojasnici može se uzeti da iznosi $F_{\text{cd}} = f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_{\text{f}}$ pri čemu je njezino težište u polovici debljine pojasnice, što rezultira time da krak sila iznosi: $z = (d - h_{\text{f}}/2)$.



Slika 5.30. *Greda T-presjeka u polju (neutralna os prolazi kroz rebro)*

Potrebna armatura za ovaj se slučaj može odrediti izrazom:

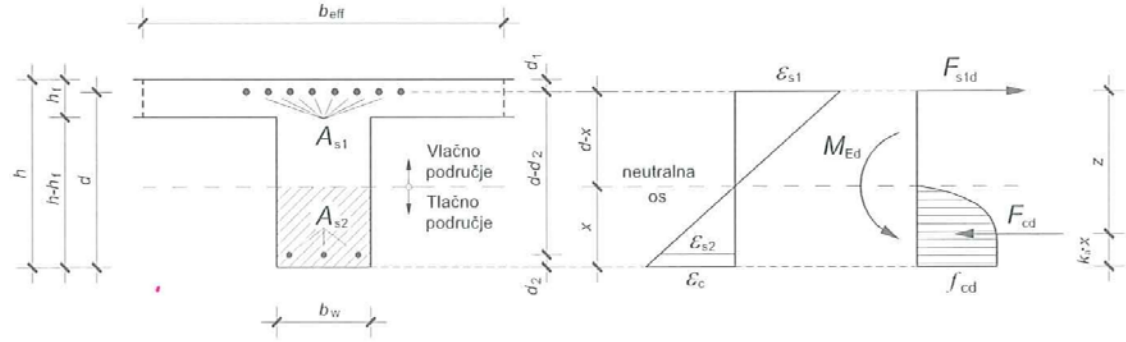
$$A_{\text{s1,req}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{\text{yd}} \cdot \left(d - \frac{h_{\text{f}}}{2} \right)} \tag{5.33.}$$

U svakom slučaju potrebno je napraviti kontrolu da tlačna naprezanja u betonu ne premašuju proračunsku tlačnu čvrstoću betona kako ne bi došlo do drobljenja pojasnice prema izrazu:

$$\sigma_{\text{cd}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{\left(d - \frac{h_{\text{f}}}{2} \right)\left(b_{\text{eff}} \cdot h_{\text{f}} \right)} \leq f_{\text{cd}} \tag{5.34.}$$

3) Neutralna os prolazi kroz hrbat (rebro) grede pri čemu je tlačno područje u hrptu.

Ovo je proračunska situacija kada se dimenzionira greda T-presjeka na mjestu oslonca pri čemu je donji dio grede, tj. na mjestu hrpta, u tlaku, a pojasnica je u vlaku (slika 5.31.).



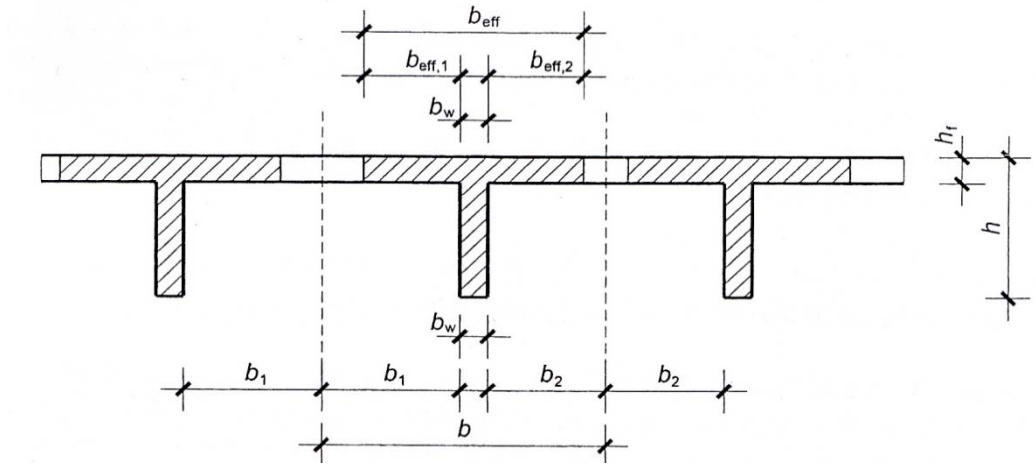
Slika 5.31. *Greda T- presjeka na osloncu (tlačno je područje u hrptu dolje)*

U tom slučaju presjek se dimenzionira kao da je pravokutnik širine b_{w} i visine h pa se izrazi za proračun potrebne površine vlačne armature mogu napisati u obliku:

$$\mu_{\text{Ed}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{b_{\text{w}} \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}} \rightarrow A_{\text{s1,req}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{\text{yd}} \cdot (\zeta \cdot d)} \tag{5.35.}$$

Posebno je pitanje kod proračuna greda T-presjeka veličina sudjelujuće (efektivne) širine pojasnice (ploče) koju treba uzeti u proračun. Očito je da se utjecaj suradnje ploče gubi s udaljenošću od rebra. Također, logično je da za jednostavno oslonjenu gredu sudjelovanje ploče s gredom raste od oslonca prema sredini raspona. Događa se isti fenomen kao kod čeličnih I-profila. U praksi se ne proizvode čelični profili širina pojasnica većih od ≈ 300 mm upravo iz razloga što je za veće širine smanjena sudjelujuća širina pojasnice i na neki način predstavlja neiskorištenje čeličnog materijala.

Prema HRN EN 1992-1-1 za slučaj greda na približno jednakoj udaljenosti b, širina sudjelujuće širine pojasnice, b_{eff}, može se odrediti sukladno slici 5.32. i izrazima 5.36.-37.



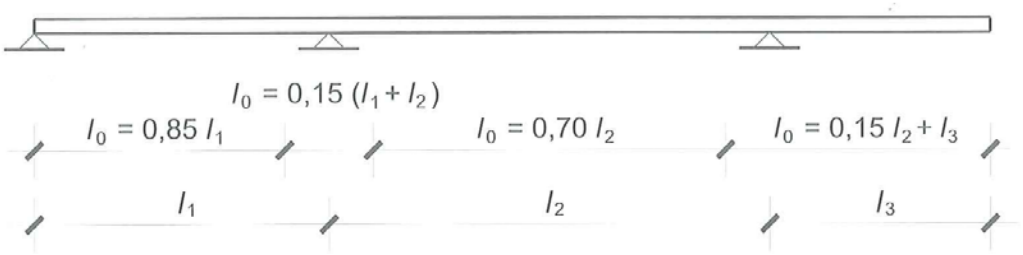
Slika 5.32. *Proračunska sudjelujuća (efektivna) širina pojasnice*

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff,i}} + b_{\text{w}} \le b \tag{5.36.}$$

gdje jest:

$$b_{\text{eff,i}} = \min\begin{cases} 0{,}2 \cdot b_{\text{i}} + 0{,}1 \cdot l_0 \le 0{,}2 \cdot l_0 \\ b_{\text{i}} \end{cases} \tag{5.37.}$$

gdje je b_{i} – polovica svijetlog razmaka između rebara grede; l_0 – raspon grede jednostavno oslonjene, odnosno kod kontinuiranih greda i okvira odgovara razmaku između nultočaka momentnog dijagrama, pri čemu se za kontinuirani nosač može uzeti u skladu sa slikom 5.33.



Slika 5.33. *Približni proračunski rasponi za određivanje proračunskih sudjelujućih širina ploče [4]*

Minimalna armatura

Slom slabo armiranih presjeka nastaje trenutačno. Radi se o nenadanom slomu preko čelika koji se događa kad je količina armature manja od minimalno potrebne da preuzme vlačna naprezanja betona prilikom nastajanja prve pukotine. To je situacija kada je poprečni presjek armiran s malo armature tako da je nosivost armature manja od vlačne sile koju preuzima beton prije pojave pukotine. 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 je armatura ona koja odgovara momentu pri kojem nastaje prva pukotina, M_{cr}.

Ona se može odrediti na temelju uvjeta ravnoteže, tj.:

$$F_{s1,min} \cdot z = \left[A_{s,min} \cdot f_{yk}\right] \cdot \left[\zeta \cdot d\right] \geq M_{cr} = W_c \cdot f_{ct,m} \qquad (5.38.)$$

gdje je M_{cr} – moment savijanja pri kojem nastaje prva pukotina u presjeku; $f_{ct,m}$–vlačna čvrstoća betona na savijanje.

Iz osnovnog su izraza (5.38.) za općenite slučajeve izvedeni pojednostavnjeni izrazi za određivanje minimalne armature, $A_{s,min}$, dani u normi HRN EN 1992-1-1:

$$A_{s,min} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \qquad (5.39.)$$

$$A_{s,min} = 0{,}0013 \cdot b_t \cdot d \qquad (5.40.)$$

gdje je f_{ctm} – srednja osna vlačna čvrstoća betona prema odgovarajućem razredu betona u skladu s tablicom 4.6; b_t – širina vlačnog područja presjeka; d – statička visina, f_{yk} – karakteritična granica popuštanja čelika za armiranje.

Generalno, u praksi se za brzu približnu procjenu minimalne vlačne armature u nekom presjeku može usvojiti izraz:

$$A_{s,min} = 0{,}1\% A_c = 0{,}001 \cdot b \cdot h \qquad (5.41.)$$

gdje je A_c – ploština poprečnog betonskog presjeka, a b/h – širina i visina poprečnog presjeka (rebra kod grede T-presjeka).

Maksimalna armatura

Iz uvjeta duktilnosti, kako ne bi došlo do krtog loma, odabrana armatura mora biti veća od minimalne, ali i manja od maksimalne, koja ograničava drugi neduktilni način granične nosivosti grede.

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

- za jednostruko armiran presjek: $A_{s1,max} = 2{,}2\% A_c = 0{,}022 \cdot b \cdot h$ (5.42.)
- za dvostruko armiran presjek: $A_{s1,max} = A_{s2,max} = 3{,}1\% A_c = 0{,}031 \cdot b \cdot h$. (5.43.)

Odabir armature

Dimenzioniranjem presjeka dobije se potrebna vlačna (i možda tlačna) armatura u poprečnom presjeku, $A_{s,req}$. Nakon što se dobila potrebna armatura, potrebno je odabrati šipke armature tako da je njihova ukupna ploština jednaka potrebnoj ili je veća. Odabrana armatura označava se s $A_{s,prov}$. Pri tome odabrana armatura mora zadovoljiti uvjet da se nalazi između minimalne, $A_{s,min}$ i maksimalne $A_{s,max}$, dopuštene armature (izraz 5.44.).

$$A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max} \qquad (5.44.)$$

Kako se ploče proračunavaju kao trake pravokutnog presjeka širine b = 1,0 m, običaj je kod ploča u slučaju odabira rebrastih šipki da se odabir iskazuje promjerom profila na nekom razmaku. Npr. odabir ϕ8/15 cm znači da nazivna ploština tih šipki na 1m širine, kada se postave na razmaku od 15 cm, iznosi $A_{s,prov}$ = 3,35 cm^2. Kod ploča se često umjesto rebrastih šipki biraju mreže radi jednostavnije izvedbe pa se stoga umjesto ϕ8/15 cm može odabrati mreža R-335 koja ima istu nazivnu ploštinu. Vrijednosti nazivnih ploština rebrastih šipki na nekom razmaku za armiranje ploča dane su u tablici 5.5. Vrste mrežaste armature dane su u poglavlju 4.2.1. i u tablicama 4.13. i 4.14. Kod odabira rebrastih šipki iz

tablice 5.5 kod armiranja ploča (i zidova) poželjno je odabirati da razmak šipki bude od 10 do 20 cm, pri čemu uvijek treba odabrati djeljive razmake, kao npr. 10 cm, 12,5 cm, 15 cm, 17,5 cm i 20 cm jer su to optimalni i najpraktičniji razmaci šipki za postavu, ali i ugradnju betona poslije.

Tablica 5.5. *Ploština presjeka određenih profila armature na 1 m širine ploče ili zida* (*u* cm^2/m)

Stab-abstand (cm)	Durchmesser d_s (mm)								
	6	8	10	12	14	16	20	25	28
5,0	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	–
6,0	4,71	8,38	13,09	18,85	25,66	33,51	52,36	81,81	102,63
7,0	4,04	7,18	11,22	16,16	21,99	28,72	44,88	70,12	87,96
7,5	3,77	6,70	10,47	15,08	20,53	26,81	41,89	65,45	82,10
8,0	3,53	6,28	9,82	14,14	19,24	25,13	39,27	61,36	76,97
9,0	3,14	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34	34,91	54,54	68,42
10,0	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	61,58
11,0	2,57	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28	28,56	44,62	55,98
12,0	2,36	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76	26,18	40,91	51,31
12,5	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	49,26
13,0	2,17	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47	24,17	37,76	47,37
13,5	2,09	3,72	5,82	8,38	11,40	14,89	23,27	36,36	45,61
14,0	2,02	3,59	5,61	8,08	11,00	14,36	22,44	35,06	43,98
14,5	1,95	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87	21,67	33,85	42,47
15,0	1,88	3,35	5,24	7,54	10,26	13,40	20,94	32,72	41,05
16,0	1,77	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57	19,63	30,68	38,48
17,0	1,66	2,96	4,62	6,65	9,06	11,83	18,48	28,57	36,22
18,0	1,57	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17	17,45	27,27	34,21
19,0	1,49	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58	16,53	25,4	32,41
20,0	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	30,79
21,0	1,35	2,39	3,74	5,39	7,33	9,57	14,96	23,37	29,32
22,0	1,29	2,28	3,57	5,14	7,00	9,14	14,28	22,31	27,99
23,0	1,23	2,19	3,41	4,92	6,69	8,74	13,66	21,34	26,77
24,0	1,18	2,09	3,27	4,71	6,41	8,38	13,09	20,45	25,66
25,0	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	24,63

Budući da se odabrana armatura smješta u relativno uski prostor koji odgovara širini rebra (hrpta), kod proračuna greda uvijek se odabire točno određeni broj komada rebrastih šipki. Tako npr. ako je potrebna ploština vlačne armature $A_{s,req} = 7{,}50$ cm^2, odabire se primjerice pet šipki promjera 14 mm, tj. 5ϕ14 čija ukupna nazivna ploština iznosi $A_{s,prov} = 7{,}70$ cm^2. Vrijednosti nazivnih ploština za ovakav način odabira armature dane su u tablici 5.6.

Tablica 5.6. *Ploština presjeka određenih profila armature na 1 m širine ploče ili zida* (*u* cm^2/m)

Stabdurch-messer (mm)	Anzahl der Stäbe											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	3,11	3,40
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	5,53	6,04
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	8,64	9,42
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,2	11,3	12,4	13,6
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,8	12,3	13,9	15,4	16,9	18,5
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,1	12,1	14,1	16,1	18,1	20,1	22,2	24,2
20	3,14	6,28	9,42	12,6	15,7	18,8	22,0	25,1	28,3	31,4	34,5	37,6
25	4,91	9,82	14,7	19,6	24,5	29,5	34,4	39,3	44,2	49,1	54,0	59,0
28	6,16	12,3	18,5	24,6	30,8	36,9	43,1	49,3	55,4	61,6	67,7	73,8

Budući da su rebra ograničene širine, kako bi se zadovoljilo načelo djelotvorne ugradnje betona kao i načelo sidrenja armature dano u poglavlju 7.2., kod odabira šipki potrebno je odabrati njihov broj tako da ih je moguće smjestiti u poprečni presjek rebra grede. Stoga nije uvijek poželjno i optimalno da

odabrana armatura po ploštini bude najbliža potrebnoj ako će to rezultirati velikim brojem malih profila. Razlog je taj što ih se neće moći ugraditi u poprečni presjek. U tablici 5.7. dan je maksimalan broj šipki pojedinog profila koji se može ugraditi u određenu širinu rebra u jednom redu.

Tablica 5.7. *Najveći broj šipki armature u jednoj razini za pojedine širine greda*

Širina grede b_w (cm)	Promjer šipki armature ϕ (mm)								
	10	12	14	16	18	20	22	25	28
20	5	5	(5)	4	4	4	3	3	3
25	7	6	6	(6)	5	5	(5)	4	4
30	(9)	8	7	7	7	6	(6)	5	4
35	10	(10)	9	8	8	(8)	7	6	5
40	12	11	10	10	9	9	8	7	6
45	(14)	(13)	12	11	(11)	10	9	8	7
50	15	14	13	(13)	12	11	10	9	8
60	(19)	17	16	15	(15)	14	12	11	10
Profil spona ϕ_w	ϕ_w = 6 mm			ϕ_w = 8 mm			ϕ_w = 10 mm		

<u>Računski primjer dimenzioniranja na savijanje</u>

Princip dimenzioniranja armiranobetonskih presjeka pokazat će se na trima jednostavnim računskim primjerima, a to su sljedeći: primjer 5.1. – proračun armature ploče, primjer 5.2. – proračun armature grede te primjer 5.3. – određivanje proračunskog momenta otpornosti.

Primjer 5.1. – proračun armature ploče

Zadano: Ploča je pravokutnog poprečnog presjeka b/h = 100/20 cm i statičke visine d = 18 cm.
Beton je razreda C25/30, a armatura je od čelika kvalitete B500A.
Na presjek djeluje proračunski moment savijanja M_{Ed} = 40,00 kNm.

Zadatak: Treba proračunati i odabrati uzdužnu armaturu ploče. Pri tome valja predvidjeti armiranje na tri načina: a) armiranje šipkama, b) armiranje mrežama i c) armiranje mrežama i šipkama.

Rješenje: <u>*Proračunske čvrstoće materijala:*</u>
Proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 500/1,15 = 434,78$ N/mm^2 = 43,48 kN/cm^2.
Proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C = 1,0 \cdot 25/1,50 = 16,67$ N/mm^2 = 1,67 kN/cm^2.
<u>*Potrebna armatura:*</u>
Bezdimenzijski koeficijent momenta savijanja jest:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4000}{100 \cdot 18^2 \cdot 1,67} = 0,074.$$

Iz tablice 5.4. za $\mu_{Ed} = 0,074$ očita se isti ili prvi veći μ_{Rd} i pripadni ζ , ξ i ω.
Tako za ovaj primjer iz tablice za $\mu_{Rd} = 0,074$ jest: $\zeta = 0,958$, $\xi = 0,107$ i $\omega = 0,077$.
Provjera treba li dvostruko armiranje: $\xi = 0,107 < \xi_{lim} = 0,45$ - Nije potrebno.
Potrebna ploština armature iznosi:

$$A_{s1,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (\zeta \cdot d)} = \frac{4000}{43,48 \cdot (0,958 \cdot 18)} = 5,33 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

<u>*Minimalna armatura:*</u>
- $A_{s1,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 18 = 2,34$ cm^2/m
- $A_{s1,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot (2,6/500) \cdot 100 \cdot 18 = 2,43$ cm^2/m – mjerodavno

Maksimalna armatura:

- za jednostruko armiran presjek: $A_{s1,max} = 0{,}022 \cdot b \cdot d = 0{,}022 \cdot 100 \cdot 20 = 44{,}00$ cm^2/m

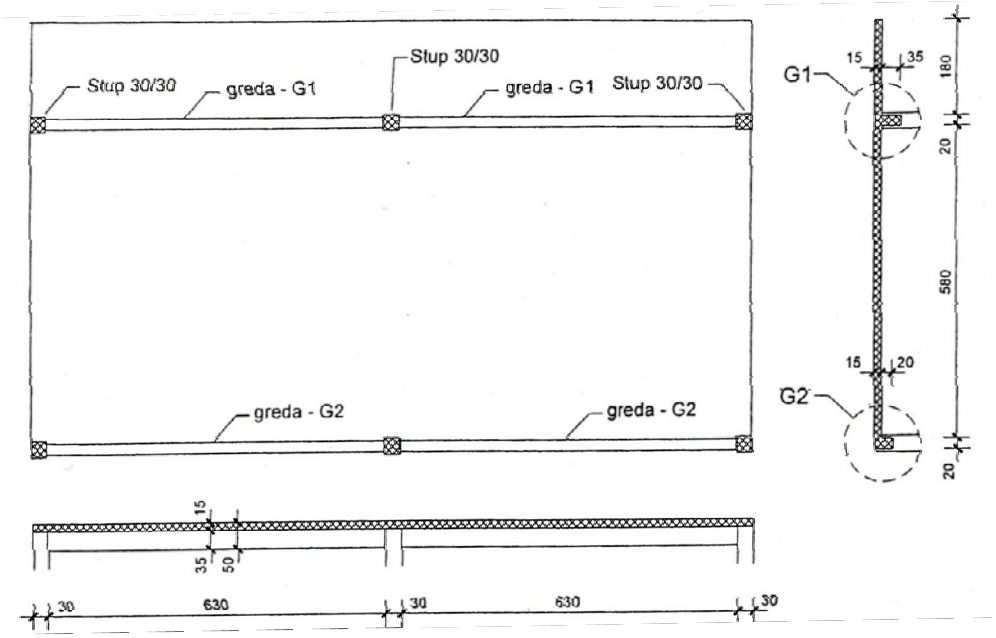
Odabrana armatura:

- šipke: $A_{s1,prov} = \phi 10/12{,}5$ cm $= 6{,}28$ cm^2/m
- mreže: $A_{s1,prov}$ = R-636 $= 6{,}36$ cm^2/m
- mreže + šipke: $A_{s1,prov}$ = R-257 + $\phi 8/15$ cm $= 2{,}57 + 3{,}35 = 5{,}92$ cm^2/m.

Sve odabrane armature zadovoljavaju uvjet: $\max\left\{\begin{matrix} A_{s1,req} \\ A_{s1,min} \end{matrix}\right\} \le A_{s1,prov} \le A_{s1,max}$.

Primjer 5.2. – proračun armature grede

Zadano: Kontinuirana greda poz. G1 na slici ispod, poprečnog T-presjeka b_w/h = 20/50 cm i statičke visine u polju d = 44,6 cm i na ležaju „A“ d = 45,1 cm.



Beton je razreda C25/30, a armatura je od čelika kvalitete B500B.
Na gredu u polju djeluje proračunski moment savijanja M_{Ed} = 235,00 kNm.

Zadatak: Treba proračunati i odabrati uzdužnu armaturu grede u polju.

Rješenje: *Proračunske čvrstoće materijala:*

Proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 500/1{,}15 = 434{,}78$ N/mm^2 $= 43{,}48$ kN/cm^2.
Proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C = 1{,}0 \cdot 25/1{,}50 = 16{,}67$ N/mm^2 $= 1{,}67$ kN/cm^2.

Proračunska sudjelujuća širina ploče (pojasnice):

$l_0 = 0{,}85 \cdot l = 0{,}85 \cdot 660 = 561$ cm
$b_1 = 580/2 = 290$ cm; $b_2 = 180$ cm; $b = b_1 + b_w + b_2 = 290 + 20 + 180 = 490$ cm
$b_{eff,1} = 0{,}2 \cdot b_1 + 0{,}1 \cdot l_0 = 114{,}1$ cm $> 0{,}2 \cdot l_0 = 112{,}2$ cm – odabrano: $b_{eff,1} = 112{,}2$ cm
$b_{eff,2} = 0{,}2 \cdot b_2 + 0{,}1 \cdot l_0 = 92{,}1$ cm $< 0{,}2 \cdot l_0 = 112{,}2$ cm – odabrano: $b_{eff,2} = 92{,}1$ cm
$b_{eff,1} = 112{,}2$ cm $< b_1 = 290$ cm – u redu; $b_{eff,2} = 92{,}1$ cm $< b_2 = 180$ cm – u redu.
$b_{eff} = b_{eff,1} + b_w + b_{eff,2} = 112{,}2 + 20 + 92{,}1 = 224{,}3$ cm $< b = 490$ cm – u redu

Potrebna armatura:

Bezdimenzijski koeficijent momenta savijanja jest:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{23500}{224 \cdot 44{,}6^2 \cdot 1{,}67} = 0{,}0317.$$

Iz tablice 5.4. za $\mu_{Ed} = 0{,}0317$ očita se isti ili prvi veći μ_{Rd} i pripadni ζ, ξ i ω..

Tako za ovaj primjer iz tablice za $\mu_{Rd} = 0{,}034$ jest: $\zeta = 0{,}977$, $\xi = 0{,}065$ i $\omega = 0{,}035$

Provjera treba li dvostruko armiranje: $\xi = 0{,}065 < \xi_{lim} = 0{,}45$ - Nije potrebno.

Provjera prolazi li neutralna os kroz ploču:

$x = \xi \cdot d = 0{,}065 \cdot 44{,}6 = 2{,}9\ \text{cm} < h_f = 15\ \text{cm}$ - Neutralna os prolazi kroz ploču.

Potrebna ploština armature iznosi:

$$A_{s1,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (\zeta \cdot d)} = \frac{23500}{43{,}48 \cdot (0{,}977 \cdot 44{,}6)} = 12{,}41\ \text{cm}^2 .$$

Minimalna armatura:

- $A_{s1,min} = 0{,}0013 \cdot b \cdot d = 0{,}0013 \cdot 20 \cdot 44{,}6 = 1{,}16$ cm^2/m
- $A_{s1,min} = 0{,}26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d = 0{,}26 \cdot (2{,}6/500) \cdot 20 \cdot 44{,}6 = 1{,}21$ cm^2/m – mjerodavno

Maksimalna armatura:

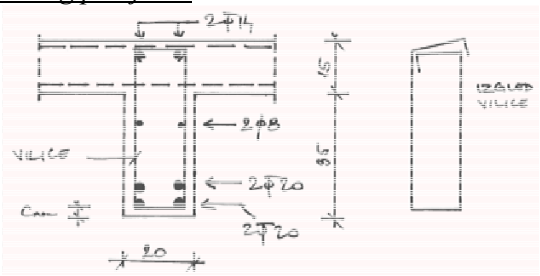
- za jednostruko armiran presjek: $A_{s1,max} = 0{,}022 \cdot b \cdot d = 0{,}022 \cdot 20 \cdot 44{,}6 = 19{,}62$ cm^2

Odabrana armatura:

- šipke: $A_{s1,prov} = (2+2)\phi 20 = 12{,}56$ cm^2

Odabrana armature zadovoljava uvjete: $\max\begin{Bmatrix} A_{s1,req} \\ A_{s1,min} \end{Bmatrix} \le A_{s1,prov} \le A_{s1,max}$.

Skica armiranja poprečnog presjeka:



Primjer 5.3. – određivanje proračunskog momenta otpornosti

Zadano: Istražnim radovima utvrđeno je da greda ima poprečni presjek *b*/*h* = 25/60 cm i statičku visinu *d* = 56 cm.
Betonu je utvrđena karakteristična tlačna čvrstoća f_{ck} = 20 N/mm^2, a armaturi karakteristična granica popuštanja f_{yk} = 220 N/mm^2.
Utvrđena armatura u vlačnom pojasu jest 5ϕ16 (A_{s1} = 12,06 cm^2).

Zadatak: Potrebno je odrediti proračunski moment otpornosti za utvrđenu geometriju i materijale.

Rješenje: *Proračunske čvrstoće materijala:*
Proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 220/1{,}15 = 191{,}3$ N/mm^2 = 19,13 kN/cm^2
Proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C = 0{,}85 \cdot 20/1{,}50 = 11{,}33$ N/mm^2 = 1,13 kN/cm^2

Proračunska otpornost presjeka:

Mehanički koeficijent armiranja jest: $\omega = \frac{A_{s1}}{b \cdot d}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{12{,}06}{25 \cdot 56}\frac{19{,}13}{1{,}13} = 0{,}146$.

Iz tablice 5.4. za $\omega = 0{,}146$ očita se isti ili prvi manji ω i pripadni μ_{Rd}.

Tako za ovaj primjer iz tablice za $\omega = 0{,}145$ jest: $\mu_{Rd} = 0{,}134$.

Proračunska otpornost presjeka na savijanje iznosi:

$$M_{Rd} = \mu_{Ed} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}134 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 1{,}13 = 11871\ \text{kNcm} = 118{,}71\ \text{kNm} .$$

5.2.4. Dimenzioniranje na poprečnu silu

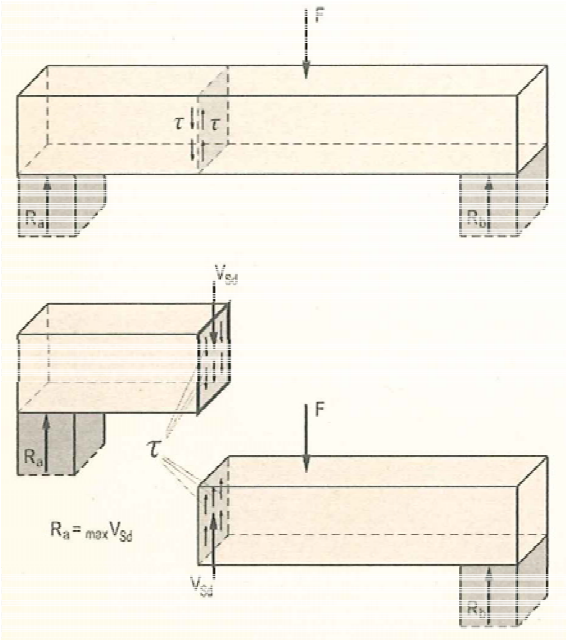
Svaki armiranobetonski gredni element pod djelovanjem rasprostrtog opterećenja u pravilu pored momenata savijanja ima poprečne sile. Stoga se gredni elementi, osim na savijanje, dimenzioniraju i na poprečne sile. Kod stropnih ploča u zgradarstvu poprečne sile su relativno malog iznosa, a poprečni presjek je relativno velik (npr. za ploču debljine h = 20 cm jest b/h = 100/20 cm) pa se kod ploča u pravilu ne provodi dimenzioniranje na poprečne sile osim u slučaju debelih ploča kao što su temeljne ploče. U daljnjem tekstu će se prikazati postupak dimenzioniranja armiranobetonskih greda konstantnog presjeka po duljini armiranih s poprečnom armaturom (sponama – vilicama) koja je okomita na uzdužnu os grede.

Proračunski modeli

Iz otpornosti materijala poznato je da poprečna sila izaziva posmična naprezanja u poprečnom presjeku, tj. τ naprezanja što je vidljivo na slici 5.34. Slijedom toga može se predočiti da poprečne sile žele prouzročiti međusobni pomak neposredno bliskih presjeka.

Ne samo kod armiranobetonskih nosača nego i općenito, posmična naprezanja, τ, u kombinaciji s normalnim (uzdužnim od savijanja), σ, zbog istodobnog djelovanja, daju kao rezultirajuća naprezanja sljedeće: glavna vlačna, σ i glavna tlačna naprezanja, σ_2, koja definiraju vlačne i tlačne trajektorije (slika 5.11.).

Na primjeru ponašanja armiranobetonske grede opterećene do sloma (poglavlje 5.2.2.) pokazano je da se zbog male vlačne čvrstoće betona uslijed glavnih vlačnih naprezanja u zonama velikih poprečnih sila otvaraju dijagonalne pukotine. Slijedom toga prikazani su mogući načini otkazivanja AB grede od djelovanja poprečne sile (tri načina). Te načine otkazivanja (slom betonskih tlačnih dijagonala i vlačnih vertikala od betona ili poprečne armature) potrebno je spriječiti ispravnim dimenzioniranjem na poprečnu silu.



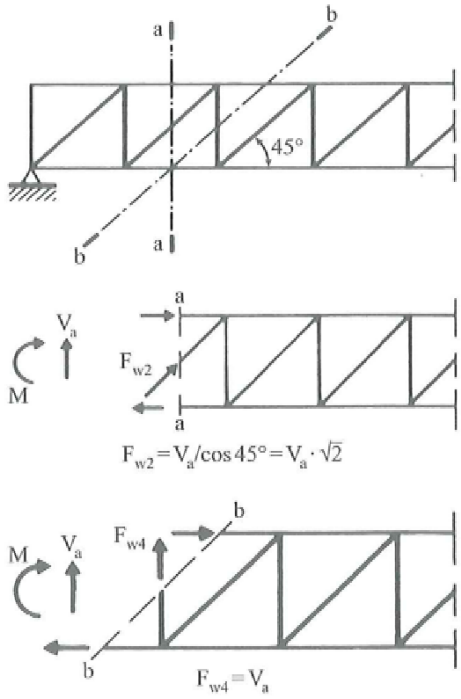
Slika 5.34. *Prikaz posmičnih naprezanja izazvanih poprečnom reznom silom V [4]*

Kao što je i pokazano u poglavlju 5.2.1., isprva je kao model ponašanja armiranobetonskih nosača opterećenih poprečnom silom prihvaćena klasična (Mörschova) rešetka, tj. rešetka s paralelnim pojasnicama i ispunom od vertikala i dijagonala pod kutom od 45° (slika 5.35.-*a*). Pri tome ulogu vlačne pojasnice preuzima vlačna armatura, ulogu tlačne pojasnice i tlačnih dijagonala pod kutom od 45° preuzima tlačno naprezani beton, dok ulogu vlačnih vertikala preuzimaju spone (vilice) (slika 5.35.-*b*). Za takvu rešetku veličine sila u pojedinim elementima mogle su se jednostavno odrediti primjenom Ritterove metode, odnosno iz uvjeta ravnoteže presječenih elemenata presjeka a-a i b-b na slici 5.35.-*a*. Tako naprimjer veličine pojedinih sila ispune rešetkastog modela u presjeku a-a iznose:

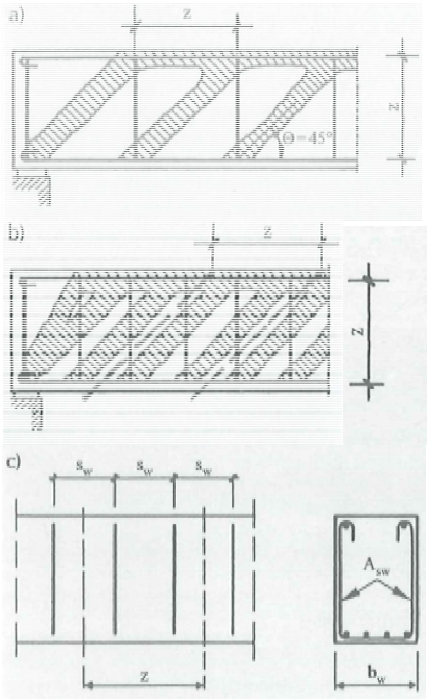
- tlačne sile u dijagonali: $F_{w2} = V_a / \cos 45° = V_a \cdot \sqrt{2}$ (5.45.)
- vlačne sile u vertikali: $F_{w4} = V_a$ (5.46.)

Rešetke mogu biti jednostruke ili višestruke, ovisno o gustoći poprečne armature (slika 5.35.-*b*). Višestruke rešetke statički su neodređene pa se proračun pojednostavljuje tako da se sile u dijagonalama i vertikalama proračunaju po jedinici duljine na temelju dijela grede duljine z (slika 5.35.-*b*):

$$f_{w2} = V_a \cdot \sqrt{2}/z \quad \text{i} \quad f_{w4} = V_a / z \tag{5.47.}$$



a) klasična Mörschova rešetka s karakteritičnim presjecima



b) klasična Mörschova rešetka: a-jednostruka, b-dvostruka, c- dio rešetke duljine z

Slika 5.35. *Model za proračun AB greda klasičnom Mörschovom rešetkom [1]*

Ploština poprečne armature po jedinici duljine grede može se iskazati (slika 5.35.-*b*) izrazom:

$$a_{sw} = A_{sw} / s_w \tag{5.48.}$$

gdje je A_{sw} – ukupna ploština vertikalnih krakova poprečne armature u jednom presjeku; s_w – razmak poprečne armature uzduž grede.

Samo dimenzioniranje pojedinih elemenata zamjenskog modela rešetke provodilo se tzv. metodom dopuštenih naprezanja (iz otpornosti materijala) gdje su se kontrolirala naprezanja u tlačnim dijagonalama i vertikalnoj armaturi prema izrazima:

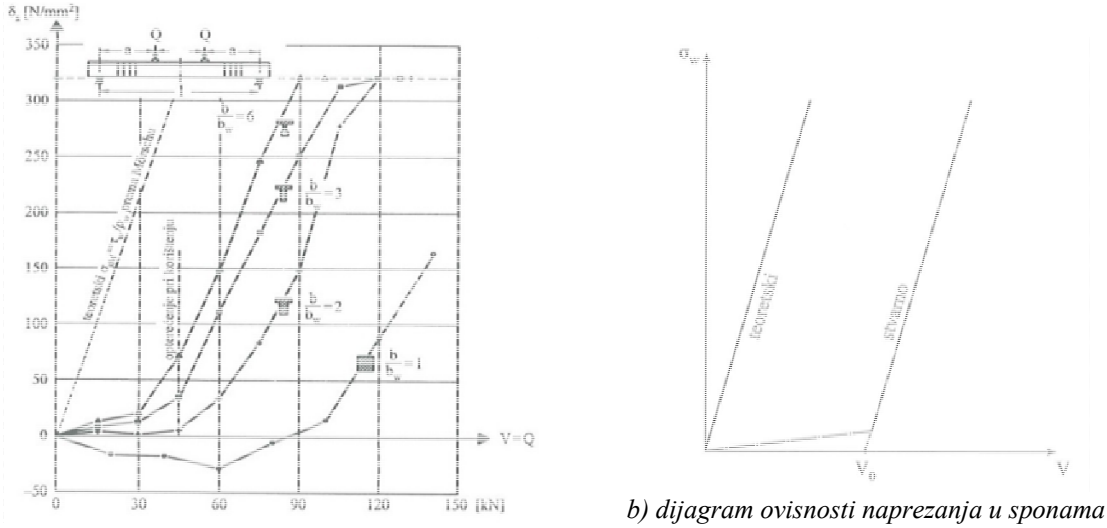
- tlačno naprezanje u betonskoj dijagonali: $\sigma_{cw} = F_{w2} / \left[\left(z/\sqrt{2} \right) \cdot b_w \right] = 2 \cdot V_a / \left(b_w \cdot z \right) \le \sigma_{c,dop}$ (5.49.)
- tlačno naprezanje u poprečnoj armaturi: $\sigma_{sw} = f_{w4} / a_{sw} = \left(V_a / z \right) / \left(A_{sw} / s_w \right) \le \sigma_{s,dop}$ (5.50.)

U periodu od 1960. do1970. godine pod vodstvom prof. Leonhardta u Stuttgartu su provedena opsežna ispitivanja koja su imala za cilj:

- istražiti složen problem naprezanja od poprečnih sila
- provjeriti valjanost klasičnog modela Mörschove rešetke koji je do tada bio u uporabi.

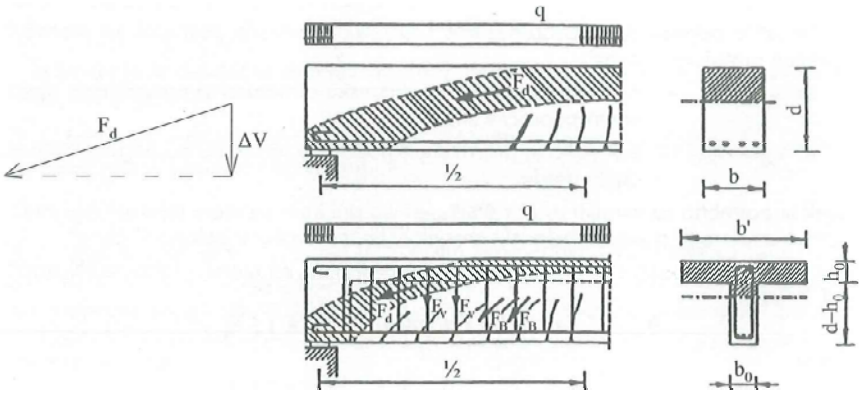
Od brojnih rezultata istraživanja potrebno je izdvojiti rezultate ispitivanje niza greda s vertikalnom armaturom koji su prikazani na slici 5.36.-a. Tijekom tog ispitivanja mjerena su kosa tlačna naprezanja u betonskim dijagonalama kao i vlačna naprezanja u poprečnoj armaturi (sponama). Rezultati mjerenja pokazali su da se naprezanja u kosim tlačnim dijagonalama dosta dobro slažu s vrijednostima izračunatim na temelju modela rešetke. Međutim, izmjerena vlačna naprezanja u sponama bila su znatno manja od onih koja su izračunata na temelju modela rešetke. Također, ta je razlika u vlačnim naprezanjima bila veća što je presjek imao veću širinu pri istoj visini, odnosno što su posmična naprezanja ($\tau = V/(b_w \cdot d)$ bila manja (slika 5.36.-*a*). To znači da spone imaju veću nosivost od one koju definira model klasične rešetke. Glavni je razlog za to taj što gornji pojas rešetke nije horizontalan kao u promatranom modelu, nego ima nagib prema ležaju. Za jednoliko rasprostrto opterećenje on ima oblik luka pa vertikalnom komponentom uzdužne sile preuzima znatan dio poprečne sile (slika 5.37.). To je

naizraženije kod pravokutnih presjeka. Osim toga, kod preuzimanja poprečnih sila doprinos smanjenju poprečne sile daju i beton svojom vlačnom čvrstoćom, koja je mala, ali ipak doprinosi te uzdužna armatura.



a) rezultati ispitivanja greda na poprečne sile *b) dijagram ovisnosti naprezanja u sponama o poprečnoj sili*

Slika 5.36. *Rezultati ispitivanja greda na poprečne sile provedenih u Stuttgartu [1]*



Slika 5.37. *Povoljno djelovanje zakrivljenosti gornjeg pojasa rešetke smanjenjem vlačne sile u sponama*

Poboljšanje klasičnog modela zamjenske Mörschove rešetke kojim bi se uzelo u obzir smanjenje poprečne sile mjerodavne za dimenzioniranje, odnosno proračun naprezanja u sponama, može se provesti na dva načina:

1. Pretpostavlja se da dio poprečne sile u iznosu V_0 uvjetno rečeno preuzima (nosi) beton (slika 5.36.-*b*), a spone se dimenzioniraju na razliku koja iznosi V - V_0. U tom slučaju naprezanja u sponama iznose:

$$\sigma_{sw} = (V - V_0)/(a_{sw} \cdot z). \tag{5.51.}$$

Ovo se poboljšanje u praksi naziva ***standardna metoda*** dimenzioniranja na poprečne sile i prelaskom proračuna na granična stanja rezultirala je time da se proračunska otpornost poprečnog presjeka, V_{Rd}, sastoji od proračunske nosivosti na poprečne sile betona, V_{cd} i doprinosa otpornosti od poprečne armature, V_{wd}, prema izrazu:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \tag{5.52.}$$

gdje je V_{Rd} – proračunska otpornost presjeka na poprečne sile; V_{cd} – proračunska nosivost betona na poprečnu silu (doprinos betona otpornosti); V_{wd} – proračunska nosivost poprečne armature na poprečnu silu (doprinos spona otpornosti).

2. Pretpostavlja se da nagib tlačnih dijagonala nije 45°, nego je manji i iznosi θ. U tom slučaju razmak vertikala modela rešetke (5.35.-*b*) iznosi $z \cdot \mathrm{ctg}\,\theta$, a kako je za kut $\theta < 45°$, u tom je slučaju ctg $\theta > 1$. Slijedom toga veličine f_{w4} i σ_{sw} smanjuju se te naprezanja u sponama iznosi:

$$\sigma_{sw} = f_{w4}/a_{sw} = \left[V/\left(z \cdot ctg\theta\right)\right]/\left(A_{sw}/s_w\right) \qquad (5.53.)$$

Ovo se poboljšanje u praksi naziva ***metoda slobodnog odabira nagiba tlačnih štapova***.Ta je metoda uz transformaciju na dokaz prema graničnim stanjima ujedno usvojeni postupak dimenzioniranja betonskih presjeka na poprečne sile prema važećoj hrvatskoj normi HRN EN 1992-1-1. Također, treba imati u vidu da se na ovaj način dobiva manja poprečna armatura, ali se povećava uzdužna armatura ili dolazi do većeg pomaka dijagrama vlačnih sila.

<u>Postupak dimenzioniranja na poprečnu silu prema HRN EN 1992-1-1</u>

Kod dimenzioniranja na poprečnu silu uvjet nosivosti presjeka zadovoljen je ako je proračunska vrijednost utjecaja, E_d, manja od odgovarajuće proračunske nosivosti, R_d ili jednaka njoj:

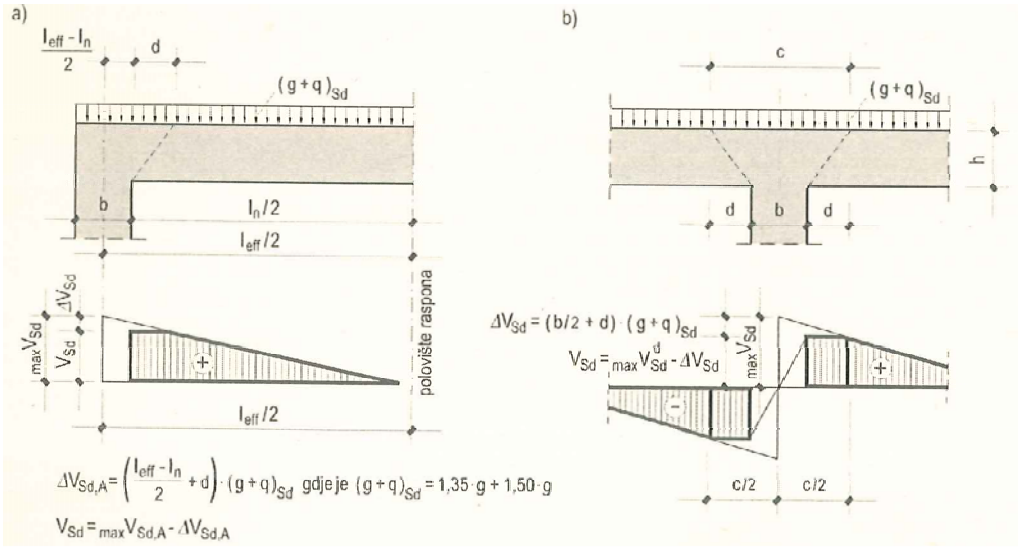
$$E_d \le R_d \rightarrow V_{Ed} \le V_{Rd} \qquad (5.54.)$$

gdje je V_{Rd} – proračunska otpornost poprečnog presjeka na poprečnu silu; V_{Ed} – proračunska vrijednost poprečne sile u nekom presjeku i za zgradarstvo se može odrediti prema izrazu: $V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_g + \gamma_Q \cdot V_q = 1{,}35 \cdot V_g + 1{,}50 \cdot V_q$.

Za nosače opterećene jednoliko rasprostrtim opterećenjem proračunsku poprečnu silu ne treba kontrolirati na razmaku manjem od d (d – statička visina) od lica oslonca. Razlog tomu je što se opterećenje na području uz oslonac preko tlačnih dijagonala direktno unosi u oslonac. Međutim, najveću zahtijevanu poprečnu armaturu (spone) potrebno je postaviti sve do oslonca. Budući da se u proračunu uvijek proračunavaju maksimalne poprečne sile na osloncima, u tom je slučaju maksimalnu proračunsku poprečnu silu na mjestu oslonaca potrebno umanjiti za iznos $\Delta V_{Ed} = q_{Ed} \cdot (b/2 + d)$. Proračun smanjene proračunske sile određuje se izrazom (5.55.) i u skladu sa slikom 5.38.

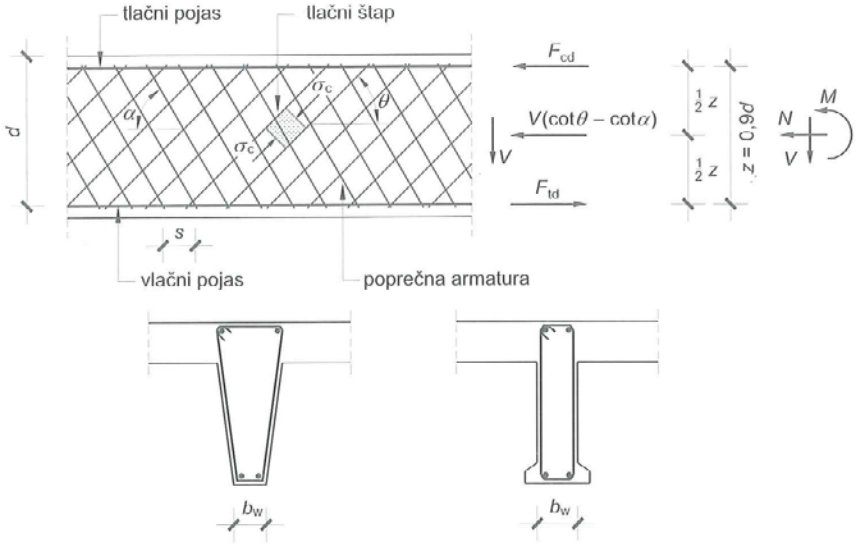
$$V_{Ed} = {}_{max}V_{Ed} - q_{Ed} \cdot \left(\frac{b}{2} + d\right) \qquad (5.55.)$$

gdje je ${}_{max}V_{Ed}$ – maksimalna poprečna sila na osloncu; q_{Ed} – proračunsko jednoliko kontinuirano opterećenje elementa i za zgradarstvo se može odrediti prema izrazu: $q_{Ed} = 1{,}35 \cdot g + 1{,}50 \cdot q$; d – statička visina poprečnog presjeka na osloncu; b – širina oslonca.



Slika 5.38. *Dijagram poprečnih sila i smanjenje poprečne sile: a) za slučaj krajnjeg oslonca, b) za slučaj srednjeg oslonca (na slici Sd = Ed) [3]*

Postupak dimenzioniranja AB elemenata na poprečne sile temelji se na ***metodi slobodnog odabira nagiba tlačnih dijagonala***. Pri tome je nagib tlačnih dijagonala određen kutom θ, dok armatura može također biti u nagibu (kosa) s kutom α (Vidi sliku 5.39.).



Slika 5.39. *Poboljšani rešetkasti model tlačnih betonskih dijagonala i kose poprečne armature grede te oznake modela*

Oznake na slici 5.39. jesu slijedeće: b ili b_w – najmanja širina poprečnog presjeka između vlačnog i tlačnog pojasa (za ploče je b = 100 cm); h – visina poprečnog presjeka; d – statička visina; z – krak unutarnjih sila, tj. udaljenost od rezultantne vlačne sile u armaturi i rezultantne tlačne sile u betonu (može se uzeti da iznosi $z = 0{,}9 \cdot d$); α – kut između poprečne armature i uzdužne osi nosača (sve daljnje analize i izrazi su za α =90°); θ – kut između betonske tlačne dijagonale (štapa rešetke) i uzdužne osi nosača; F_{td} – proračunska vrijednost vlačne sile u uzdužnoj armaturi; F_{cd} – proračunska vrijednost tlačne sile u betonu u smjeru grede.

Preporučene granične vrijednosti za kut θ dane su izrazom:

$$1{,}0 \le \cot\theta \ge 2{,}5 \qquad (5.56.)$$

što znači da kut θ može biti u sljedećem rasponu: $45° \ge \theta \ge 21{,}8°$.

Kod dimenzioniranja na poprečnu silu može se rabiti bilo koji prethodno naveden kut θ. Naravno, što je kut manji, to će potrebna poprečna armatura biti manja, međutim, smanjenjem kuta rastu tlačne sile (tlačna naprezanja) u tlačnim dijagonalama što može dovesti do drobljenja tlačnih dijagonala i neduktilnog sloma. Pravilo je da se kod elemenata koji su naprezani manjim posmičnim silama upotrebljava manji kut, a kod elementa s većim posmičnim silama, veći kut.

Za nosače kod kojih se rabe vertikalne spone (uobičajeno) za odabir nagiba tlačnih dijagonala preporučuju se sljedeće vrijednosti:

- za čisto savijanje: $\cot\theta = 1{,}2 \rightarrow \theta = 39{,}8°$
- za savijanje s osnom tlačnom silom: $\cot\theta = 1{,}2 \rightarrow \theta = 39{,}8°$
- za savijanje s osnom vlačnom silom: $\cot\theta = 1{,}0 \rightarrow \theta = 45°$.

Postupak dimenzioniranja zasniva se na dvjema proračunskim vrijednostima nosivosti na poprečnu silu:

$\boldsymbol{V_{Rd,c}}$ – proračunska otpornost na poprečnu silu elementa bez poprečne armature, tj. otpornost na poprečnu silu samog betona i uzdužne armature

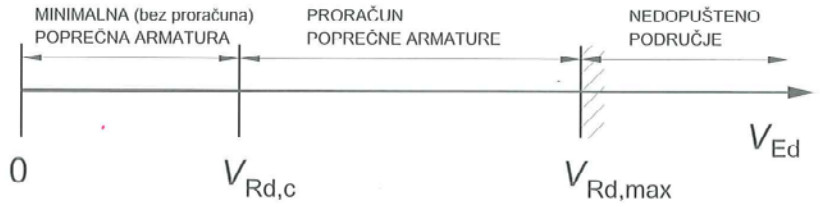
$\boldsymbol{V_{Rd,max}}$ – proračunska vrijednost najveće poprečne sile koju preuzima element ograničen tlačnom čvrstoćom betona. Ta vrijednost predstavlja nosivost betonskih tlačnih dijagonala (drobljenje tlačnih štapova rešetke) koje su u proračunu nagiba tgθ.

Na temelju tih dviju vrijednosti proračunske otpornosti i vrijednosti proračunske poprečne sile mogu se postaviti sljedeći uvjeti (slika 5.40.):

a) Ako je $\boldsymbol{V_{Ed} \le V_{Rd,c}}$ → nije potreban proračun poprečne armature.

b) Ako je $\boldsymbol{V_{Rd,c} < V_{Ed} \le V_{Rd,max}}$ → potreban je proračun poprečne armature.

c) Ako je $\boldsymbol{V_{Ed} > V_{Rd,max}}$ → potrebno je povećati poprečni presjek ili kvalitetu gradiva kako bi proračunska poprečna sila bila manja od maksimalne otpornosti.



Slika 5.40. *Područja poprečnih sila [4]*

U slučaju kada je $V_{Ed} \le V_{Rd,c}$, nije potreban proračun poprečne armature budući da beton ima dostatnu otpornost da preuzme poprečnu silu, međutim, u elementu je potrebno predvidjeti minimalnu poprečnu armaturu kako u slučaju eventualnog nastanka kose pukotine ne bi došlo do neduktilnog posmičnog sloma opisanog u poglavlju 5.2.1. Kod ploča, budući da nisu izložene velikim vlačnim naprezanjima, kada je ovaj uvjet zadovoljen (a uglavnom je zadovoljen), dopušta se izostavljanje minimalne poprečne armature, dok kod greda i stupova treba postaviti minimalnu poprečnu armaturu.

Proračunska vrijednost otpornosti presjeka bez poprečne armature na poprečnu silu, $V_{Rd,c}$, iznosi:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d \qquad (5.57.)$$

$$V_{Rd,c} \ge V_{Rd,c,min} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \qquad (5.58.)$$

gdje jest: $V_{Rd,c}$ – proračunska vrijednost otpornosti presjeka bez poprečne armature u N

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

k – koeficijent koji uzima u obzir utjecaj visine elementa i računa se preko izraza:

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2{,}0$ gdje su brojka 200 i d dane u mm

ρ_1 – koeficijent armiranja vlačnom armaturom i određuje se izrazom: $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \le 0{,}02$

A_{sl} – ploština vlačne armature u mm^2 koja je sidrena na udaljnosti $l_{bd} + d$ od promatranog presjeka (Vidi sliku 5.41.)

f_{ck} – karakteritična tlačna čvrstoća betona u N/mm^2

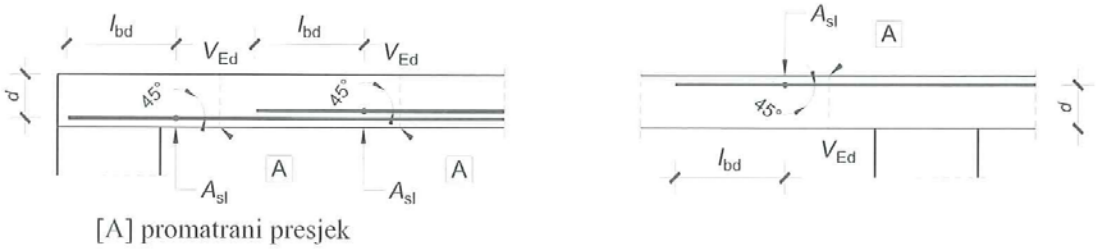
k_1 – koeficijent koji iznosi: $k_1 = 0{,}15$

σ_{cp} – srednje tlačno naprezanje u betonu zbog proračunske uzdužne tlačne sile (npr. uslijed prednapinjanja) i uzima se da je $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0{,}2 \cdot f_{cd}$ i uvrštava se u N/mm^2

ν_{min} – vrijednost koja se određuje prema izrazu: $\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

d – statička visina poprečnog presjeka u mm

b_w – širina hrpta (rebra) poprečnog presjeka u mm.



Slika 5.41. *Prikaz uzdužne armature koja se uzima u obzir kod određivanja* ρ_1

Proračunska vrijednost najveće poprečne sile koju preuzima element ograničen tlačnom čvrstoćom betona, $V_{Rd,max}$, određuje se prema izrazu:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} \qquad (5.59.)$$

gdje jest: $V_{Rd,max}$ – proračunska vrijednost najveće poprečne sile koju preuzima element ograničen tlačnom čvrstoćom betona u N

α_{cw} – koeficijent koji uzima u obzir stanje naprezanja u tlačnom pojasu i za proračune u zgradarstvu gdje su uzdužne tlačne sile male ili ih nema, može se uzeti da iznosi 1,0

b_w – širina hrpta (rebra) poprečnog presjeka u mm

z – krak unutarnjih sila koji iznosi $z = 0{,}9 \cdot d$ i uvrštava se u mm

ν_1 – koeficijent smanjenja čvrstoće za beton raspucan posmikom i određuje se prema izrazu: $\nu_1 = 0{,}6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ gdje se f_{ck} i 250 uvrštavaju u N/mm^2. Ako se uzme da je $f_{ywd} = 0{,}8 \cdot f_{ywk}$, tada se može uzeti da je $\nu_1 = 0{,}60$ za $f_{ck} \leq 60$ N/mm^2, odnosno $\nu_1 = 0{,}90 - f_{ck}/200 \geq 0{,}5$ za $f_{ck} > 60$ N/mm^2

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

f_{ywd} – proračunska granica popuštanja čelika spona u N/mm^2

θ – nagib usvojenih tlačnih dijagonala.

Za približne se proračune u zgradarstvu može uzeti da je preporučena vrijednost kuta $\theta = 39{,}8°$ te da vrijedi $f_{ck} \leq 60$ N/mm^2 i da je $f_{ywd} = 0{,}8 \cdot f_{ywk}$, što omogućuje da se izraz (5.59.) može napisati u obliku:

$$V_{Rd,max} = 0{,}265 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}\,. \qquad (5.60.)$$

U slučaju da se usporedbom proračunske poprečne sile, V_{Ed}, s vrijednostima $V_{Ed,c}$ i $V_{Rd,max}$ pokaže da je potrebna poprečna (posmična) armatura, proračunska vrijednost otpornosti poprečnog presjeka na poprečne sile koju preuzima vertikalno postavljena ($\alpha = 90°$) poprečna armatura, $V_{Rd,s}$, određuje se prema izrazu:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \qquad (5.61.)$$

gdje jest: $V_{Rd,s}$ – proračunska vrijednost poprečne sile koju preuzima čelična armatura (spone) prilikom popuštanja (obično u kN)

A_{sw} – ploština presjeka svih krakova spona na duljini s i širini b_w u cm^2, a određuje se kao $A_{sw} = A^1_{sw} \cdot m$, gdje je A^1_{sw} – ploština jedne grane spone, a m je broj grana spone u jednom presjeku, tj. reznost spona

s – razmak spona po duljini grede u cm (može se rabiti i oznaka s_w)

z – krak unutarnjih sila koji iznosi $z = 0{,}9 \cdot d$ i uvrštava se u cm

f_{ywd} – proračunska granica popuštanja čelika spona i uvrštava se u kN/cm^2

θ – nagib usvojenih tlačnih dijagonala.

Određivanje potrebne poprečne (posmične) armature za osiguranje nosivosti na proračunsku poprečnu silu, V_{Ed}, u nekom se presjeku može dobiti primjenjujući uvjet nosivosti, tj. izraz:

$$E_d = R_d \rightarrow V_{Ed} = V_{Rd,s} \qquad (5.62.)$$

iz čega slijedi:

$$a_{sw,req} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 100 = \frac{100 \cdot V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} \quad \text{u } [\text{cm}^2/\text{m}] \qquad (5.63.)$$

gdje je $a_{sw,req}$ – potrebna ploština poprečne armature na 1 m duljine nosača i izražava se u cm^2/m. U izrazu (5.63.) krak sila, z, upisuje se u cm, poprečna sila, V_{Ed}, u kN, a proračunska čvrstoća spona, f_{ywd}, u kN/cm^2.

Kada se dobije potrebna prosječna ploština poprečne armature, $a_{sw,req}$, odabere se reznost spona (broj grana spone), m i potrebna prosječna ploština jedne grane spona, $a^1_{sw,req}$,dobije se iz izraza:

$$a^1_{sw,req} = \frac{a_{sw,req}}{m} \tag{5.64.}$$

Za približne proračune u zgradarstvu može se uzeti da je preporučena vrijednost kuta θ = 39,8°, krak sila $z = 0{,}9 \cdot d$ te da je $f_{ywd} = 0{,}8 \cdot f_{ywk}$ što omogućuje da se izraz (5.63.) može napisati u obliku:

$$a_{sw,req} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 100 \approx \frac{100 \cdot V_{Ed}}{0{,}9 \cdot d \cdot 0{,}8 \cdot f_{ywk} \cdot 1{,}20} = \frac{100 \cdot V_{Ed}}{d \cdot \frac{f_{ywk}}{1{,}15}}, \tag{5.65.}$$

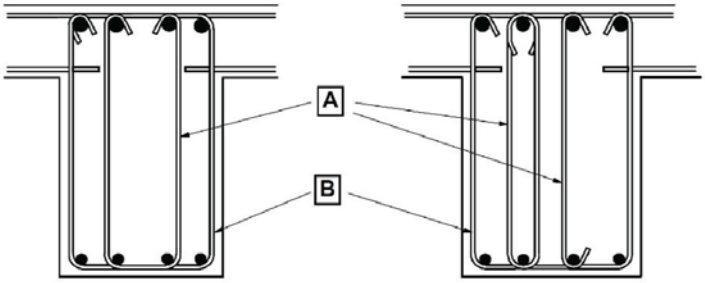
odnosno:

$$a_{sw,req} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 100 \approx \frac{100 \cdot V_{Ed}}{d \cdot f_{ywd}}. \tag{5.66.}$$

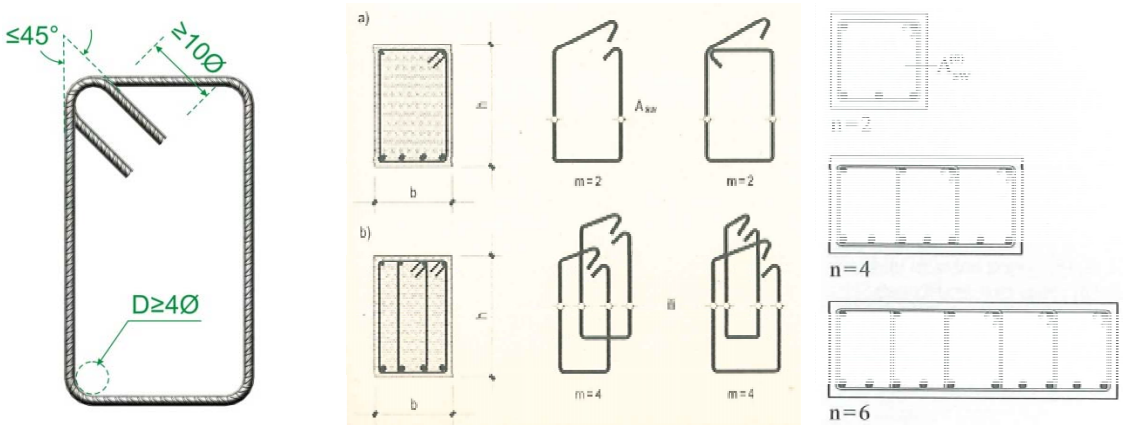
Izgled poprečne armature (spona) za preuzimanje poprečnih sila

Najčešće se poprečna armatura (spone) postavlja okomito na uzdužnu os grede (nosača). Trenutno se u zgradarstvu radi jednostavnosti izvedbe gotovo isključivo rabe okomite spone (α = 90°).

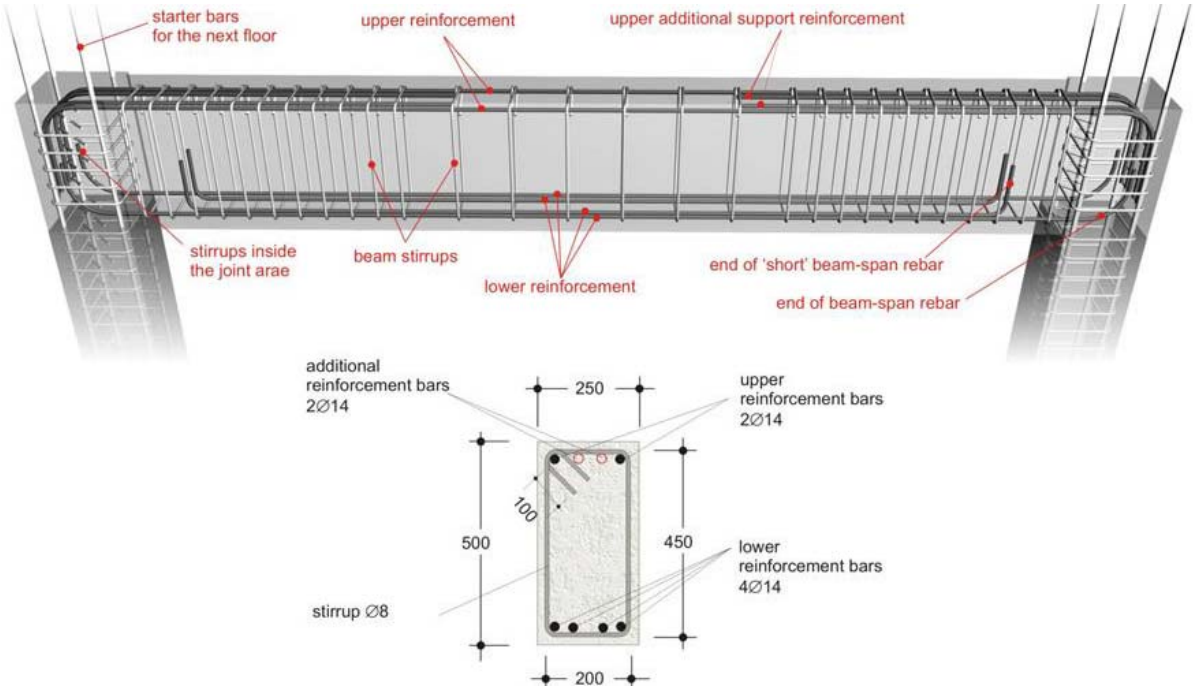
Poprečna armatura se smije sastojati od kombinacije više spona koje obuhvaćaju uzdužnu vlačnu armaturu i tlačno područje (slika 5.42). Poprečna armatura može biti oblikovana i od povinutih šipki, koševa, ljestava i sl., položenih bez obuhvaćanja uzdužne armature, ali pravilno usidrenih u tlačnim i vlačnim područjima. Spone trebaju na krajevima biti zatvorene kukama savijenima pod kutom od 135° i s ravnim dijelom (kuke) od najmanje $10 \cdot \phi$ tako da taj dio uđe u ovijenu betonsku jezgru unutar samih spona (slika 5.43.). Također, najmanje 50% poprečne armature mora se sastojati od spona. Broj vertikalnih grana poprečne armature naziva se reznost, m, poprečne armature i određuje se u skladu sa slikom 5.43.



Slika 5.42. *Primjeri poprečne armature gdje je A – mogućnost oblikovanja unutarnjih spona, a B – izgled vanjske obuhvatne spone*



Slika 5.43. *Izgled spona u zgradarstvu i način određivanja reznosti, m, poprečne armature (spona)*



Slika 5.44. *Primjer izgleda poprečne i uzdužne armature okvira te položaja uzdužne i poprečne armature u presjeku grede*

<u>Minimalna poprečna armatura i maksimalni razmaci spona</u>

Minimalna poprečna armatura mora se postaviti čak i onda kad proračun pokaže da ona nije potrebna, osim kod ploča gdje to nije nužno. Dakle, odabrana poprečna armatura, $a_{sw,prov,}$ mora biti veća od minimalne, $a_{sw,min}$ prema izrazu:

$$a_{sw,min} \le a_{sw,prov} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 100 \qquad (5.67.)$$

gdje jest: $a_{sw,req}$ – odabrana ploština poprečne armature na 1 m duljine nosača i izražava se u cm^2/m
$a_{sw,min}$ – minimalna ploština poprečne armature na 1 m duljine nosača i izražava se u cm^2/m
A_{sw} – ploština presjeka svih krakova spona na duljini s i širini b_w i određuje se kao $A_{sw} = A^1_{sw} \cdot m$, gdje je A^1_{sw} – ploština jedne grane spone, a m je broj grana spone u jednom presjeku, tj. reznost spona
s – odabrani razmak spona po duljini grede (može se rabiti i oznaka s_w).

Minimalna ploština poprečne armature (spona) na 1 m duljine nosača iznosi:

$$a_{sw,min} = 100 \cdot \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin\alpha \qquad (5.68.)$$

gdje je $a_{sw,min}$ – minimalna ploština poprečne armature na 1 m duljine nosača i izražava se u cm^2/m; $\rho_{w,min}$ – minimalni koeficijent armiranja poprečnom armaturom i određuje se prema izrazima (5.69.) i (5.70.); b_w – širina hrpta (rebra) poprečnog presjeka u cm; α – kut postavljanja poprečne armature (u zgradarstvu je obično $\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1{,}00$).

$$\rho_{w,min} = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad (5.69.)$$

$$\rho_{w,min} = 0{,}15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \qquad (5.70.)$$

pri čemu se sve vrijednosti: $f_{ck}, f_{yk}, f_{ctm}, f_{yd}$ upisuju u izraze (5.69.) i (5.70.) u N/mm^2.

Radi jednostavnosti proračuna vrijednosti su minimalnih koeficijenta armiranja, $\rho_{w,min}$, za pojedine razrede betona i armaturu B500A(B) dani u tablici 5.8.

Tablica 5.8. *Minimalni koeficijent armiranja poprečnom armaturom, $\rho_{w,min}$, za čeličnu armaturu razreda B500A(B)[4]*

Razred čvrstoće betona	f_{ctm} (N/mm^2)	$\rho_{w,min}$ izraz (5.69)	$\rho_{w,min}$ izraz (5.70)
C12/15	1,6	0,00055	0,00055
C16/20	1,9	0,00064	0,00066
C20/25	2,2	0,00072	0,00076
C25/30	2,6	0,00080	0,00090
C30/37	2,9	0,00088	0,00100
C35/45	3,2	0,00095	0,00110
C40/50	3,5	0,00101	0,00121
C45/55	3,8	0,00107	0,00131
C50/60	4,1	0,00113	0,00141
C55/67	4,2	0,00119	0,00145
C60/75	4,4	0,00124	0,00152
C70/85	4,6	0,00134	0,00159
C80/95	4,8	0,00143	0,00166
C90/105	5,0	0,00152	0,00173

Pored minimalne potrebne poprečne armature, u pogledu postavljanja trebaju biti zadovoljena još dva uvjeta:

- Razmak između poprečne armature (spona) u uzdužnom smjeru postavljanja (u smjeru uzdužne osi grede) ne smije biti veći od maksimalnog uzdužnog razmaka spona, $s_{l,max}$, čije su vrijednosti za grede dane u tablici 5.9., dok za ploče vrijedi izraz: $s_{l,max} = 0{,}75 \cdot d$.
- Razmak između poprečne armature (spona) u poprečnom smjeru (u smjeru presjeka, tj. okomitom na uzdužnu os grede) ne smije biti veći od maksimalnog poprečnog razmaka spona, $s_{t,max}$, čije su vrijednosti za grede dane u tablici 5.10., dok za ploče vrijedi izraz: $s_{t,max} = 1{,}50 \cdot d$. Ovaj je razmak bitan kod postavljanja spona u širokim gredama ili temeljnim pločama.

Tablica 5.9. *Najveći (maksimalni) uzdužni razmak spona*

Vrijednost proračunske poprečne sile V_{Ed}	Razred tlačne čvrstoće betona	
	≤ C50/60 ≤ LC50/55	≥ C55/67 ≥ LC55/60
	Uzdužni razmak spona $s_{l,max}$	
$V_{Ed} \le 0{,}3 \cdot V_{Rd,max}$	$0{,}75 \cdot d \le 30{,}0$ cm	$0{,}75 \cdot d \le 20{,}0$ cm
$0{,}3 \cdot V_{Rd,max} < V_{Ed} \le 0{,}6 \cdot V_{Rd,max}$	$0{,}55 \cdot d \le 30{,}0$ cm	$0{,}55 \cdot d \le 20{,}0$ cm
$0{,}6 \cdot V_{Rd,max} < V_{Ed} \le 1{,}0 \cdot V_{Rd,max}$	$0{,}30 \cdot d \le 20{,}0$ cm	

Tablica 5.10. *Najveći (maksimalni) poprečni razmak spona [4]*

Vrijednost proračunske poprečne sile V_{Ed}	Razred tlačne čvrstoće betona	
	≤ C50/60 ≤ LC50/55	≥ C55/67 ≥ LC55/60
	Poprečni razmak spona $s_{t,max}$	
$V_{Ed} \le 0{,}3 \cdot V_{Rd,max}$	$0{,}75 \cdot d \le 60{,}0$ cm	$0{,}75 \cdot d \le 40{,}0$ cm
$0{,}3 \cdot V_{Rd,max} < V_{Ed} \le 0{,}6 \cdot V_{Rd,max}$	$0{,}75 \cdot d \le 60{,}0$ cm	$0{,}75 \cdot d \le 40{,}0$ cm
$0{,}6 \cdot V_{Rd,max} < V_{Ed} \le 1{,}0 \cdot V_{Rd,max}$	$0{,}3 \cdot d \le 30{,}0$ cm	

Računski primjer dimenzioniranja na poprečne sile

Radi boljeg razumijevanja princip dimenzioniranja armiranobetonskih presjeka na poprečne sile pokazat će dvama jednostavnim računskim primjerima: primjerom 5.4. – proračun ploče na poprečne sile te primjerom 5.5. – proračun grede na poprečne sile.

Primjer 5.4. – proračun ploče na poprečne sile

Zadano: Ploča je pravokutnog poprečnog presjeka b/h = 100/22 cm i statičke visine d = 19,5 cm.
Beton je razreda C25/30, a sva je armatura od čelika kvalitete B500A.
Na presjek djeluje proračunska poprečna sila V_{Ed} = 40,00 kN.
Odabrana uzdužna armatura u donjem je pojasu $A_{s1,prov}$ = 5,82 cm^2/m.

Zadatak: dimenzionirati presjek ploče na poprečnu silu.

Rješenje: *Proračunske čvrstoće materijala:*
proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$ = 500/1,15 = 434,78 N/mm^2 = 43,48 kN/cm^2
proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C$ =1,0·25/1,50 = 16,67 N/mm^2 = 1,67 kN/cm^2.

Proračunska otpornost presjeka na poprečnu silu bez poprečne armature ($V_{Rd,c}$):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = 0{,}18 / \gamma_C \rightarrow C_{Rd,c} = 0{,}18/1{,}5 = 0{,}12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2{,}01 \rightarrow k = 2{,}0$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \leq 0{,}02 \rightarrow \rho_l = \frac{5{,}82}{100 \cdot 19{,}5} = 0{,}00298 \rightarrow \rho_l = 0{,}00298$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0{,}2 \cdot f_{cd} \rightarrow \sigma_{cp} = 0\ \text{N/mm}^2 \text{ jer je } N_{Ed} = 0{,}0\ \text{kN}$$

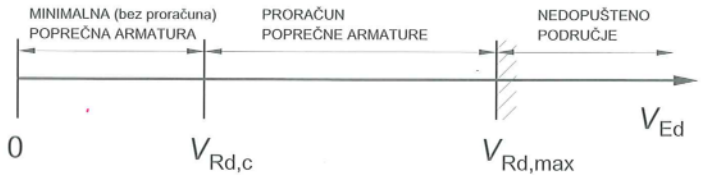
$$\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \rightarrow \nu_{min} = 0{,}035 \cdot 2{,}0^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0{,}495\ \text{N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0{,}12 \cdot 2{,}0 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0{,}00298 \cdot 25)} + 0{,}15 \cdot 0\right] \cdot 1000 \cdot 195 = 93404\text{N} = 93{,}40\text{kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (0{,}495 + 2{,}0 \cdot 0) \cdot 1000 \cdot 195 = 96525 = 96{,}53\,\text{kN} \text{ - mjerodavno}$$

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 96{,}53\,\text{kN}$$

Budući da je $V_{Ed} = 40{,}00\,\text{kN} < V_{Rd,c} = 96{,}53\,\text{kN}$, zaključak je da nije potrebna poprečna armatura.

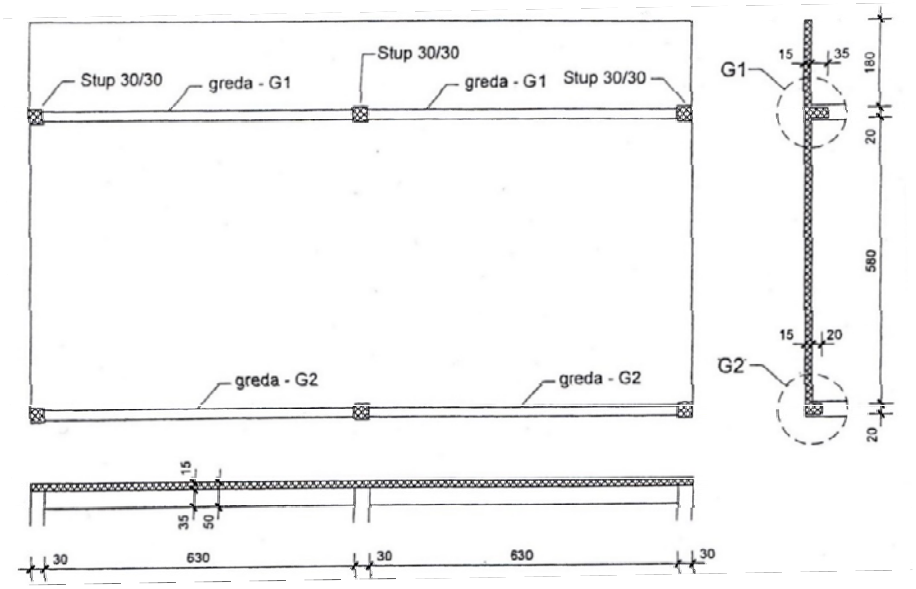


Budući da se radi o ploči, tada nije potrebno postavljati ni minimalnu poprečnu armaturu.

Ovo je bio primjer proračuna ploče stropne konstrukcije u zgradarstvu kao pokazatelj da su proračunske poprečne sile, V_{Ed}, u pločama redovito manje od $V_{Rd,c}$ te da se stoga u pravilu i ne provodi kontrola nosivosti stropnih ploča na poprečne sile.

Primjer 5.5. – proračun grede na poprečne sile (nastavak primjera 5.2.)

Zadano: kontinuirana greda poz. G1 na slici ispod, poprečnog T-presjeka b_w/h = 20/50 cm i statičke visine u polju d = 44,6 cm i na ležaju „A“ d = 45,1 cm.



Beton je razreda C25/30, a armatura je od čelika kvalitete B500B.
Odabrana je uzdužna armatura u polju $A_{s1,prov}$ = (2+2)ϕ20 = 12,56 cm^2.
Samo je 50% armature iz polja sidreno na osloncu te će se u proračunu ρ_1 uzeti 50% odabrane uzdužne armature.
Maksimalna poprečna sila na ležaju iznosi: $_{max}V_{Ed}$ = 135,00 kN, a reducirana (smanjena) proračunska poprečna sila iznosi: V_{Ed} = 135,00 kN.

Zadatak: Treba proračunati i odabrati poprečnu armaturu grede uz oslonac.

Rješenje: <u>*Proračunske čvrstoće materijala:*</u>
Proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$ = 500/1,15 = 434,78 N/mm^2 = 43,48 kN/cm^2.
Proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C$ =1,0·25/1,50 = 16,67 N/mm^2 = 1,67 kN/cm^2.
<u>*Proračunska otpornost na poprečnu silu bez poprečne armature* ($V_{Rd,c}$)*:*</u>

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d \;\geq\; V_{Rd,c,min} = \left(\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = 0{,}18 / \gamma_C \;\rightarrow\; C_{Rd,c} = 0{,}18/1{,}5 = 0{,}12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \;\rightarrow\; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{451}} = 1{,}67 \;\rightarrow\; k = 1{,}67$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \leq 0{,}02 \;\rightarrow\; \rho_1 = \frac{0{,}5 \cdot 12{,}56}{20 \cdot 45{,}1} = 0{,}007 \;\rightarrow\; \rho_1 = 0{,}007$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0{,}2 \cdot f_{cd} \;\rightarrow\; \sigma_{cp} = 0\ \text{N/mm}^2 \text{ jer je } N_{Ed} = 0{,}0\ \text{kN}$$

$$\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \;\rightarrow\; \nu_{min} = 0{,}035 \cdot 1{,}67^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0{,}38\ \text{N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0{,}12 \cdot 1{,}67 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0{,}007 \cdot 25)} + 0{,}15 \cdot 0\right] \cdot 200 \cdot 451 = 51030\text{N} = 51{,}03\text{kN}\text{ -mjerod.}$$

$$V_{Rd,c,min} = (0{,}38 + 2{,}0 \cdot 0) \cdot 200 \cdot 451 = 34069\text{N} = 34{,}07\,\text{kN}$$

$$V_{Rd,c} = 51{,}03\,\text{kN}$$

Budući da je $V_{Ed} = 135{,}00\,\text{kN} > V_{Rd,c} = 51{,}03\,\text{kN}$ → potrebna je poprečna armatura.

Proračun maksimalno dopuštene poprečne sile ($V_{Rd,max}$) - kontrola tlačnih dijagonala:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta}$$

$\alpha_{cw} = 1{,}0$

$z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}9 \cdot 45{,}1 = 40{,}6 \text{ cm} = 406 \text{ mm}$

$\nu_1 = 0{,}6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0{,}6 \cdot (1 - 25/250) = 0{,}54$

$\theta = 39{,}8° \rightarrow \cot\theta = 1{,}20$ i $\tan\theta = 0{,}83$

$$V_{Rd,max} = 1{,}0 \cdot 200 \cdot 406 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot \frac{1}{1{,}20 + 0{,}833} = 359469\,\text{N} = 359{,}47\,\text{kN}$$

Budući da je $V_{Ed} = 135{,}00\,\text{kN} < V_{Rd,max} = 359{,}47\,\text{kN} \rightarrow$ nema drobljenja tlačnih dijagonala.

S obzirom na to da je $V_{Rd,c} = 51{,}03\,\text{kN} < V_{Ed} = 135{,}00\,\text{kN} < V_{Rd,max} = 359{,}47\,\text{kN}$, potreban je proračun potrebne poprečne armature, a presjek je zadovoljavajući glede geometrije i kvalitete materijala.

Proračun potrebne ploštine poprečne armature na 1 m *duljine nosača ($a_{sw,req}$):*

$$a_{sw,req} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} \quad (5.63)$$

$z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}9 \cdot 45{,}1 = 40{,}6 \text{ cm}$

$f_{ywd} = f_{yd} = 434{,}78\,\text{N/mm}^2$

$\theta = 39{,}8° \rightarrow \cot\theta = 1{,}20$

$$a_{sw,req} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{100 \cdot 135{,}00}{40{,}6 \cdot 43{,}48 \cdot 1{,}20} = 6{,}37\,\text{cm}^2/\text{m}$$

Minimalna armatura za vertikalne spone ($\alpha = 90°$):

$$a_{sw,min} = 100 \cdot \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin\alpha$$

$\rho_{w,min} = 0{,}00090$ - iz tablice se za beton C25/30 očita veća vrijednost ili se rabe izrazi (5.69.) i (5.70).

$a_{sw,min} = 100 \cdot 0{,}00090\ 20 \cdot 1{,}0 = 1{,}80\,\text{cm}^2/\text{m} < a_{sw,req} = 6{,}37\,\text{cm}^2/\text{m}$

Maksimalni razmak poprečne armature:

$V_{Ed}/V_{Rd,max} = 135{,}00/359{,}47 = 0{,}38$

- najveći uzdužni razmak spona (tablica 5.9.): $s_{l,max} = 0{,}55 \cdot d \le 30{,}0$ cm

$s_{l,max} = 0{,}55 \cdot 45{,}1 = 24{,}8\,\text{cm} < 30{,}0\,\text{cm} \rightarrow s_{l,max} = 24{,}8\,\text{cm}$

- najveći poprečni razmak spona (tablica 5.10.): $s_{t,max} = 0{,}75 \cdot d \le 60{,}0$ cm

$s_{t,max} = 0{,}75 \cdot 45{,}1 = 33{,}8\,\text{cm} < 60{,}0\,\text{cm} \rightarrow s_{t,max} = 33{,}8\,\text{cm}$

Odabrana armatura:

Poprečna armatura odabire se na način da se prvo odabere reznost, m, poprečne armature. Minimalna je reznost spona u nekom poprečnom presjeku $m = 2$. Stoga se prvo provjeri je li najveći poprečni razmak, $s_{t,max}$, manji od širine rebra grede, b_w. Ako je manji, to znači da je potrebno da greda ima reznost veću od minimalne, $m = 2$. Stoga se reznost prvenstveno odabire da bude zadovoljen zahtjev glede najvećeg poprečnog razmaka.

Stoga je u ovom slučaju, budući da je $b_w = 20$ cm < $s_{t,max} = 33{,}8$ cm $\rightarrow$ reznost $m = 2$.

Potrebna prosječna ploština jedne grane spona, $a^1_{sw,req}$, dobije se iz izraza (5.64.) te u ovom slučaju iznosi: $a^1_{sw,req} = \frac{a_{sw,req}}{m} = \frac{6{,}37}{2} = 3{,}19\ \text{cm}^2/\text{m}$.

Kada se zna potrebna prosječna ploština jedne grane spona, onda se iz tablice 5.5. odabere profil, ϕ, na razmaku, s, koji ima ploštinu na 1 m dužine veću od potrebne prosječne ploštine jedne grane, $a^1_{sw,req}$. Pri odabiru treba voditi računa o tome da se ne smije odabrati veći razmak od najvećeg dopuštenog uzdužnog razmaka spona, $s_{l,max}$.

Za spone u zgradarstvu uobičajeno se rabe profili ϕ6, ϕ8 i ϕ10 te kod većih greda ϕ12 pa čak i ϕ14 ako su izrazito velike grede i poprečne sile. Poželjno je da razmak poprečne armature (spona) bude 10 - 30 cm pri čemu uvijek treba odabrati djeljive razmake kao npr. 10, 12,5, 15, 17,5, 20, 25 i 30 cm jer su to praktični razmaci spona za postavu, ali i za ugradnju betona. Razmak manji od 10 cm treba rabiti samo u iznimnim slučajevima kao npr. kada se zahtijeva ovijanje betona u zoni plastičnih zglobova okvira.

U ovom se zadatku iz tablice 5.5. može odabrati nekoliko varijanti:

a) ϕ6/8 cm $\rightarrow a^1_{sw,prov} = 3{,}53\ \text{cm}^2/\text{m} > 3{,}19\ \text{cm}^2/\text{m}$, $s = 8\ \text{cm} < 24{,}8\ \text{cm}$

b) ϕ8/15 cm $\rightarrow a^1_{sw,prov} = 3{,}35\ \text{cm}^2/\text{m} > 3{,}19\ \text{cm}^2/\text{m}$, $s = 15\ \text{cm} < 24{,}8\ \text{cm}$

c) ϕ10/20 cm $\rightarrow a^1_{sw,prov} = 3{,}93\ \text{cm}^2/\text{m} > 3{,}19\ \text{cm}^2/\text{m}$, $s = 20\ \text{cm} < 24{,}8\ \text{cm}$

d) ϕ10/24 cm $\rightarrow a^1_{sw,prov} = 3{,}27\ \text{cm}^2/\text{m} > 3{,}19\ \text{cm}^2/\text{m}$, $s = 24\ \text{cm} < 24{,}8\ \text{cm}$.

Premda je varijanta d) najbliža potrebnoj armaturi i maksimalnom razmaku, ipak nije najbolji izbor jer su razmaci neprikladni za mjerenje i postavu. Također, premali profil spona (ϕ6) nije praktičan jer ih treba postaviti pregusto, što je puno posla u izvedbi. Stoga je u ovom slučaju optimalna varijanta pod b).

Zato se odabrana poprečna armatura piše u obliku:
***odabrane spone:* ϕ8/15 cm, reznosti *m* = 2.**

U slučaju da je potrebna prosječna ploština jedne grane izrazito velika, da odabir za bilo koji profil spona zahtijeva mali razmak vilica, potrebno je povećati reznost poprečne armature (spona) i ponoviti odabir.

Usporedba prethodno provedenog točnog proračuna $V_{Rd,max}$ i $a_{sw,req}$ s pojednostavljenim izrazima (5.60.) *i* (5.66)*:*

a) prema izrazu (5.60.): $V_{Rd,max} = 0{,}265 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$

$V_{Rd,max} = 0{,}265 \cdot 200 \cdot 451 \cdot 16{,}67 = 398463\ \text{N} = 398{,}46\ \text{kN}$

b) prema izrazu (5.66.): $a_{sw,req} \approx \frac{100 \cdot V_{Ed}}{d \cdot f_{ywd}} = \frac{100 \cdot 135{,}00}{45{,}1 \cdot 43{,}48} = 6{,}88\ \text{cm}^2/\text{m}$

Ako se usporede vrijednosti dobivene pojednostavljenim izrazima s točnim vrijednostima, može se vidjeti da pojednostavljeni izrazi daju 8% veću armaturu i 10% veću vrijednost maksimalno dopuštene poprečne sile.

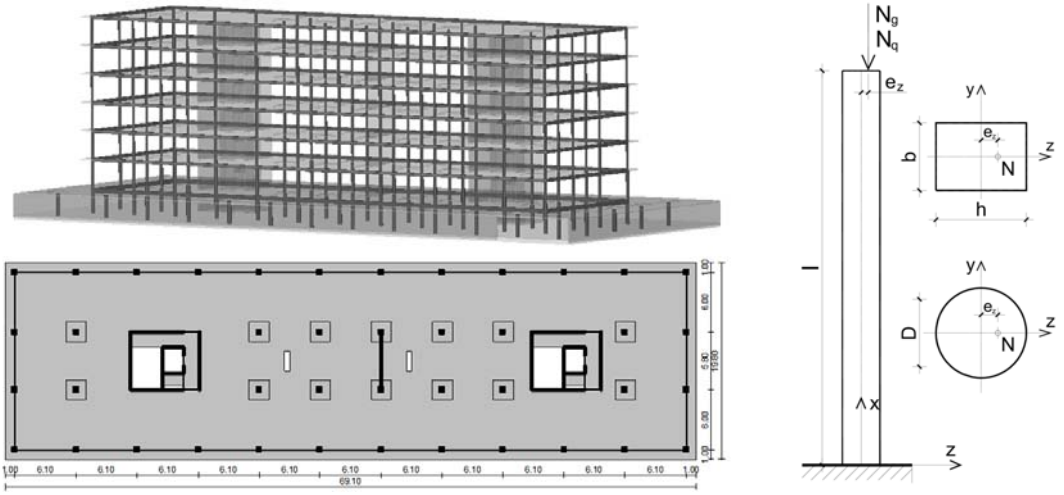
Budući da je razlika unutar 10%, pojednostavnjeni su izrazi prihvatljivi za približne proračune u zgradarstvu, pogotovo jer rezultiraju nešto većom armaturom, što je na strani sigurnosti.

5.2.5. Ponašanje armiranobetonskih elemenata pri tlačnom opterećenju do sloma

U poglavlju 5.2.1. prikazano je ponašanje armiranobetonske grede opterećene na savijanje i poprečne sile sve do sloma. Na temelju tog ponašanja utvrđeni su načini sloma na temelju kojih su u poglavljima 5.2.3. i 5.2.4. opisani postupci dimenzioniranja elemenata na savijanje i poprečne sile, koji uzimaju moguće načine sloma tako opterećenih armiranobetonskih elemenata.

Radi boljeg razumijevanja teorije graničnih stanja tlačno opterećenih armiranobetonskih konstrukcijskih elemenata i samog postupka dimenzioniranja, u ovom će se poglavlju prikazati ponašanje tlačno opterećenih elemenata do sloma.

Elementi pretežno opterećeni uzdužnom silom jesu stupovi, zidovi, kosi štapovi i elementi rešetki. Stupovi i zidovu su ipak elementi u zgradarstvu koji su najčešće opterećeni tlačnom uzdužnom silom u smjeru svoje osi. Stupovi u pravilu imaju mnogo veća tlačna naprezanja, zato su opis ponašanja tlačnih elemenata, kao i načini proračuna, provedeni za stupove, s tim da u načelu to isto vrijedi i za zidove.



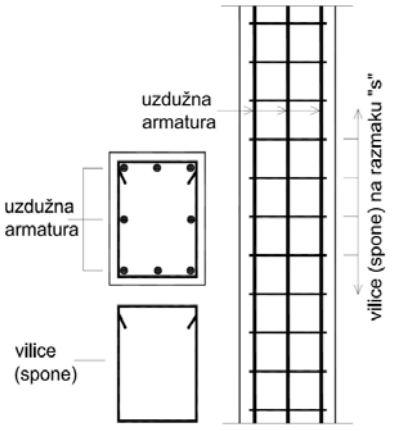
Slika 5.45. *3D prikaz modela građevine i tlocrtne dispozicije stupova i zidova (lijevo) te osnovna geometrija stupa (desno)*

Stupovi su najčešće vertikalni elementi (slika 5.45.) geometrije poprečnog presjeka b/h = širina/visina presjeka, dok se duljina stupa označava s l. Definicija stupa odnosi se na njegov omjer visine i širine, odnosno širine i duljine kako slijedi:

$$h/b \le 4(5) \text{ i } l/h \ge 3\,. \qquad (5.71.)$$

Prikaz pojedinih geometrijskih veličina u izrazu (5.71.) dan je na slici 5.45. U slučaju da neki uvjet određen izrazima (5.71.) nije ispunjen, tada se element naziva zidom.

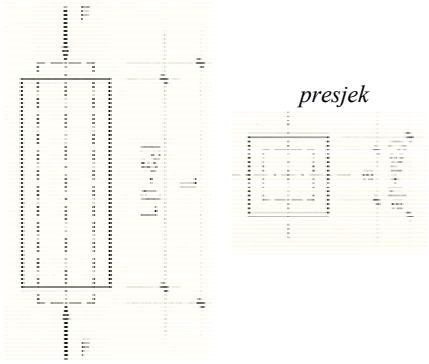
Centrično opterećeni stupovi, kao tlačni elementi, ne bi trebali imati armature jer se ne pojavljuju nikakva vlačna naprezanja pa bi beton mogao preuzeti sva tlačna naprezanja. Međutim, budući da su stupovi redovito kruto vezani za ostale konstruktivne elemente tako da se uvijek pojavljuju određeni momenti savijanja koji mogu uzrokovati i vlačna naprezanja u presjeku, zato se i stupovi redovito armiraju. Također, kada je opterećenje tlačnom silom toliko veliko da beton ne može preuzeti tlačno naprezanje, potrebno je presjek pojačati armaturom. Stoga se stupovi u pravilu armiraju na način da se u uglovima ili po obodu postavlja uzdužna armatura, a po visini se postavljaju spone koje imaju zadaću osiguravati armaturu od lokalnog izvijanja šipki uzdužne armature. Prikaz armature stupa dan je na slici 5.46.



Slika 5.46. *Prikaz armature stupa*

Ako se promotri stup centrično opterećen (slika 5.47.), pri tlačnom opterećenju stup se skraćuje, što rezultira relativnim uzdužnim deformacijama u betonu, ε_c i relativnim deformacijama u armaturi, ε_s, a shodno tome se širi, proporcionalno s umnoškom Poissonova koeficijenta, v i uzdužnih relativnih deformacija.

Uzdužna armatura stupa ima jednaka skraćenja kao i beton, stoga se može zaključiti da su im rel. deformacije jednake. Vrijedi pravilo $\varepsilon_s = \varepsilon_c = \varepsilon$, pri čemu se za $\varepsilon \geq 2‰$ nosivost betona iscrpljuje, dok u armaturi naprezanje doseže granicu popuštanja, tako da dolazi do drobljenja stupa na najslabijem mjestu.



Slika 5.47. *Rel. deformacije stupa izloženog centričnoj tlačnoj sili*

Može se zaključiti da otpornost poprečnog presjeka tlačno opterećenog elementa, N_{Rd}, odgovara zbroju nosivosti uzdužne armature, ΣF_{sid} i betona, F_{cd}, (slika 5.48.) :

$$N_{Rd} = F_{cd} + \sum F_{sid} \tag{5.71.}$$

Ako se u uzme da jest:

$$\sum F_{sid} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} = A_s \cdot f_{yd} \tag{5.72.}$$

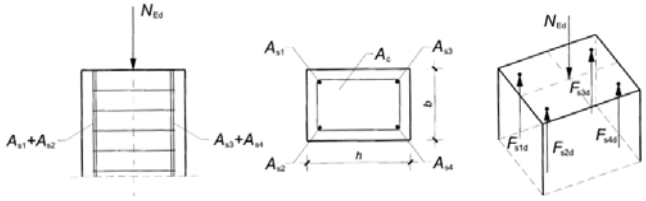
$$F_{cd} = \left(A_c - A_s\right) \cdot f_{cd} \tag{5.73.}$$

gdje je A_s – ukupna ploština uzdužne armature; A_c – ploština poprečnog presjeka ($A_c = b \cdot h$); f_{cd} – proračunska tlačna čvrstoća betona; f_{yd} – proračunska čvrstoća čelične armature.

Slijedom navedenog izraz (5.71.) može se napisati u obliku:

$$N_{Rd} = \left(A_c - A_s\right) \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \ . \tag{5.74.}$$

Ta otpornost vrijedi samo za idealno centrično opterećenje, tj. bez ikakvog momenta savijanja te za stup koji je razmjerno kratak u odnosu na dimenzije presjeka.



Slika 5.48. *Pravokutni stup s 4 uzdužne šipke opterećen tlačnom silom*

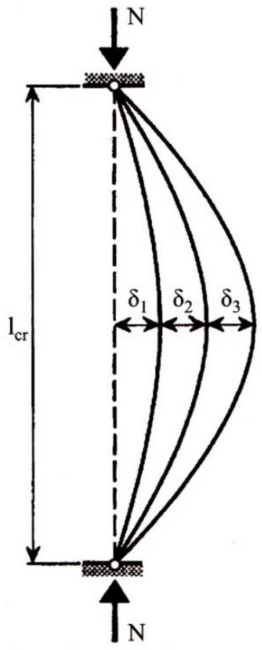
Kod vitkijih stupova (npr. odnos l/b > 12 do 15) dolazi do pojave **izvijanja.** Izvijanje se u tehničkoj mehanici opisuje veličinom Eulerove kritične sile koja iznosi:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / l_{cr}^{\ 2} \tag{5.75.}$$

gdje je N_{cr} – Eulerova kritična sila; E – modul elastičnosti materijala; I – moment tromosti poprečnog presjeka; l_{cr} – duljina izvijanja.

Eulerova kritična sila predstavlja iznos tlačne sile pri kojoj i najmanja slučajna ekscentričnost δ_1 uzdužne sile dovodi do dodatnih deformacija δ_2, δ_3, itd., koje zbog dodatnog djelovanja uzrokuju slom stupa (slika 5.49.). Dodatna je opasnost takvog sloma u tome što nastupa iznenadno.

Veličine dužine izvijanja, l_{cr}, određene su razmacima nultočaka momenata (točaka infleksije deformacijske linije stupa) i njihove su veličine određene načinima oslanjanja stupa na krajevima. Način određivanja duljine izvijanja za osnovne slučajeve upetosti prikazan je na slici 5.50.



Slika 5.49. *Prikaz izvijanja zglobno oslonjenog stupa*

Temeljni parametar koji određuje osjetljivost nekoga tlačnog elementa na izvijanje njegova je vitkost λ. Vitkost, λ, definira se kao:

$$\lambda = l_{cr} / i \qquad (5.76.)$$

gdje je i – polumjer (radijus) tromosti i određuje se u skladu s izrazom $i = \sqrt{I/A}$.

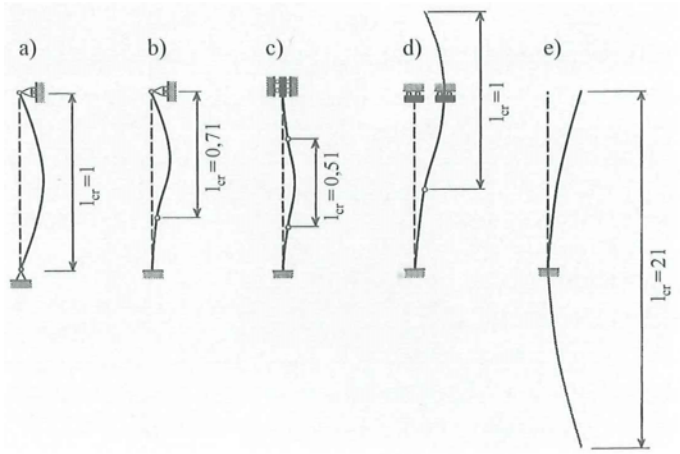
Izrazi za proračun momenta tromosti, a samim tim i polumjera tromosti opće su poznati izrazi iz otpornosti materijala te se neće posebno navoditi.

Eulerova formula (5.75.) može se dijeljenjem s ploštinom poprečnog presjeka elementa, A, napisati u obliku izraza za određivanje kritičnog naprezanja:

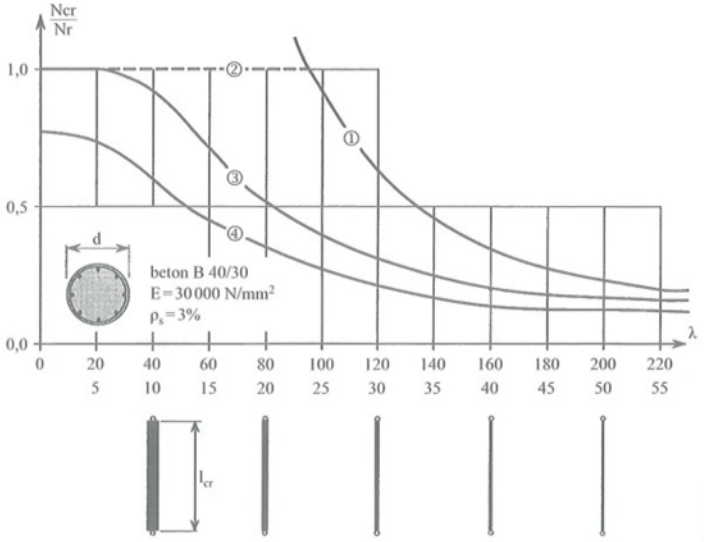
$$\sigma_{cr} = \pi^2 \cdot E / \lambda^2 \qquad (5.77.)$$

gdje je: σ_{cr} – kritično naprezanje u elementu koje odgovara Eulerovoj kritičnoj sili izvijanja; λ – vitkost elementa.

Da bi se grafički prikazao utjecaj vitkosti na opasnost od izvijanja, a time i na nosivost stupova, potrebno je razmotriti ponašanje stupova kružnog presjeka sa zglobnim vezama na krajevima (slika 5.51).

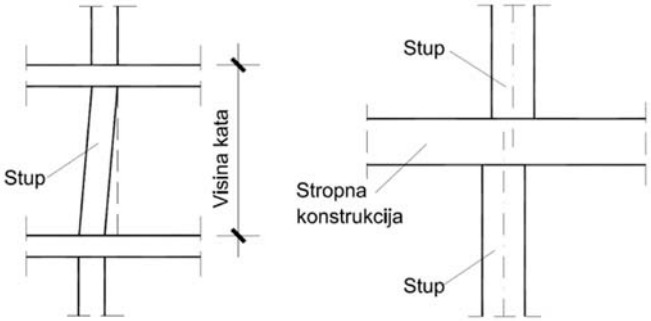


Slika 5.50. *Dužine izvijanja stupa u ovisnosti o ležajnim uvjetima: a) zglobno oslonjen štap, b) jednostrano upeti štap, c) dvostrano upeti štap, d) upetost+pokretna upetost, e) konzola [1].*



Slika 5.51. *Kritične sile izvijanja za armiranobetonski kružni stup [1]*

Krivulja ① prikazuje Eulerovu krivulju prema izrazu (5.75.). Ona je, kao čisto matematički izraz, ovisna samo o modulu elastičnosti i vitkosti te uopće ne vodi računa o stvarnoj otpornosti stupa pa za male vrijednosti λ daje nerealne vrijednosti. U stvarnosti uzdužna sila ne može prijeći vrijednosti otpornosti poprečnog presjeka stupa određene izrazom (5.74.) što je određeno pravcem ②. Krivulja ③ prikazuje rezultate laboratorijskih pokusa na centrično opterećenim stupovima. Oni pokazuju znatno manje nosivosti stupova u odnosu na one koje daju teorijske krivulje (① i ②). Razlog je tome da su u stvarnosti (čak i u laboratorijskim uvjetima koji su povoljniji od onih u stvarnim konstrukcijama) prisutne brojne geometrijske nesavršenosti elementa te nejednolikost svojstava materijala. Te nesavršenosti elementa i nejednolikost svojstava materijala uzrokuju određene ekscentričnosti uzdužne sile koje rezultiraju pojavom momenata savijanja i time bitnim smanjenjem otpornosti presjeka. Zato se u suvremenim propisima kod proračuna armiranobetonskih tlačnih elemenata uvijek uzima u obzir neka minimalna ekscentričnost (slika 5.52.). Rezultat su toga proračunske krivulje, kao npr. krivulja ④ prema švicarskoj normi koja prikazuje proračunsku otpornost uzimajući sve predvidive nesavršenosti i utjecaje.



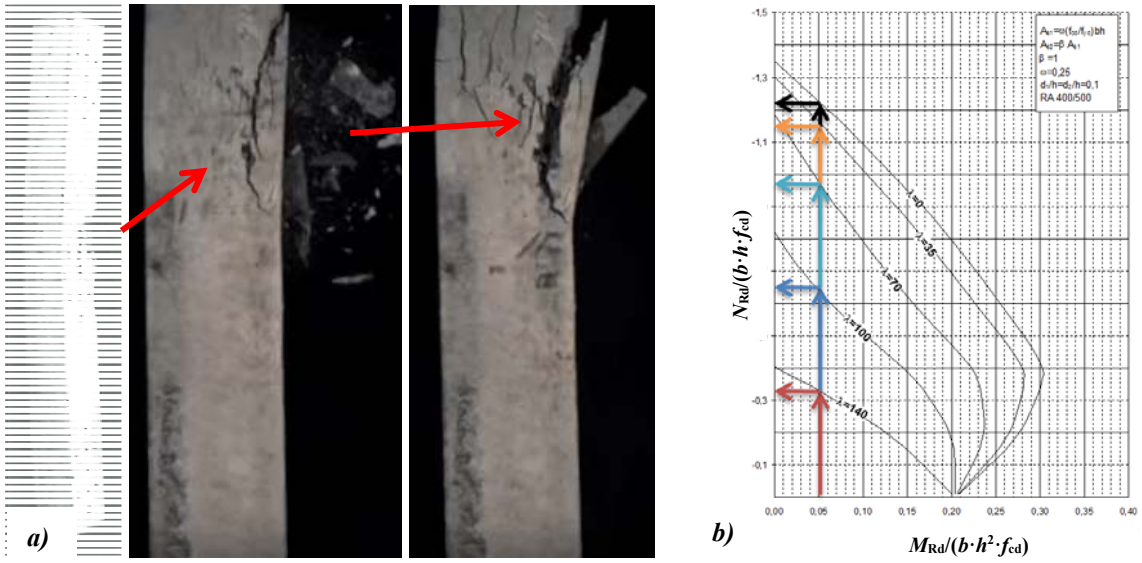
$$e_{\min} \geq \begin{cases} b/30, \quad h/30, \quad D/30 \\ l_o/400 \geq 2{,}0\,cm \end{cases}$$

Slika 5.52. *Prikaz minimalnih ekscentričnosti kod stupova prema HRN EN 1992-1-1*

Prema svemu navedenom generalno se može zaključiti sljedeće:

- Male vitkosti ($\lambda \leq 25$) ne utječu bitno na nosivost elementa na uzdužnu silu.
- Srednje vitkosti ($60 \leq \lambda \leq 100$) mogu znatno utjecati na smanjenje nosivosti na uzdužnu silu i to čak do 50% nosivosti poprečnog presjeka.
- Vrlo velike vitkosti ($\lambda > 140$) smanjuju nosivost na petinu (i manje) nosivosti poprečnog presjeka pa se najčešće izbjegavaju. Prema HRN ENV 1992-1-1 najveća dopuštena vitkost armiranobetonskih stupova iznosi upravo $\lambda = 140$.

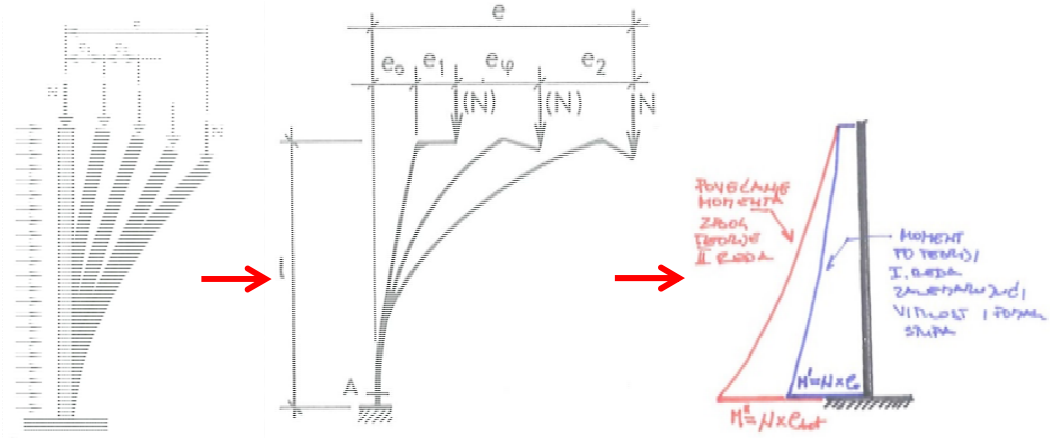
Na slici 5.53.-a prikazan je izgled sloma stupa uslijed izvijanja, a na slici 5.53.-b utjecaj vitkosti na smanjenje nosivosti na uzdužnu silu preko dijagrama interakcije (Vidi i poglavlje 5.2.7.).



Slika 5.53. *a) prikaz sloma stupa izvijanjem, b) utjecaj vitkosti na smanjenje nosivosti stupa*

Prethodno navedeno odnosi se na centrično opterećenje te na idealno elastični materijal. Međutim, vrijednost modula elastičnosti također je varijabilna zbog utjecaja dugotrajnih deformacija i stvarne razine sprezanja armature i betona u preuzimanju tlačnog opterećenja. Osim toga, kako je već rečeno, rijetke su situacije da je stup isključivo opterećen tlačnom silom, nego su pristuni i momenti savijanja što kod vitkih stupova može dovesti do preuranjenog sloma.

U slučaju postojanja momenta savijanja i početnog ekscentriciteta kod vitkih stupova opterećenih na tlak ne radi se o problemu izvijanja, nego o pojavi ***nestabilnosti*** i nepovoljnom utjecaju *teorije II. reda*. Ta se pojava definira kao stanje konstrukcije u kojem malo povećanje tlačne sile rezultira velikim povećanjem horizontalnih pomaka (deformacije). U tom slučaju otpornost na savijanje postaje presudna za otpornost stupa. Primjer je za to vitki konzolni stup montažne hale koji je dio statičkog sustava konzole upete u temelj (slika 5.54.). Takvi su stupovi opterećeni vertikalnom silom od krovnih nosača i bočnom silom uslijed opterećenja vjetra. Uslijed bočnog opterećenja vjetrom i ekscentričnog oslanjanja krovnog nosača na stup, konzolni stup ima pomak vrha stupa za iznos e_0. Zbog vitkosti i postojanja ekscentriciteta, e_0, uslijed vertikalnog opterećenja pojavljuje se dodatni moment savijanja koji iznosi $\Delta M = N \cdot e_1$. Taj dodatni moment uz utjecaj puzanja i skupljanja uzrokuje nove pomake vrha stupa e_φ i e_2. Ako je stup vitak, ti će pomaci imati prirast sve do sloma stupa prvenstveno uslijed savijanja jer se moment savijanja povećao s vrijednosti $M = N \cdot e_0$ na vrijednost $M = N \cdot e$ (slika 5.54.). Stoga je kod ovakvih situacija vitkih stupova opterećenih na savijanje i tlačnu silu potrebno uvjete ravnoteže postaviti na deformiranom elementu (konstrukciji) prema teoriji II. reda, tj. nije dovoljno postaviti uvjete ravnoteže ne uzimajući u obzir deformirani oblik elementa (po teoriji I. reda).



Slika 5.54. *Stup opterećen tlačnom silom i momentom savijanja s prikazom učinaka II. reda*

Pored navedenih mogućnosti otkazivanja nosivosti stupova opterećenih tlačnom silom, postoji mogućnost otkazivanja lokalnim izvijanjem šipki uzdužne armature (slika 5.55.) s izbijanjem zaštitnog sloja betona i odgovarajućim oslabljenjem betonskog presjeka kao i nemogućnosti sudjelovanja armature u preuzimanju tlačne sile. Taj oblik sloma nastupa kada uzdužne šipke nisu dostatno osiguranje od izvijanja sa sponama. Svaka šipka tlačni je element koji je zbog malog presjeka također osjetljiv na izvijanje. Ako je profil šipke mali i uz to je prevelik razmak između spona zbog vitkosti, šipka se može izviti. U stvarnosti se događa situacija da se opterećenje armature s vremenom povećava zbog skupljanja i puzanja betona koje uzrokuje da dio sile beton preda na postojeću silu koju prihvaća armatura. Pri tome se, kod jako tlačno opterećenih stupova, naprezanja u armaturi povećaju i dostižu vrlo visoke vrijednosti koje su bliske granici popuštanja i ako nisu dobro i gusto pridržane sponama, dolazi do izvijanja uzdužnih šipki. Stoga je minimalni promjer uzdužne armature stupova u visokogradnji $\phi 12$, s tim da se rijetko kada odabire manji profil od $\phi 14$. Također, s obzirom na odabrani profil uzdužne armature, uvjetuje se i maksimalni razmak spona u stupu, što je navedeno u poglavlju 5.2.6. upravo kako bi se spriječilo izvijanje šipki između spona, a time i oštećenje i slom tlačno opterećenog stupa.



Slika 5.55. *Slom stupa zbog lokalnog izvijanja armature*

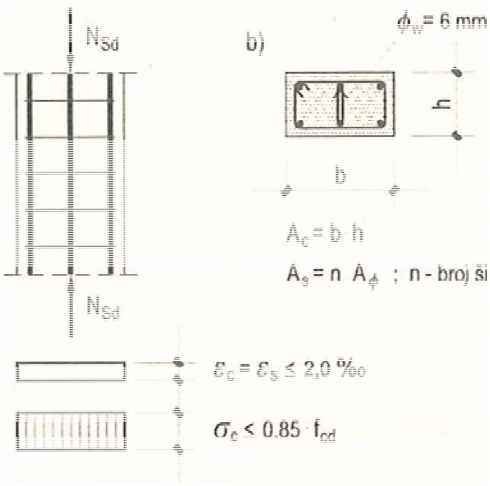
5.2.6. *Dimenzioniranje armiranobetonskih elemenata na centričnu i ekscentričnu uzdužnu silu*

<u>Dimenzioniranje na centrični tlak</u>

Kod dimenzioniranja elemenata na uzdužnu silu uvjet nosivosti elementa zadovoljen je ako je proračunska vrijednost utjecaja, E_d, manja od odgovarajuće računske nosivosti, R_d ili jednaka njoj:

$$E_d \le R_d \rightarrow N_{Ed} \le N_{Rd} \qquad (5.78.)$$

gdje je N_{Rd} – proračunska otpornost elementa na tlačnu silu; N_{Ed} – proračunska vrijednost tlačne sile u nekom presjeku i za zgradarstvo se može odrediti prema: $N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_g + \gamma_Q \cdot N_q = 1{,}35 \cdot N_g + 1{,}50 \cdot N_q$.



Slika 5.56. *Armiranobetonski stup naprezan centričnim tlakom*

Na temelju činjenice da je $\varepsilon_s = \varepsilon_c = \varepsilon$, pri čemu se za $\varepsilon \ge 2‰$ (područje 5 u poglavlju 5.2.2) nosivost betona iscrpljuje, dok u armaturi naprezanje doseže granicu popuštanja, za centrično opterećen presjek najmanje dvjema osima simetrije može se uzeti da vrijedi izraz:

$$N_{Ed} \le N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \qquad (5.79.)$$

Pri tome se otpornost sastoji od nosivosti betonskog dijela presjeka i nosivosti uzdužne armature. U izrazu (5.79.) za nosivost betonskog dijela presjeka uzima se ukupna ploština presjeka stupa, a ne stvarna kao u izrazu (5.74). To je pojednostavljenje izraza (5.74.) koje je prihvatljivo budući da ploština uzdužnih šipki u poprečnom presjeku iznosi maksimalno 2%, tako da je stvarna neto ploština betonskog dijela presjeka maksimalno 2% manja od ukupne.

Izraz (5.79.) 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*** manjim od jedinice, koji ovisi o vrijednosti vitkosti, tako da iznosi:

$$N_{Ed} \le N_{Rd} = k \cdot \left(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \right) \qquad (5.80.)$$

Vrijednosti k ovise o tlačnoj čvrstoći betona, količini armature i vitkosti armiranobetonskog stupa, međutim, za neke uobičajene vrijednosti u zgradarstvu izračunate su približne veličine. Vrijednosti k u ovisnosti o vrijednostima vitkosti dane su u tablici 5.11. u stupcu $e/h = 0$, što znači centrično opterećenje.

Tablica 5.11. *Koeficijenti k u ovisnosti o vitkosti i ekscentričnosti djelovanja uzdužne sile [1]*

λ \ e/h	0	0,1	0,2	0,3	λ \ e/h	0	0,1	0,2	0,3
25	1,000	0,751	0,629	0,533	85	0,503	0,440	0,390	0,351
30	0,898	0,729	0,611	0,520	90	0,474	0,417	0,373	0,337
35	0,861	0,705	0,592	0,506	95	0,447	0,396	0,356	0,323
40	0,824	0,680	0,573	0,492	100	0,421	0,376	0,339	0,309
45	0,786	0,654	0,552	0,476	105	0,398	0,357	0,324	0,296
50	0,749	0,627	0,531	0,461	110	0,376	0,339	0,309	0,284
55	0,712	0,598	0,510	0,445	115	0,355	0,322	0,295	0,272
60	0,675	0,569	0,489	0,429	120	0,336	0,306	0,282	0,260
65	0,640	0,541	0,468	0,413	125	0,318	0,291	0,269	0,250
70	0,603	0,514	0,448	0,397	130	0,301	0,277	0,257	
75	0,568	0,488	0,428	0,381	135	0,286	0,264		
80	0,535	0,464	0,409	0,366	140	0,271	0,252		

Tipični zadaci pri proračunu i koncipiranju nosivih konstrukcija u praksi, koji se rješavaju pomoću izraza (5.80.) jesu sljedeći:

1. Određivanje potrebne armature u zadanom presjeku

Zadano:
- proračunska uzdužna sila u stupu, N_{Ed}
- oblik i dimenzije poprečnog presjeka stupa (npr. pravokutni b/h)
- razred betona (npr. C25/30) i razred armature (npr. B500B)
- duljina izvijanja ili visina stupa uz poznate uvjete upetosti.

Zadatak: Potrebno je odrediti potrebnu uzdužnu armaturu u stupu (presjeku), $A_{s,req}$.

Postupak:
1. Iz poznatih razreda betona i čelika za armiranje odredi se proračunska tlačna čvrstoća betona, f_{cd} i proračunska granica popuštanja čelika, f_{yd}.
2. Na temelju poznate duljine izvijanja i dimenzija poprečnog presjeka izračuna se vitkost stupa, λ.
3. Za izračunatu vrijednost vitkosti stupa, λ, iz tablice 5.11. očita se vrijednost k.
4. Iz izraza (5.80.) može se izvesti izraz za proračun potrebne ploštine armature:

$$A_{s,req} = \left(N_{Ed}/k - A_c \cdot f_{cd}\right)/f_{yd} \qquad (5.81.)$$

5. Kada je poznata potrebna uzdužna ploština armature, $A_{s,req}$, ako je potrebno, može se iz tablice 5.6. odabrati uzdužna armatura, $A_{s,prov}$, veća od potrebne.

2. Određivanje otpornosti postojećeg stupa

Zadano:
- Poznati su oblik i dimenzije poprečnog presjeka stupa (npr. pravokutni b/h).
- Istražnim radovima utvrđena je kvaliteta betona i čelika, tj. poznati su razred betona (npr. C25/30) i armature (npr. B500B) ili njihove karakteritične vrijednosti.
- Istražnim radovima utvrđena je ploština armature u presjeku, A_s.
- Poznata je duljina izvijanja ili visina stupa uz poznate uvjete upetosti.

Zadatak: Potrebno je odrediti potrebnu uzdužnu armaturu u stupu (presjeku), $A_{s,req}$.

Postupak:
1. Iz poznatih razreda betona i čelika za armiranje ili poznatih njihovih karakteritičnih vrijednosti čvrstoća odredi se proračunska tlačna čvrstoća betona, f_{cd} i proračunska granica popuštanja čelika, f_{yd}.
2. Na temelju poznate duljine izvijanja i dimenzija poprečnog presjeka izračuna se vitkost stupa, λ.
3. Za izračunatu vrijednost vitkosti stupa, λ, iz tablice 5.11. očita se vrijednost k.
4. Uvrštavanjem svih potrebnih podataka u izraz (5.80.) izačuna se vrijednost N_{Rd}.

3. Određivanje presjeka i potrebne armature – za konstrukcije u zgradarstvu

Zadano:
- proračunska uzdužna sila u stupu, N_{Ed}, (na temelju približno određene vlastite težine stupa)
- oblik stupa (npr. kvadratni, kružni ili pravokutni s poznatom jednom stranicom)
- razred betona (npr. C25/30) i razred armature (npr. B500B)
- duljina izvijanja ili visina stupa uz poznate uvjete upetosti.

Zadatak: Potrebno je odrediti ploštinu poprečnog presjeka stupa, A_c i potrebnu uzdužnu armaturu u stupu (presjeku), $A_{s,req}$.

Postupak:

1. Iz poznatih razreda betona i čelika za armiranje odrediti proračunsku tlačnu čvrstoću betona, f_{ck} i proračunsku granicu popuštanja čelika, f_{yd}.
2. Odrediti traženo na temelju sljedećih približnih izraza prihvatljivih za zgradarstvo:

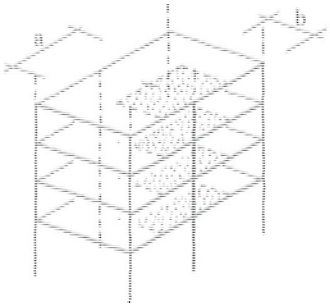
   - na temelju proračunske tlačne sile preko izraza (5.82.):

$$A_c\left[\text{cm}^2\right] = (0{,}40 \text{ do } 0{,}7)\cdot N_{Ed} \qquad (5.82.)$$

   - na temelju pripadajuće ploštine podova i stropova stupa s kojeg se prenosi opterećenje na dotični stup preko izraza (5.83.):

$$A_c\left[\text{cm}^2\right] = (6 \text{ do } 10)\cdot A_{prip}\cdot n \qquad (5.83.)$$

   gdje je A_{prip} – pripadajuća ploština ploče u jednoj etaži s koje se opterećenje prenosi na promatrani stup; n – broj etaža koje opterećuju stup.



Slika 5.57. *Pripadajuća ploština stropa s koje se prenosi opterećenje na stup*

Napomena: U izrazima (5.82.) i (5.83.) više vrijednosti u zagradi predstavljaju situacije kada nema ograničenja u pogledu dimenzija stupova. U tom se slučaju, ako se odaberu veće vrijednosti, dobije veća ploština betonskog presjeka, što u konačnici rezultira malom količinom potrebne armature. Uvijek kada je to moguće, poželjno je birati veću vrijednost jer je prijenos tlačne sile betonom jeftiniji nego prijenos armaturom.

Niže vrijednosti u izrazima (5.82.) i (5.83.) odnose se na slučaj kada je dimenzija stupa ograničena i želi se postići što manji njegov presjek. Naravno, to u pravilu rezultira velikom količinom armature.

2. Na temelju poznate duljine izvijanja i dimenzija poprečnog presjeka izračuna se vitkost stupa, λ.
3. Za izračunatu vrijednost vitkosti stupa, λ, iz tablice 5.11. očita se vrijdnost k.
4. Iz izraza (5.80.) može se izvesti izraz (5.81.) za proračun potrebne ploštine armature:

$$A_{s,req} = \left(N_{Ed}/k - A_c\cdot f_{cd}\right)/f_{yd}$$

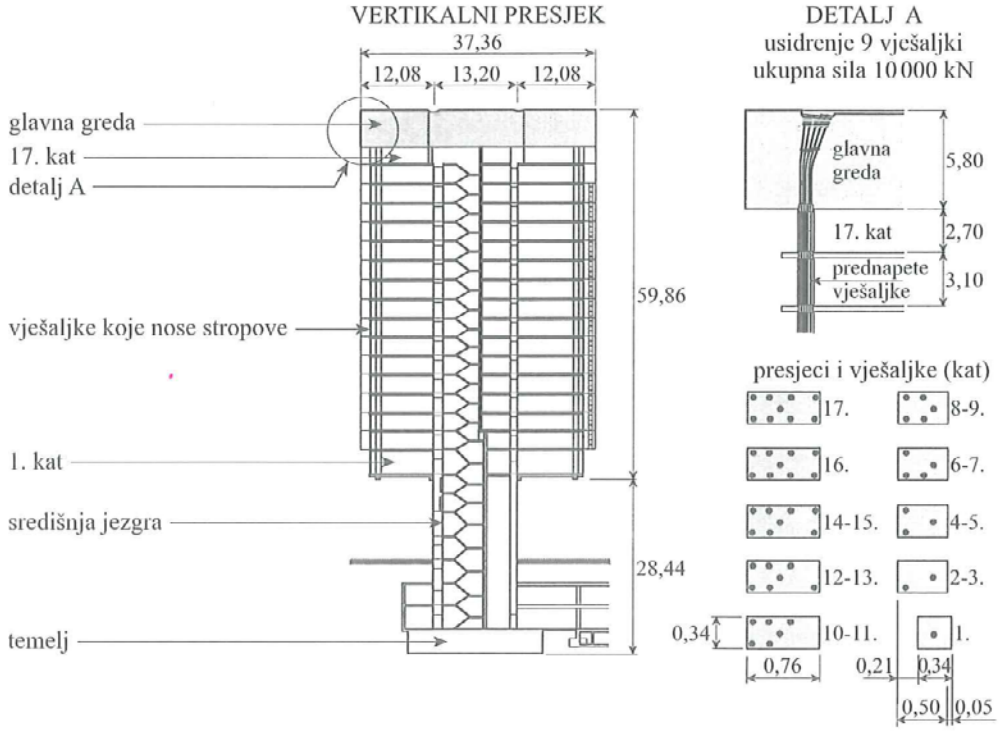
5. Kada je poznata potrebna uzdužna ploština armature, $A_{s,req}$, ako je potrebno, može se iz tablice 5.6. odabrati uzdužna armatura, $A_{s,prov}$, veća od potrebne.

Dimenzioniranje na centrični vlak

U betonskim konstrukcijama rijetko su elementi nosive konstrukcije opterećeni centričkim vlakom. Neki od primjera gdje je pristuno opterećenje na centrični vlak jesu sljedeći:

- zatege lukova
- vješaljke
- vlačni štapovi rešetki i dr.

Jedan od primjera vlačnih betonskih elemenata dan je na slici 5.58. Radi se o Sveučilišnoj bolnici u Kölnu, gdje su etaže ovješene na rubne betonske vješaljke koje opterećenje s pojedinih stropova prenose na vrh, gdje se nalazi glavna greda, koja savijanjem prihvaća opterećenje od vješaljke.



Slika 5.58. *Sveučilišna bolnica u Kölnu - primjer elemenata opterećenih centričnim vlakom [1]*

Kod dimenzioniranja elemenata na uzdužnu vlačnu silu kao i kod elemenata opterećenih na centrični tlak uvjet nosivosti elementa zadovoljen je ako je proračunska vrijednost utjecaja (unutarnje sile), E_d, manja od odgovarajuće računske nosivosti, R_d ili jednaka njoj:

$$E_d \le R_d \rightarrow N_{Ed} \le N_{Rd} \tag{5.84.}$$

gdje je N_{Rd} – proračunska otpornost elementa na vlačnu uzdužnu silu; N_{Ed} – proračunska vrijednost vlačne sile u nekom presjeku i za zgradarstvo vrijedi da je $N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_g + \gamma_Q \cdot N_q = 1{,}35 \cdot N_g + 1{,}50 \cdot N_q$.

U pogledu relativnih deformacija ova proračunska situacija odgovara graničnom slučaju *područja 1* opisanog u poglavlju 5.2.2., gdje je $\varepsilon_s = \varepsilon_c = \varepsilon = 20$ ‰. Poznato je da beton ima malu vlačnu čvrstoću i pri relativnoj deformaciji od $\varepsilon_c = 20$ ‰ u je cijelosti raspucao, stoga vlačne sile u cijelosti preuzima čelik (armatura), a beton služi kao zaštita od korozije i požara. Zato se uvjet nosivosti može napisati u obliku:

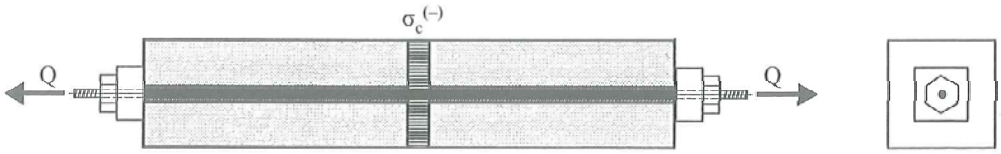
$$N_{Ed} \le N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \tag{5.85.}$$

Potrebna površina zatega od betonskog čelika može se odrediti prema izrazu:

$$A_{s,req} = N_{Ed} / f_{yd} \tag{5.86.}$$

gdje je $A_{s,req}$ – potrebna ploština vlačne armature, a f_{yd} – proračunska granica popuštanja armature.

Kod armiranobetonskih zatega naprezanih velikim vlačnim silama, problematična svojstva u uporabi jesu raspucavanje betonskog elementa i značajno produljenje elemenata zbog velikih rel. deformacija čelične armature. Za izbjegavanje tih problema rabe se zatege od prednapetog betona (slika 5.59.). Takvim se zategama može izbjeći raspucavanje te bitno povećati krutost, tj. smanjiti produljenje od vlačnih sila.



Slika 5.59. *Zatega od prednapetog betona opterećena silom Q*

Prednapinjanje betonskih konstrukcija dodatno je pojašnjeno u poglavlju 8. Na slici 5.59. prikazan je betonski element prednapet silom prednapinjanja *P* i opterećen silom *Q* za koji se mogu odrediti dvije faze djelovanja:

1) Sila *Q* manja je od sile prednapinjanja *P*. U tom slučaju u elementu nema pojave raspucavanja jer je element cijeli u tlaku. U ovom slučaju prednapeti betonski element nosi vlak sve dok vlačna sila ne dosegne silu prednapinjanja *P*.

2) Sila *Q* veća je od sile prednapinjanja *P*. U fazi dok nije opterećen silom Q, element je u tlaku. Međutim, nakon što je sila Q > P, u elementu dolazi do raspucavanja. U tom se slučaju element ponaša kao armiranobetonski vlačni element, samo što vlačnu silu umjesto čelika za armiranje preuzima čelik za prednapinjanje. Analogno izrazu (5.86.) može se odrediti potrebna ploština čelika za prednapinjanje:

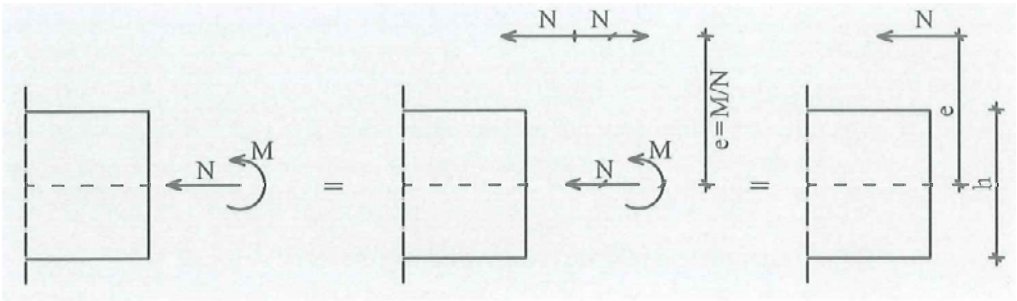
$$A_{\mathrm{p,req}} = N_{\mathrm{Ed}} \big/ f_{\mathrm{pd}} \qquad (5.87.)$$

gdje je $A_{\mathrm{p,req}}$ – potrebna ploština čelika za prednapinjanje, a f_{pd} – proračunska granica popuštanja čelika za prednapinjanje.

Vlačni elementi od prednapetog betona projektiraju se tako da budu za normalna opterećenja u fazi 1), a u fazi 2) samo za kratkotrajna ekstremna opterećenja i proračunske situacije. To omogućuje da je za veći dio uporabe element u tlaku, a samo se pri ekstremnim, tj. vršnim opterećenjima pojavljuju pukotine. Kako su ta vršna opterećenja kratkotrajna, postojanje pukotina je kratkotrajno jer se odmah nakon umanjenja opterećenja zatvaraju te je njihov utjecaj na trajnost minimalan.

<u>Dimenzioniranje na ekscentričan tlak</u>

U betonskim konstrukcijama najčešće su situacije da su stup ili zid istodobno opterećeni uzdužnom tlačnom silom i momentom savijanja. Djelovanje uzdužne sile i momenta savijanja na temelju elementarne statike uvijek se može zamijeniti djelovanjem te iste uzdužne sile koja djeluje ekscentrično s obzirom na težište presjeka, kao što je prikazano na slici 5.60.



Slika 5.60. *Djelovanje uzdužne sile i momenta savijanja = djelovanju uzdužne ekscentrične sile*

Pri tome postoje dva bitno različita slučaja opterećenja:

1. **Dominantno djelovanje uzdužne sile** pri čemu su momenti savijanja mali i uglavnom nastaju od vertikalnih opterećenja uslijed ekscentričnog nalijeganja greda ili upinjanja greda u stupove. Pri tome treba biti ispunjen uvjet prikazan izrazom:

$$e/h = M_{\mathrm{Ed}} / \left(N_{\mathrm{Ed}} \cdot h\right) \leq 0{,}3 \qquad (5.88.)$$

gdje je e – ekscentricitet djelovanja uzdužne sile N_{Ed}, a h – promatrana stranica ili promjer poprečnog presjeka.

Granično stanje armiranobetonskog elementa opterećenog dominantnim djelovanjem uzdužne tlačne sile odgovara graničnim relativnim deformacijama *područja 5* prikazanog u poglavlju 5.2.2. Stoga je za ovaj slučaj moguća primjena pojednostavnjenog postupka dimenzioniranja. Postupak dimenzioniranja provodi se na analogan način kao i za centrični tlak gdje je nosivost na ekscentričnu uzdužnu silu određena izrazom (5.80). Međutim, u ovom slučaju koeficijent ***k*** u izrazu (5.80.) predstavlja smanjenje nosivosti i zbog opasnosti od izvijanja i zbog ekscentričnog djelovanja uzdužne sile, tj. djelovanja momenta savijanja. Kao i za centrični tlak, postupak vrijedi i za pravokutne presjeke, pri čemu h predstavlja promatranu stranicu, ali i za one kružne, pri čemu h predstavlja promjer presjeka ($h = D$).

Postupak se provodi na način da se prvo izračunaju vitkost stupa, λ i omjer ekscentriciteta e te visine presjeka h sukladno izrazu (5.88). Nakon toga se iz tablice 5.11. za izračunatu vitkost λ i izračunatu vrijednost $e/h \leq 0{,}3$ očita vrijednost koeficijenta k. Prilikom očitavanja koefcijenta k dopuštena je linearna interpolacija ili odabir *prvog manjeg*. Kada je očitana vrijednost koeficijenta k, uvrštavanjem u izraz (5.81.) odredi se potrebna uzdužna armatura. Za bolju interpretaciju postupka vidi računski primjer 5.6.

2. **Dominantno djelovanje momenta savijanja** u odnosu na tlačnu uzdužnu silu. Momenti savijanja potječu od vertikalnog opterećenja kao i u slučaju 1, ali i od djelovanja horizontalnih sila kao što su vjetar i potres. Tlačne elemente opterećene dominantnim djelovanjem momenta savijanja može se dimenzionirati pomoću dvaju postupaka:

   a) **Dimenzioniranje pomoću dijagrama interakcije –** radi se o općenitom postupku dimenzioniranja armiranobetonskog presjeka izloženog djelovanju uzdužne sile i momenta savijanja koji podrazumijeva armiranje poprečnog presjeka u unaprijed odabranom omjeru armature A_{s1} i A_{s2}, tj. $\beta = A_{s1}/A_{s2}$. Najčešće je to slučaj da je $\beta = 1{,}0$, tj. $A_{s1} = A_{s2}$, što podrazumijeva simetrično armiranje poprečnog presjeka. Ovaj je postupak općenit i pokriva sva područja relativnih deformacija graničnih stanja opisanih u poglavlju 5.2.2.

   b) **Dimenzioniranje pomoću postupka Wuczkowskog –** radi se pojednostavljenom postupku proračuna koji je primjenjiv za slučajeve kada je uzdužna sila mala, tj. kad je bezdimenzionalni koeficijent uzdužne sile, ν_{Ed}, manji od 0,3, odnosno kada vrijedi:

$$\nu_{\mathrm{Ed}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{b \cdot d \cdot f_{\mathrm{cd}}} \leq 0{,}3 \qquad (5.89.)$$

gdje je ν_{Ed} – bezdimenzionalni koeficijent uzdužne sile; b – širina pravokutnog poprečnog presjeka; h – visina pravokutnog poprečnog presjeka; f_{cd} – proračunska tlačna čvrstoća betona.

Također mora biti zadovoljen uvjet glede dominantnog djelovanja momenta savijanja, odnosno ekscentricitet uzdužne sile treba biti veći od udaljenosti vlačne armature do težišta poprečnog presjeka što je iskazano uvjetom:

$$e = \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{Ed}}} \geq \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \tag{5.90.}$$

gdje je e – ekscentricitet djelovanja uzdužne sile N_{Ed}; h – visina pravokutnog poprečnog presjeka; d_1 – udaljenost vlačne armature do bližeg ruba presjeka.

Za veće vrijednosti uzdužne sile i manje ekscentricitete ovaj postupak daje nepouzdane vrijednosti i nije ga preporučljivo rabiti. Također, postupak rezultira zaista potrebnim armaturama A_{s1} i A_{s2}, tj. njihov omjer nije unaprijed zadan pa je praktičan za nesimetrična opterećenja na stupove i zidove.

Slijedi opis postupaka dimenzioniranja poprečnih presjeka pomoću dijagrama interakcije i pomoću postupka Wuczkovskog i to pravokutnih presjeka, dok se u literaturi mogu naći i postupci za dimenzioniranje kružnih poprečnih presjeka. U pravilu, okrugli su presjeci manje učinkoviti za preuzimanje naprezanja od momenta savijanja.

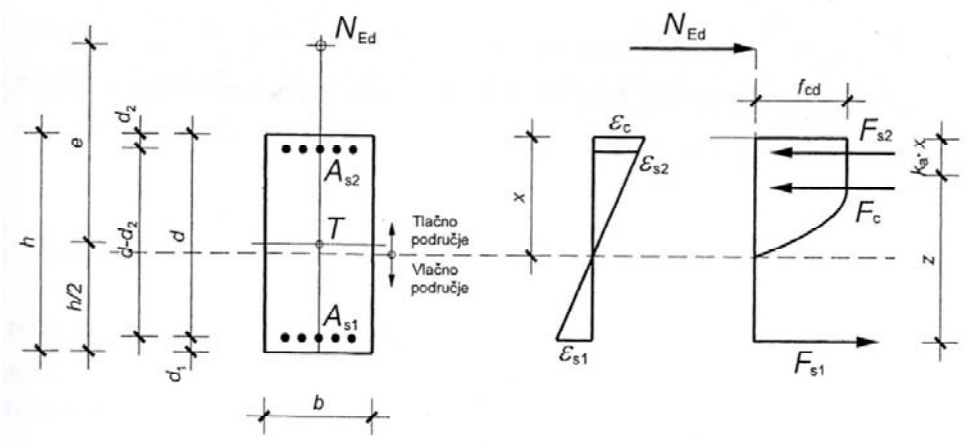
a) Dimenzioniranje pomoću dijagrama interakcije

Dimenzioniranje pomoću interakcijskih dijagrama temelji se na osnovnom uvjetu nosivosti, tj. nosivost presjeka zadovoljena je ako je proračunska vrijednost utjecaja, E_{d}, manja od odgovarajuće računske nosivosti, R_{d}. Budući da je presjek opterećen momentom savijanja i uzdužnom silom, uvjet nosivosti može se napisati u obliku:

$$E_{\mathrm{d}} \leq R_{\mathrm{d}} \rightarrow \begin{array}{l} N_{\mathrm{Ed}} \leq N_{\mathrm{Rd}} \\ M_{\mathrm{Ed}} \leq M_{\mathrm{Rd}} \end{array} \tag{5.91.}$$

gdje je N_{Rd} – proračunska otpornost elementa na tlačnu silu; M_{Rd} – proračunska otpornost elementa na moment savijanja; N_{Ed} – proračunska vrijednost tlačne sile u nekom presjeku; M_{Ed} – proračunska vrijednost momenta savijanja u nekom presjeku.

Za unaprijed zadani par relativnih deformacija čelika i betona, tj. ε_{c} i ε_{s} na slici 5.61. prikazana je raspodjela relativnih deformacija i naprezanja u betonu i armaturi za dvostruko armirani poprečni presjek.



Slika 5.61. *Dvostruko armirani pravokutni presjek naprezan na ekscentrični tlak*

Kako bi se zadovoljio uvjet nosivosti dan izrazom (5.91.), mogu se postaviti sljedeći uvjeti ravnoteže poprečnog presjeka:

1. uvjet ravnoteže je sljedeći: $\sum H = 0$, (5.92.)

   koji se može napisati u obliku:

$$N_{\mathrm{Ed}} = N_{\mathrm{Rd}} = F_{\mathrm{c}} + F_{\mathrm{s2}} - F_{\mathrm{s1}} = f_{\mathrm{cd}} \cdot \alpha_{\mathrm{v}} \cdot (\xi \cdot d) \cdot b + A_{\mathrm{s2}} \cdot \sigma_{\mathrm{s2}} - A_{\mathrm{s1}} \cdot \sigma_{\mathrm{s1}} \quad (5.93.)$$

2. uvjet ravnoteže je sljedeći: $\sum M = 0$, (5.94.)

   koji se može napisati u obliku:

$$M_{\mathrm{Ed}} = N_{\mathrm{Ed}} \cdot e = f_{\mathrm{cd}} \cdot \alpha_{\mathrm{v}} \cdot (\xi \cdot d) \cdot b \cdot (h/2 - k_{\mathrm{a}} \cdot x) + A_{\mathrm{s2}} \cdot \sigma_{\mathrm{s2}} \cdot (h/2 - d_2) + A_{\mathrm{s1}} \cdot \sigma_{\mathrm{s1}} \cdot (h/2 - d_1) \quad (5.95.)$$

gdje su α_{v}, ξ, k_{a}, x – vrijednosti koje se za zadani par relativnih deformacija ε_{c} i ε_{s} odrede u skladu s izrazima danim u poglavlju 5.2.3; σ_{s1} i σ_{s2} – su naprezanja u armaturi koja se dobiju iz proračunskog dijagrama za čelik danom u poglavlju 4.2.3, premda su najčešće obje vrijednosti jednake proračunskoj granici popuštanja, f_{yd}. Ostale su oznake karakteristike poprečnog presjeka, položaja armature i proračunskih čvrstoća detaljno već opisane u poglavlju 5.2.3.

Da bismo se u navedenim izrazima oslobodili dimenzija presjeka i armature, uvode se bezdimenzijske veličine:
- bezdimenzijska vrijednost proračunske uzdužne sile:

$$\nu_{\mathrm{Rd}} = \nu_{\mathrm{Ed}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{b \cdot h \cdot f_{\mathrm{cd}}} \quad (5.96.)$$

- bezdimenzijska vrijednost proračunskog momenta savijanja:

$$\mu_{\mathrm{Rd}} = \mu_{\mathrm{Ed}} = \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{b \cdot h^2 \cdot f_{\mathrm{cd}}} \quad (5.97.)$$

Bezdimenzijske vrijednosti ν_{Rd} i μ_{Rd} ovise o područjima relativnih deformacija, tj. o unaprijed odabranom paru relativnih deformacija, paru ε_{c} i ε_{s}. Kako bi se ti izrazi mogli izvesti, uvedeni su mehanički koeficijenti armiranja za vlačnu i tlačnu armaturu presjeka, ω_1 i ω_2:

$$\omega_1 = \rho_1 \cdot f_{\mathrm{yd}} / f_{\mathrm{cd}} \quad \text{i} \quad \omega_2 = \rho_2 \cdot f_{\mathrm{yd}} / f_{\mathrm{cd}} \quad (5.98.)$$

gdje su bezdimenzijski koeficijenti armiranja vlačne armature, ρ_1 i tlačne armature, ρ_2, dani izrazima:

$$\rho_1 = \frac{A_{\mathrm{s1}}}{b \cdot h} \quad \text{i} \quad \rho_2 = \frac{A_{\mathrm{s2}}}{b \cdot h}. \quad (5.99.)$$

Omjer površine tlačne i vlačne armature definira se kao:

$$\beta = \frac{A_{\mathrm{s2}}}{A_{\mathrm{s1}}}. \quad (5.100.)$$

Za simetrično armiranje presjeka, tj. kada je $A_{\mathrm{s1}} = A_{\mathrm{s2}}$, vrijedi da je $\beta = 1{,}0$.

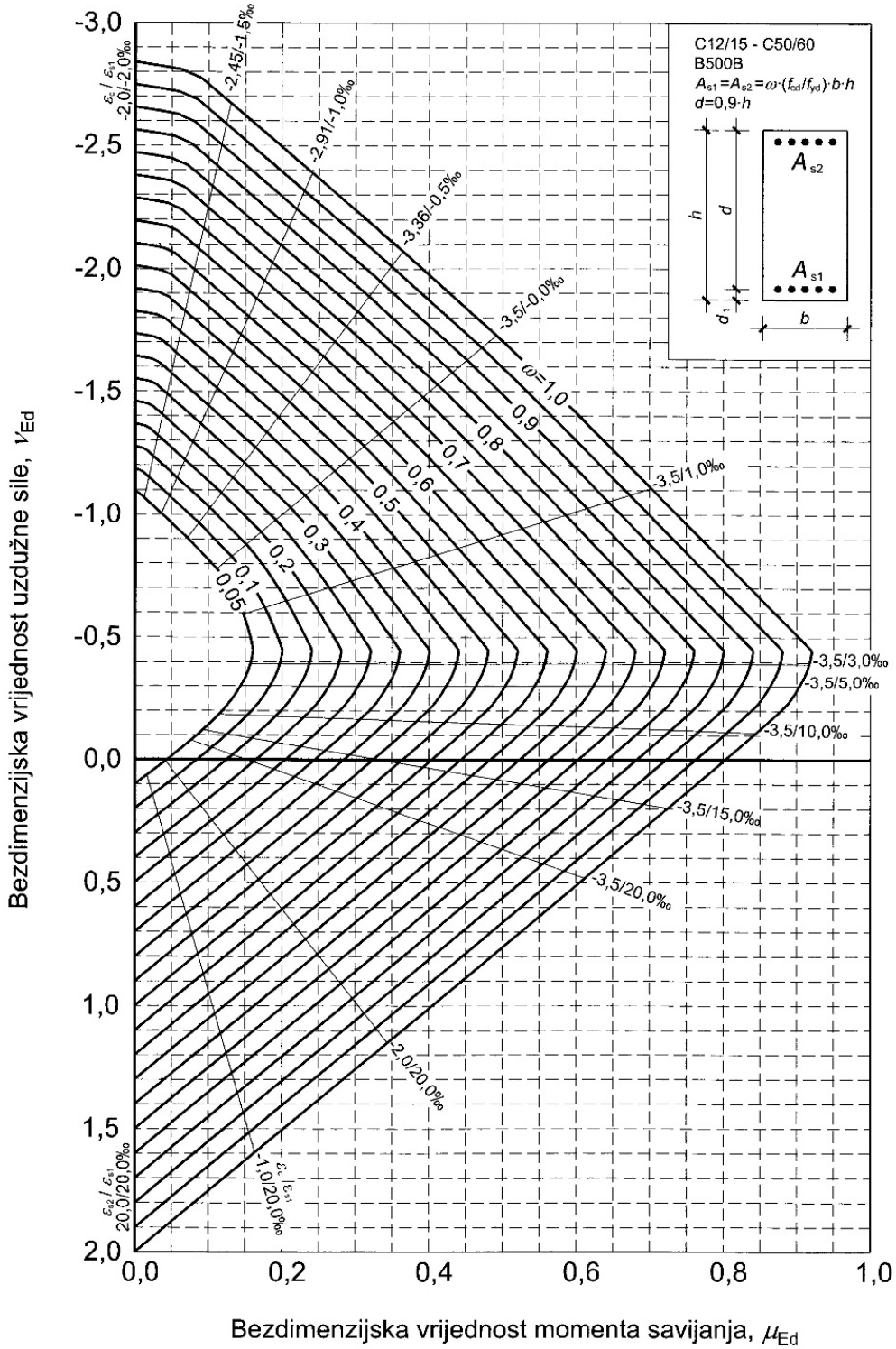
Za simetrično armiranje, ako je poznat mehanički koeficijent armiranja, $\omega_1 = \omega_2 = \omega$, iz izraza (5.98.) i (5.99.) može se odrediti potrebna simetrična armatura presjeka preko izraza:

$$A_{\mathrm{s1,req}} = A_{\mathrm{s1,req}} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{\mathrm{cd}}}{f_{\mathrm{yd}}}. \quad (5.101.)$$

Pretpostavljajući vrstu (razred) armature, odnos $d_1/h = d_2/h$ (ili d/h), omjer vlačne i tlačne armature β (najčešće je to $\beta = 1{,}0$ – simetrično armiranje), izračunavaju se za razne parove vrijednosti relativnih deformacija ε_{c} i ε_{s} te razne mehaničke koeficijente armiranja, ω, bezdimenzijske veličine ν_{Rd} i μ_{Rd} te se

tako mogu izraditi dijagrami međudjelovanja (dijagrami interakcije) koji vrijede za prethodno navedene pretpostavke.

Na slici 5.62. dan je interakcijski dijagram za betone razreda C12/15 do C50/60, armaturu B 500B, omjer d/h=0,9 i omjer $\beta = 1{,}0$.



Slika 5.62. *Interakcijski dijagram za betone razreda C12/15 - C50/60 i simetrično armiran presjek [4]*

Kako je dijagram općenit za sve slučave opterećenja uzdužnom tlačnom silom i momentom savijanja, negativne vrijednosti $\boldsymbol{\nu_{Ed}}$ odnose se na ekscentrični tlak, a pozitivne vrijednosti $\boldsymbol{\nu_{Ed}}$ na ekscentrični vlak.

Za izračunate vrijednosti bezdimenzijskih veličina ν_{Ed} i μ_{Ed} iz interakcijskog se dijagrama očita mehaničke koeficijente armiranja, ω, a potrebna se armatura odredi iz izraza:

$$A_{s1,req} = A_{s2,req} = \omega \cdot \left(f_{cd} / f_{yd} \right) \cdot b \cdot h \qquad (5.102.)$$

Ukupna potrebna armatura u tlačnom elementu stoga iznosi:

$$A_{s,tot} = A_{s1,req} + A_{s2,req} \qquad (5.103.)$$

Tipični zadaci koji se rješavaju pomoću dijagrama interakcije jesu sljedeći:

1. Određivanje potrebne armature u zadanom presjeku

Zadano:
- proračunska uzdužna sila u stupu, N_{Ed}, i proračunski moment savijanja, N_{Ed}
- oblik i dimenzije poprečnog presjeka stupa (npr. pravokutni b/h)
- razred betona (npr. C25/30) i razred armature (npr. B500B).

Zadatak: Potrebno je odrediti potrebnu uzdužnu armaturu u stupu (presjeku), $A_{s,tot}$, pri čemu je $A_{s1} = A_{s2}$, odnosno $\beta = 1{,}0$ – simetrično armiranje.

Postupak:
1. Iz poznatih razreda betona i čelika za armiranje odrede se proračunska tlačna čvrstoća betona, f_{cd} i proračunska granica popuštanja čelika, f_{yd}.
2. Pomoću izraza (5.96.) i (5.97.) izračunaju se bezdimenzijske vrijednosti ν_{Ed} i μ_{Ed}.
3. Za izračunate se vrijednosti ν_{Ed} i μ_{Ed} iz dijagrama interakcije sa slike 5.62. očita vrijednost mehaničkog koeficijenta armiranja, ω.
4. Za očitanu se vrijednost mehaničkog koeficijenta armiranja, ω, pomoću izraza (5.102.) odredi potrebna ploština vlačne i tlačne armature.
5. Ukupna ploština potrebne armature, $A_{s,tot}$, odredi se pomoću izraza (5.103.).
6. Kada je poznata ukupna potrebna uzdužna ploština armature, $A_{s,tot}$, ako je potrebno, može se iz tablice 5.6. odabrati uzdužna armatura, $A_{s,prov}$, veća od potrebne, uvažavajući zahtjeve za minimalnom i maksimalnom dopuštenom armaturom za stupove.

2. Određivanje otpornosti postojećeg stupa

Zadano:
- Poznata je proračunska uzdužna sila u stupu, N_{Ed}.
- Poznati su oblik i dimenzije poprečnog presjeka stupa (npr. pravokutni b/h).
- Istražnim je radovima utvrđena kvaliteta betona i čelika, tj. poznati su razred betona (npr. C25/30) i armature (npr. B500B) ili njihove karakteritične vrijednosti.
- Istražnim je radovima utvrđena ploština armature u presjeku, A_{s1} i A_{s2}.

Zadatak: Potrebno je odrediti proračunsku nosivost (otpornost) presjeka na savijanje, M_{Rd}.

Postupak:
1. Iz poznatih razreda betona i čelika za armiranje ili poznatih njihovih karakterističnih vrijednosti čvrstoća odredi se proračunska tlačna čvrstoća betona, f_{cd}, i proračunska granica popuštanja čelika, f_{yd}.
2. Uvrštavanjem svih potrebnih podataka u izraz (5.98.) izačuna se vrijednost mehaničkog koefcijenta armiranja, $\omega = \omega_1 = \omega_2$.
3. Pomoću izraza (5.96.) izračuna se bezdimenzijska vrijednost ν_{Ed}.
3. Za izračunate se vrijednosti ν_{Ed} i ω iz dijagrama interakcije sa slike 5.62. očita bezdimenzijska vrijednost $\mu_{Ed} = \mu_{Rd}$.
4. Proračunska se nosivost (otpornost) na savijanje odredi iz izraza:

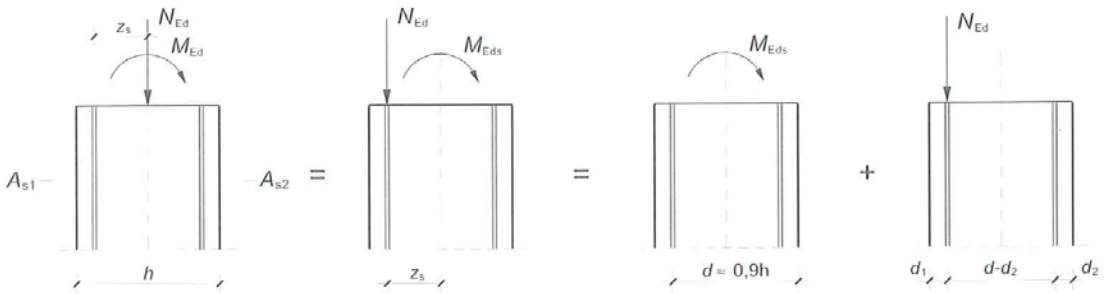
$$M_{Rd} = \mu_{Ed} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} \qquad (5.104.)$$

b) Dimenzioniranje pomoću postupka Wuczowskog

Glavno je obilježje tog postupka da se radi pomoću momenta savijanja s obzirom na vlačnu armaturu (a ne pomoću momenta s obzirom na težište presjeka). Presjek je stupa opterećen proračunskom tlačnom uzdužnom silom, N_{Ed} i proračunskim momentom savijanja, M_{Ed}. Pretvori se u presjek na kojem uzdužna sila djeluje u težištu vlačne armature uz ukupni moment savijanja koji se dobiva zbrajanjem početnog i dodatnog momenta savijanja. Dodatni moment savijanja nastaje zbog premještanja uzdužne tlačne sile iz težišta presjeka u težište vlačne armature (slika 5.63.).

Vrijednost povećanog proračunskog momenta savijanja za slučaj da uzdužna sila djeluje u težištu vlačne armature iznosi:

$$M_{\mathrm{Eds}} = M_{\mathrm{Ed}} + N_{\mathrm{Ed}} \cdot z_{\mathrm{s}} = M_{\mathrm{Ed}} + N_{\mathrm{Ed}} \left(d - h/2 \right) \tag{5.105.}$$



Slika 5.63. *Načelo proračuna pomoću postupka Wuczkowskog [4]*

Dimenzioniranje se provodi za dva slučaja:

1) U presjeku nije potrebna tlačna armatura – vrijedi $M_{\mathrm{Eds}} \leq M_{\mathrm{Rd,lim}}$

   Prvo se provjeri uvjet je li povećani proračunski moment savijanja, M_{Eds}, manji od maksimalnog dopuštenog za jednostruko armiranje, $M_{\mathrm{Rd,lim}}$, koji se odredi prema izrazu (5.27.). Nakon toga se izračuna bezdimenzijska vrijednost momenta savijanja izrazom:

$$\mu_{\mathrm{Rd}} = \mu_{\mathrm{Ed}} = \frac{M_{\mathrm{Eds}}}{b \cdot h^2 \cdot f_{\mathrm{cd}}} \tag{5.106.}$$

   Iz tablice 5.4. očita se odgovarajući koeficijent ζ te se potrebna ploština proračunske vlačne armature odredi izrazom:

$$A_{\mathrm{s1,req}} = \frac{M_{\mathrm{Eds}}}{\left(\zeta \cdot d \right) \cdot f_{\mathrm{yd}}} - \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}} \tag{5.107.}$$

   Ovim se postupkom po pravilu dobiva nesimetrična armatura. Tlačna armatura za ovaj slučaj nije potrebna te se usvaja minimalna u skladu sa zahtjevima važećih normi.

2) U presjeku je potrebna tlačna armatura – vrijedi $M_{\mathrm{Rd,lim}} \leq M_{\mathrm{Eds}} \leq 1{,}5 \cdot M_{\mathrm{Rd,lim}}$

   Ako se kod provjere utvrdi da je povećani proračunski moment savijanja, M_{Eds}, manji od maksimalnog dopuštenog za jednostruko armiranje, $M_{\mathrm{Rd,lim}}$, koji se odredi prema izrazu (5.27.), tada se potrebna ploština vlačne armature određuje iz izraza.

$$A_{\mathrm{s1,req}} = \frac{M_{\mathrm{Rd,lim}}}{\left(\zeta_{\mathrm{lim}} \cdot d \right) \cdot f_{\mathrm{yd}}} + \frac{M_{\mathrm{Eds}} - M_{\mathrm{Rd,lim}}}{\left(d - d_2 \right) \cdot f_{\mathrm{yd}}} - \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}} \tag{5.108.}$$

   Budući da je u ovom slučaju potrebna i tlačna armatura, ona se određuje izrazom:

$$A_{\mathrm{s2,req}} = \frac{M_{\mathrm{Eds}} - M_{\mathrm{Rd,lim}}}{\left(d - d_2 \right) \cdot f_{\mathrm{yd}}} \tag{5.109.}$$

Dimenzioniranje na ekscentrični vlak

Kod dimenzioniranja armiranobetonskog presjeka na ekscentričnu uzdužnu silu razlikuju se dva bitno različita slučaja opterećenja:

1. Vlačna sila djeluje između armatura (mali ekscentricitet) pri čemu je cijeli presjek u vlaku, tj. opterećen vlačnim naprezanjima. Pri tome treba biti ispunjen uvjet prikazan izrazom:

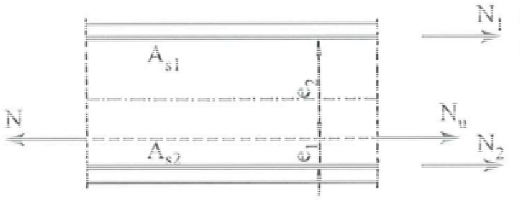
$$e = \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{Ed}}} \le \frac{h}{2} \tag{5.110.}$$

Granično stanje armiranobetonskog elementa opterećenog dominantnim djelovanjem uzdužne vlačne sile odgovara graničnim relativnim deformacijama *područja 1* prikazanog u poglavlju 5.2.2. Stoga je za ovaj slučaj moguća primjena pojednostavnjenog postupka dimenzioniranja pri čemu se potrebna ploština vlačne armature određuje prema izrazima:

$$A_{\mathrm{s1,req}} = \frac{N_1}{f_{\mathrm{yd}}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}} \cdot \frac{e_1}{e_1 + e_2} \tag{5.111.}$$

$$A_{\mathrm{s2,req}} = \frac{N_1}{f_{\mathrm{yd}}} = \cdot \frac{e_2}{e_1 + e_2} \tag{5.112.}$$

gdje su e_1 i e_2 – udaljenosti uzdužne vlačne sile od armature A_{s1} i A_{s2} (Vidi sliku 5.64.); f_{yd} – proračunska vrijednost granice popuštanja čelika za armiranje; N_1 i N_2 – pripadni dijelovi ukupne proračunske uzdužne sile, N_{Ed}, koju preuzima pojedina armatura (Vidi sliku 5.64.).



Slika 5.64. *Element opterećen ekscentričnom vlačnom silom (mali ekscentricitet)*

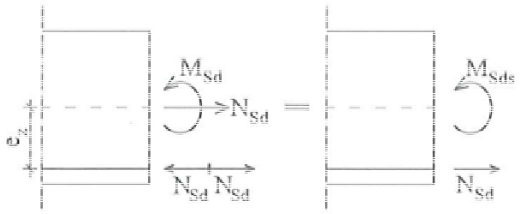
2. Vlačna sila djeluje izvan presjeka (veliki ekscentricitet) pri čemu cijeli presjek nije isključivo opterećen vlačnim naprezanjima, nego su prisutna i tlačna naprezanja. Elemente opterećene dominantnim djelovanjem momenta savijanja može se dimenzionirati pomoću dvaju postupaka:

a) **Dimenzioniranje pomoću dijagrama interakcije –** kako je već opisano kod dimenzioniranja na ekscentričan tlak, radi o općenitom postupku dimenzioniranja armiranobetonskog presjeka izloženog djelovanju uzdužne sile i momenta savijanja koji podrazumijeva armiranje poprečnog presjeka u unaprijed odabranom omjeru armature $\beta = A_{s1}/A_{s2}$ (pri čemu je najčešće $\beta = 1{,}0$).

   Ovaj je postupak dimenzioniranja detaljno opisan kod dimenzioniranja na ekscentrični tlak te se neće ponovo opisivati. Postupak za ekscentrični vlak identičan je kao i za ekscentrični tlak, samo se za vrijednosti bezdimenzijskih vrijednosti uzdužne sile, ν_{Ed}, rabe pozitivne vrijednosti prikazane ispod apscise na dijagramu interakcije na slici 5.62.

b) **Dimenzioniranje pomoću postupka Wuczkowskog –** radi se o pojednostavljenom postupku proračuna koji je primjenjiv za slučajeve kada vlačna sila djeluje izvan presjeka. Kao kod istog postupka kod dimenzioniranja na ekscentrični tlak, i u ovom je slučaju glavno obilježje postupka da se provodi pomoću momenta savijanja s obzirom na vlačnu armaturu, a ne pomoću momenta s obzirom na težište presjeka (Vidi sliku 5.65.). Vrijednost povećanog proračunskog momenta savijanja za slučaj da uzdužna sila djeluje u težištu vlačne armature iznosi:

$$M_{\mathrm{Eds}} = M_{\mathrm{Ed}} - N_{\mathrm{Ed}} \cdot e_z = M_{\mathrm{Ed}} - N_{\mathrm{Ed}}\left(d - h/2\right) \tag{5.113.}$$



Slika 5.65. *Element opterećen ekscentričnom vlačnom silom (mali ekscentricitet)*

Kao i kod presjeka na ekscentrični tlak, dimenzioniranje se provodi za dva slučaja:

1) U presjeku nije potrebna tlačna armatura – vrijedi $M_{\mathrm{Eds}} \le M_{\mathrm{Rd,lim}}$.

   Potrebna ploština proračunske vlačne armature se odredi izrazom:

$$A_{\mathrm{s1,req}} = \frac{M_{\mathrm{Eds}}}{(\zeta \cdot d)\cdot f_{\mathrm{yd}}} + \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}} \qquad (5.114.)$$

2) U presjeku je potrebna tlačna armatura – vrijedi $M_{\mathrm{Rd,lim}} \le M_{\mathrm{Eds}} \le 1{,}5 \cdot M_{\mathrm{Rd,lim}}$.

   Potrebna se ploština vlačne armature određuje iz izraza:

$$A_{\mathrm{s1,req}} = \frac{M_{\mathrm{Rd,lim}}}{(\zeta_{\mathrm{lim}} \cdot d)\cdot f_{\mathrm{yd}}} + \frac{M_{\mathrm{Eds}} - M_{\mathrm{Rd,lim}}}{(d - d_2)\cdot f_{\mathrm{yd}}} + \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}} \qquad (5.115.)$$

   Tlačna armatura određuje se izrazom:

$$A_{\mathrm{s2,req}} = \frac{M_{\mathrm{Eds}} - M_{\mathrm{Rd,lim}}}{(d - d_2)\cdot f_{\mathrm{yd}}} \qquad (5.116.)$$

Posebni zahtjevi za stupove

Stupovi u pogledu minimalnih dimenzija (geometrije), minimalne i maksimalne armature te načina armiranja moraju zadovoljiti sljedeće kriterije i pravila:

a) najmanja dimenzija i ploština stupa:

1. općenito za monolitne stupove: $b_{\mathrm{min}} = 20$ cm
2. za predgotovljene stupove: $b_{\mathrm{min}} = 14$ cm
3. za stupove koji prihvaćaju seizmičko djelovanje:
   - za DCM: $b_{\mathrm{min}} = 25$ cm i $A_{\mathrm{c}} = b\,h \ge N_{\mathrm{Ed}} / (0{,}65 \cdot f_{\mathrm{cd}})$
   - za DCH: $b_{\mathrm{min}} = 30$ cm i $A_{\mathrm{c}} = b\,h \ge N_{\mathrm{Ed}} / (0{,}55 \cdot f_{\mathrm{cd}})$

b) najmanja (min) ukupna ploština uzdužne armature, $A_{\mathrm{s,min}}$:

1. za stup pravokutnoga presjeka $A_{\mathrm{s,min}} = 4\phi 12$, a za stup kružnog presjeka $A_{\mathrm{s,min}} = 6\phi 12$
2. $A_{\mathrm{s,min}} = 0{,}15 \cdot N_{\mathrm{Ed}} / f_{\mathrm{yd}}$
3. $A_{\mathrm{s,min}} = 0{,}003 \cdot A_{\mathrm{c}}$, odnosno 0,3% od ploštine betonskog presjeka
4. za stupove koji prihvaćaju seizmičko djelovanje: $A_{\mathrm{s,min}} = 0{,}01 \cdot A_{\mathrm{c}}$ ili $8\phi 12$

c) najveća (max) ukupna ploština uzdužne armature $A_{\mathrm{s,max}}$:

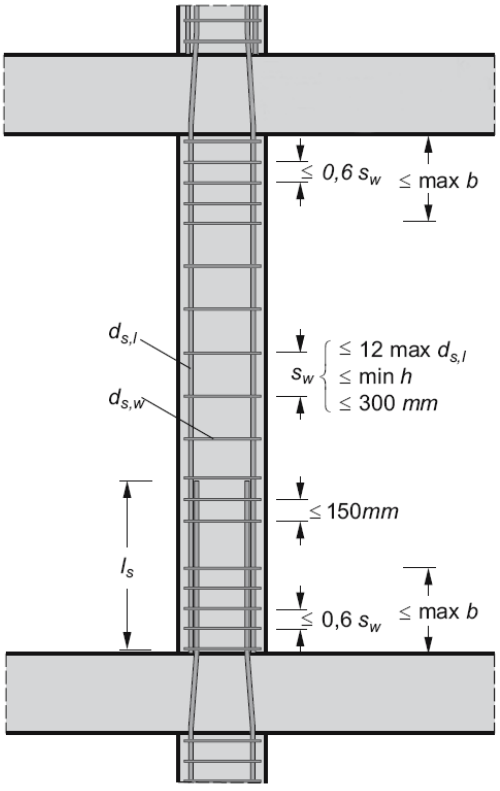
1. $A_{\mathrm{s,max}} = 0{,}040 \cdot A_{\mathrm{c}}$, odnosno 4% ploštine betonskog presjeka
2. $A_{\mathrm{s,max}} = 0{,}080 \cdot A_{\mathrm{c}}$, u presjeku gdje se glavna armatura preklapa

d) posebna pravila armiranja:

1. Za stupove poligonalnoga poprečnog presjeka najmanje jednu uzdužnu šipku treba postaviti u svaki kut.
2. Broj uzdužnih šipki u okruglom presjeku mora biti najmanje šest.
3. Najveći međusobni razmak uzdužne armature iznosi 40 cm.
4. Ni jedna šipka ne smije biti udaljenija više od 15 cm od šipke koja je pridržana sponama.
5. Za stupove koji prihvaćaju seizmičko djelovanje najveći međusobni razmak uzdužne armature iznosi 20 cm, s tim da između kutnih šipki mora postojati najmanje jedna šipka na svakoj stranici pravokutnoga presjeka stupa.

e) spone (vilice) u stupovima:

1. Promjer spona, ϕ_w, treba biti: $\phi_w \geq 6$ mm i $\phi_w \geq \phi_s/4$ gdje je ϕ_s – najveći promjer šipki uzdužne armature.
2. Najveći međusobni razmak spona, $s_{w,max}$ najmanji je od sljedećih:
   $s_{w,max} \leq 12 \cdot \phi_{s,min}$ ($\phi_{s,min}$ – najmanji promjer šipki uzdužne armature)
   $s_{w,max} \leq b$ (b – manja dimenzija poprečnog presjeka)
   $s_{w,max} \leq 30$ cm.
3. U zoni preklapanja i pri dnu i vrhu stupa maksimalni se razmak spona reducira s 0,6.
4. Za stupove koji prihvaćaju seizmičko djelovanje najveći međusobni razmak spona, $s_{w,max}$ najmanji je od sljedećih:
   $s_{w,max} \leq 8 \cdot \phi_{s,min}$ ($\phi_{s,min}$ – najmanji promjer šipki uzdužne armature)
   $s_{w,max} \leq b/2$ (b – manja dimenzija poprečnog presjeka)
   $s_{w,max} \leq 17{,}5$ cm .
5. Za stupove koji prihvaćaju seizmičko djelovanje u zoni preklapanja i pri dnu i vrhu stupa maksimalni razmak spona iznosi: $s_{w,max} \leq 0{,}25 \cdot b \leq 10$ cm.



Slika 5.65. *Razmak poprečne armature (spona) stupa*

Računski primjer dimenzioniranja na ekscentrični tlak

Princip dimenzioniranja armiranobetonskih presjeka (i elemenata) na ekscentrični tlak pokazat će se na trima jednostavnim računskim primjerima: primjer 5.6. – proračun armature stupa pojednostavljenim postupkom; primjer 5.7. – proračun armature stupa pomoću dijagrama interakcije; primjer 5.8. – proračun armature stupa postupkom prema Wuczkovskom.

Primjer 5.6. – proračun armature stupa pojednostavljenim postupkom

Zadano: Stup je pravokutnog poprečnog presjeka b/h = 30/40 cm i duljine $l = l_{cr}$ = 300 cm.
Beton je razreda C25/30, a armatura je od čelika kvalitete B500B.
Na presjek djeluju proračunska uzdužna tlačna sila N_{Ed} = 1600 kN i moment savijanja M_{Ed} = 90,00 kNm (u ravnini paralelnoj s duljom stranicom).

Zadatak: Treba proračunati i odabrati uzdužnu armaturu stupa.

Rješenje: *Proračunske čvrstoće materijala:*
- proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 500/1{,}15 = 434{,}78$ N/mm^2 = 43,48 kN/cm^2
- proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C = 1{,}0 \cdot 25/1{,}50 = 16{,}67$ N/mm^2 = 1,67 kN/cm^2

Potrebna armatura:
- paralelno s kraćom stranicom (centrično):

$\lambda_z = l_{cr}/(0{,}289 \cdot b) = 300/(0{,}289 \cdot 30) = 34{,}6 \approx 35 \rightarrow$ iz tablice 5.11. očitano: $k = 0{,}898$

- paralelno s duljom stranicom (ekscentrično):

$\lambda_y = l_{cr}/(0{,}289 \cdot h) = 300/(0{,}289 \cdot 40) = 26$; $e/h = 9000/(1600 \cdot 40) = 0{,}14$

$\rightarrow$ iz tablice 5.11. očitano: $k = 0{,}690$ - mjerodavno.

Potrebna ploština armature iznosi:

$$A_{s,req} = \left(N_{Ed}/k - A_c \cdot f_{cd}\right)/f_{yd} = \left(1600/0{,}690 - 30 \cdot 40 \cdot 1{,}67\right)/43{,}48 = 7{,}24\ \text{cm}^2 \ .$$

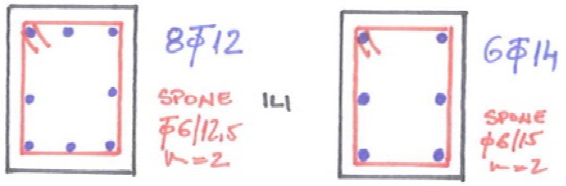
Minimalna armatura:
- $A_{s,min} = 4\phi 12 = 4{,}52$ cm^2
- $A_{s,min} = 0{,}15 \cdot N_{Ed}/f_{yd} = 0{,}15 \cdot 1600/43{,}48 = 5{,}52$ cm^2 – mjerodavno
- $A_{s,min} = 0{,}003 \cdot A_c = 0{,}003 \cdot 30 \cdot 40 = 3{,}60$ cm^2 .

Maksimalna armatura:
- $A_{s,max} = 0{,}040 \cdot A_c = 0{,}040 \cdot 30 \cdot 40 = 48{,}00$ cm^2 .

Odabrana armatura:
- uzdužna armatura: 8ϕ12 ($A_{s,prov}$ = 9,04 cm^2) i spone: ϕ6/12,5 cm, m = 2 ili:
- uzdužna armatura: 6ϕ14 ($A_{s,prov}$ = 9,24 cm^2) i spone: ϕ6/15 cm, m = 2.

Odabrane armatura zadovoljava uvjet: $\max\{A_{s,req}; A_{s,min}\} \le A_{s,prov} \le A_{s,max}$.

Skica armiranja presjeka:



Primjer 5.7. Proračun armature stupa pomoću dijagrama interakcije

Zadano: Stup je pravokutnog poprečnog presjeka $b/h/d$ = 40/50/45 cm.
Beton je razreda C25/30, a armatura je od čelika kvalitete B500B.

Na presjek djeluju proračunska uzdužna tlačna sila N_{Ed} = 900 kN i moment savijanja M_{Ed} = 400 kNm (u ravnini paralelnoj s duljom stranicom).

Zadatak: Treba proračunati i odabrati uzdužnu armaturu stupa za uvjet da je $A_{s1} = A_{s2}$ (β = 1,0).

Rješenje: *Proračunske čvrstoće materijala:*

- proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 500/1{,}15 = 434{,}78$ N/mm^2 = 43,48 kN/cm^2
- proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C = 1{,}0 \cdot 25/1{,}50 = 16{,}67$ N/mm^2 = 1,67 kN/cm^2.

Potrebna armatura:

- Bezdimenzijske vrijednosti:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{900}{40 \cdot 50 \cdot 1{,}67} = 0{,}27\,; \quad \mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{40000}{40 \cdot 50^2 \cdot 1{,}67} = 0{,}24\,.$$

- Za izračunate se vrijednosti ν_{Ed} i μ_{Ed} iz dijagrama interakcije sa slike 5.62. očita vrijednost mehaničkog koeficijenta armiranja, ω = 0,22.
- Potrebna armatura iznosi:

$$A_{s1,req} = A_{s2,req} = \omega \cdot \left(f_{cd}/f_{yd}\right) \cdot b \cdot h = 0{,}22 \cdot \left(1{,}67/43{,}48\right) \cdot 40 \cdot 50 = 16{,}9\ \text{cm}^2\,.$$

- Ukupna potrebna armatura iznosi: $A_{s,tot} = A_{s1,req} + A_{s2,req} = 16{,}9 + 16{,}9 = 33{,}8\ \text{cm}^2$.

Minimalna armatura:

- $A_{s,min} = 4\phi 12 = 4{,}52$ cm^2
- $A_{s,min} = 0{,}15 \cdot N_{Ed}/f_{yd} = 0{,}15 \cdot 900/43{,}48 = 3{,}1$ cm^2
- $A_{s,min} = 0{,}003 \cdot A_c = 0{,}003 \cdot 40 \cdot 50 = 6{,}0$ cm^2 – mjerodavno.

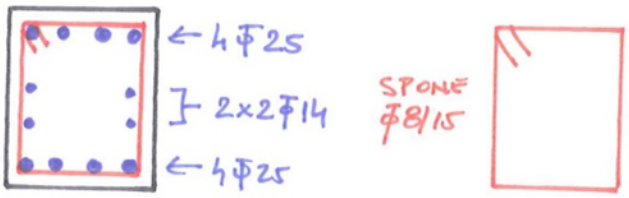
Maksimalna armatura:

- $A_{s,max} = 0{,}040 \cdot A_c = 0{,}040 \cdot 40 \cdot 50 = 80{,}0$ cm^2.

Odabrana armatura:

- uzdužna armatura: 4ϕ25 (vlak) + 4ϕ25 (tlak) + (2×2)ϕ14 (bočno) i spone: ϕ8/15 cm
- $A_{s1,prov} = A_{s1,prov} = 4\phi 25 = 19{,}64\ \text{cm}^2 > A_{s1,req} = A_{s2,req} = 16{,}9\ \text{cm}^2$
- $A_{s,min} = 6{,}0\ \text{cm}^2 < A_{s,prov} = 19{,}64 + 19{,}64 + 6{,}16 = 45{,}44\ \text{cm}^2 < A_{s,max} = 80{,}0\ \text{cm}^2$.

Skica armiranja presjeka:



Primjer 5.8. – proračun armature stupa postupkom prema Wuczkovskom

Zadano: Stup je pravokutnog poprečnog presjeka $b/h/d$ = 40/50/45 cm.
Beton je razreda C25/30, a armatura je od čelika kvalitete B500B.

Na presjek djeluju proračunska uzdužna tlačna sila N_{Ed} = 300 kN i moment savijanja M_{Ed} = 250 kNm (u ravnini paralelnoj s duljom stranicom).

Zadatak: Treba proračunati i odabrati uzdužnu armaturu stupa za uvjet da je $A_{s1} = 2 \cdot A_{s2}$ (β = 0,5).

Rješenje: *Proračunske čvrstoće materijala:*

- proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 220/1{,}15 = 191{,}3$ N/mm^2 = 19,13 kN/cm^2
- proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C = 0{,}85 \cdot 20/1{,}50 = 11{,}33$ N/mm^2 = 1,13 kN/cm^2

Provjera uvjeta kada je postupak prema Wuczkovskom prihvatljiv:

1. uvjet: $\nu_{Ed} = \dfrac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \le 0{,}3 \rightarrow \nu_{Ed} = \dfrac{300}{40 \cdot 45 \cdot 1{,}67} = 0{,}10 \le 0{,}3$ - u redu

2. uvjet: $e = \dfrac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \ge \left(\dfrac{h}{2} - d_1\right) \rightarrow e = \dfrac{25000}{300} = 83\,\text{cm} \ge \left(\dfrac{50}{2} - 5\right) = 20\,\text{cm}$ - u redu.

Postupak prema Wuczkovskom prihvatljiv je za dimenzioniranje poprečnog presjeka.

Proračun povećanog momenta savijanja:

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed}\left(d - h/2\right) = 250 + 300 \cdot \left(0{,}45 - 0{,}50/2\right) = 310 \text{ kNm.}$$

Potrebna armatura:

Bezdimenzijski koeficijent momenta savijanja jest:

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{31000}{40 \cdot 45^2 \cdot 1{,}67} = 0{,}229\,.$$

Iz tablice 5.4. za $\mu_{Ed} = 0{,}229$ očita se isti ili prvi veći μ_{Rd} i pripadni ζ , ξ i ω.

Tako je za ovaj primjer iz tablice za $\mu_{Rd} = 0{,}236$: $\zeta = 0{,}879$, $\xi = 0{,}292$ i $\omega = 0{,}236$.

Provjerava se provodi li se dimenzioniranje za slučaj 1. ili slučaj 2., tj. je li potrebna tlačna armatura: $\xi = 0{,}292 < \xi_{lim} = 0{,}45 \rightarrow M_{Eds} < M_{Rd,lim} \rightarrow$ slučaj 1.

Potrebna ploština vlačne armature iznosi:

$$A_{s1,req} = \frac{M_{Eds}}{(\zeta \cdot d) \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{31000}{(0{,}879 \cdot 45) \cdot 43{,}48} - \frac{300}{43{,}48} = 11{,}12\ \text{cm}^2.$$

Potrebna ploština tlačne armature iznosi: $A_{s2,req} = 0{,}5 \cdot A_{s1,req} = 0{,}5 \cdot 11{,}12 = 5{,}56\ \text{cm}^2$.

Minimalna armatura:

- $A_{s,min} = 4\phi 12 = 4{,}52\ \text{cm}^2$
- $A_{s,min} = 0{,}15 \cdot N_{Ed}/f_{yd} = 0{,}15 \cdot 300/43{,}48 = 1{,}03\ \text{cm}^2$
- $A_{s,min} = 0{,}003 \cdot A_c = 0{,}003 \cdot 40 \cdot 50 = 6{,}0\ \text{cm}^2$ – mjerodavno.

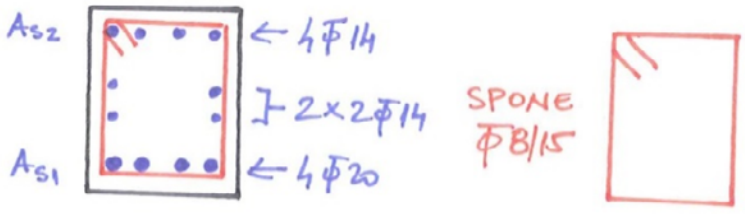
Maksimalna armatura:

- $A_{s,max} = 0{,}040 \cdot A_c = 0{,}040 \cdot 40 \cdot 50 = 80{,}0\ \text{cm}^2$.

Odabrana armatura:

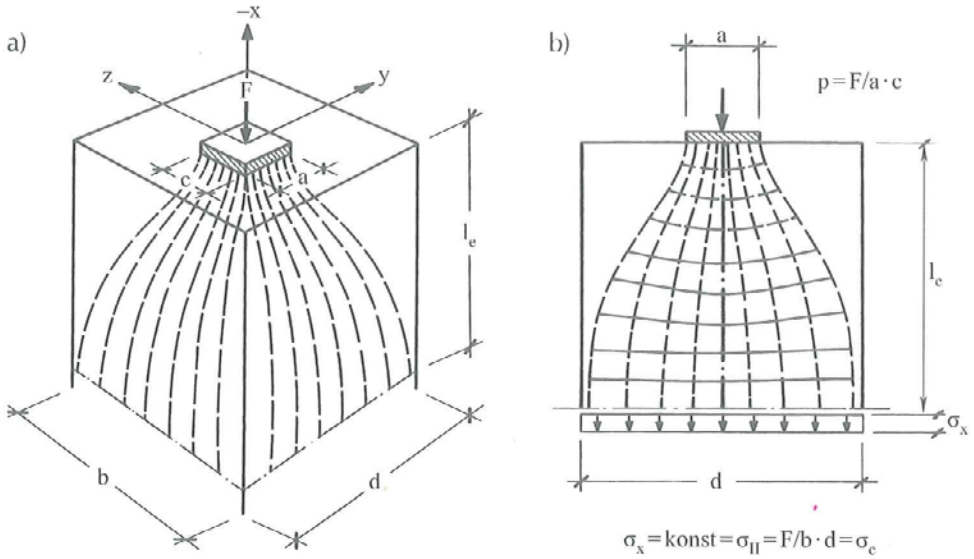
- uzdužna armatura: 4ϕ20 (vlak) + 4ϕ14 (tlak) + (2×2)ϕ14 (bočno) i spone: ϕ8/15 cm
- $A_{s1,prov} = 4\phi 20 = 12{,}56\,\text{cm}^2 > A_{s1,req} = 11{,}12\,\text{cm}^2$
- $A_{s2,prov} = 4\phi 14 = 6{,}16\,\text{cm}^2 > A_{s2,req} = 5{,}56\,\text{cm}^2$
- $A_{s,min} = 6{,}0\,\text{cm}^2 < A_{s,prov} = 12{,}46 + 6{,}16 + 6{,}16 = 24{,}78\,\text{cm}^2 < A_{s,max} = 80{,}0\,\text{cm}^2$.

Skica armiranja presjeka:



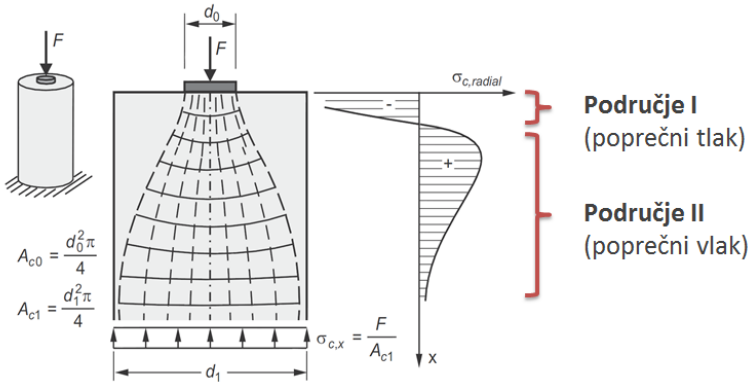
5.2.7. Dimenzioniranje na lokalno tlačno naprezanje

Problematika lokalnog tlačnog naprezanja prisutna je u slučajevima opterećivanja velikim tlačnim silama na razmjerno malu plohu betonskog elementa kako je prikazano na slici 5.66.



Slika 5.66. *Lokalno tlačno naprezanje: a) aksonometrijski prikaz širenja opterećenja, b) trajektorije glavnih vlačnih i tlačnih naprezanja*

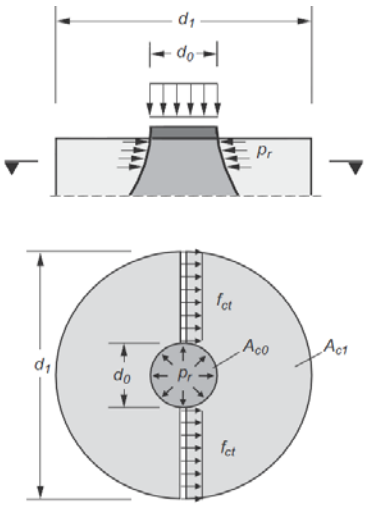
Veliko tlačno opterećenje s male plohe ($a \times c$) širi se na geometrijski sličnu plohu rasprostiranja s tim da je ta ploha ograničena vanjskim rubom elementa ($b \times d$). Pored tlačnih naprezanja u horizontalnim ravninama zbog širenja područja opterećenja, odnosno površine na kojoj je tlačno naprezanje u horizontalnim ravninama, pojavljuju se naprezanja okomito na smjer djelovanja opterećenja. S obzirom na naprezanja koja se u vertikalnoj ravnini pojavljuju okomito na smjer djelovanja opterećenja (radijalna naprezanja), razlikuju se dva različita područja (slika 5.67.): a) područje I i b) područje II.



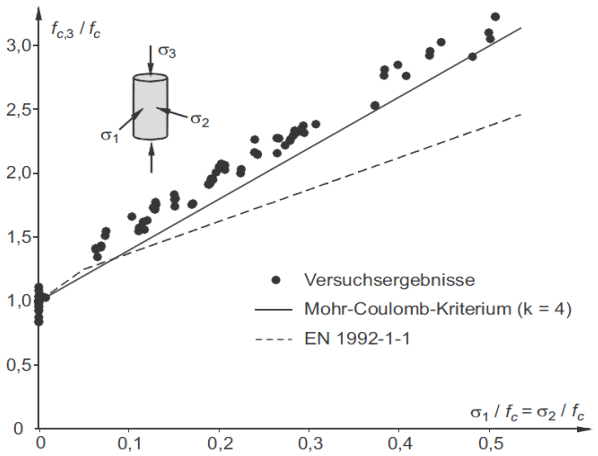
Slika 5.67. *Prikaz područja stanja naprezanja u betonskom elementu uslijed lokalnog tlaka*

a) Područje I nalazi se neposredno ispod plohe opterećenja u kojem se beton nalazi u dvoosnom ili troosnom stanju naprezanja (slika 5.68.-*a*). Kada tlačno opterećenje djeluje na maloj površini, u betonu ispod te površine pojavljuju se vertikalne (uzdužne) deformacije, ε_u, tj. beton ispod opterećene površine želi se stisnuti. Međutim, svaki materijal pa tako i beton, kada se stišće uslijed nekog opterećenja, ima potrebu za širenjem, tj. postojanje uzdužnih deformacija rezultira i postojanjem poprečnih deformacija ($\varepsilon_p = \nu \cdot \varepsilon_u$). Međutim, okolna masa betona onemogućuje to širenje, tj. onemogućava slobodno širenje i razvoj bočnih deformacija. Onemogućavanje širenje betona u zoni ispod opterećene površine rezultira bočnim (radijalnim) tlačnim naprezanjima kako je prikazano na slici 5.68.-*a*. U poglavlju 4.1.9. opisano je ponašanje betona izloženog višeosnom tlačnom stanju naprezanja. Na slici 5.68.-*b* vidljivo je da tlačna čvrstoća betona raste s prirastom bočnog tlaka. Stoga beton u tom području može prihvatiti veća tlačna

naprezanja nego je tlačna čvrstoća određena jednoosnim ispitivanjem na valjku, f_c. To znači da beton u tom području ima karakterističnu tlačnu čvrstoću, $f_{ck,c}$, od karakteritične tlačne čvrstoće betona, f_{ck}, istog razreda betona.



a) Naprezanja u području I: a) opasnost od drobljenja i b) opasnost od cijepanja i odlamanja



b) Dijagram povećanja tlačne čvrstoće betona u ovisnosti o povećanju bočnog pritiska (troosno stanje betona)

Slika 5.68. *Prikaz stanja naprezanja u području I i ponašanja betona pri višeosnom stanju naprezanja*

Kako se u tom području pojavljuju velika tlačna naprezanja, postoji opasnost od sljedećeg:

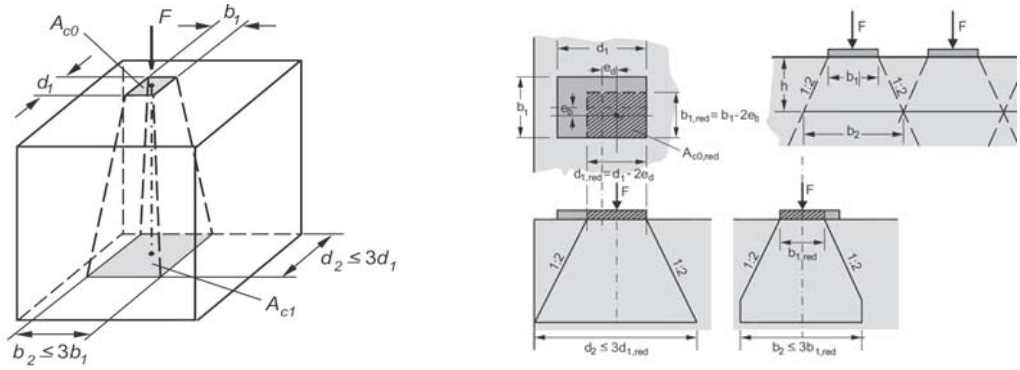
- drobljenja betona zbog prekoračenja povećane višeosne tlačne čvrstoće, f_{cc}
- cijepanja i odlamanja gornjeg dijela betonskog elementa uslijed poprečnih vlačnih naprezanja (slika 5.68.-*a*).

Dakle, granično stanje nosivosti betonskog elementa određeno je drobljenjem betona povećane čvrstoće te cijepanjem i odlamanjem gornjeg dijela betonskog elementa. Ograničavajući mogućnost nastanka navedenih graničnih stanja, definiran je sljedeći uvjet nosivosti:

$$E_d \le R_d \quad \rightarrow \quad F_{Ed} \le F_{Rd} = A_{c0} \cdot f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \le 3{,}0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \qquad (5.117.)$$

gdje je F_{Rd} – proračunska tlačna sila koja djeluje na lokalnu tlačnu silu; F_{Rd} – proračunska otpornost elementa na lokalnu tlačnu silu; f_{cd} – proračunska (jednoosna) tlačna čvrstoća betona; A_{c0} – ploština površine na koju djeluje opterećenje; A_{c1} – maksimalna ploština na koju se rasprostire opterećenje.

Maksimalna ploština na koju se rasprostire opterećenje, A_{c1}, određena je nagibom rasprostiranja 1:2 s tim da je ograničena na to da dimenzije ne mogu biti više od tri puta veće od dimenzija površine na koju djeluje opterećenje (slika 5.69.).

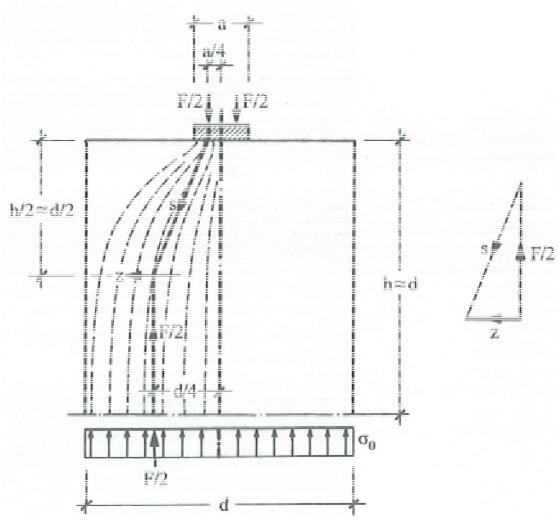


Slika 5.69. *Prikaz rasprostiranja opterećenja i način određivanja površine A_{c1}*

Iz izraza (5.117.) vidljivo je da je radi troosnog stanja naprezanja dopušteno višestruko (do tri puta) veće naprezanje nego u tlačno naprezanim konstrukcijskim elementima u kojima se računa s jednoosnim stanjem naprezanja.

Područje II područje je ispod područja I i u njemu se zbog skraćenja tlačnog naprezanja pojavljuju poprečna naprezanja (slike 5.67. i 5.70.).

Na slici 5.70. prikazan je tijek tlačnih naprezanja s približnim prijenosom rezultantne sile koja djeluje na jednu polovicu plohe opterećenja, a prikazana je kosom silom *S*. Ta se sila razlaže na vertikalnu silu *F*/2 i horizontalnu silu *Z*. Upravo ta horizontalna komponenta, *Z*, uzrokuje opasnost od cijepanja u promatranoj vertikalnoj ravnini. Ta opasnost postoji u svim vertikalnim ravninama, no dovoljno je spomenute vlačne sile preuzeti u dvjema međusobno okomitim ravninama.



Slika 5.70. *Približni prikaz prijenosa polovice ukupne sile i nastanak cijepanja u području II*

Na temelju teorijskih i eksperimentalnih ispitivanja utvrđeno je da se za nagib rezultante kose tlačne sile može usvojiti vrijednost:

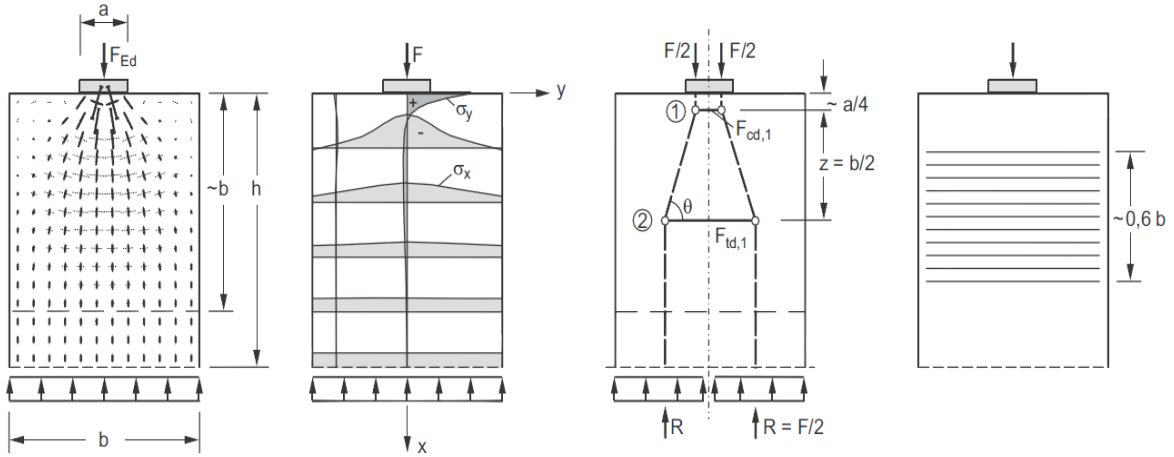
$$\cot\theta = \frac{b/4 - a/4}{z} = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{a}{b}\right) \qquad (5.118.)$$

gdje su pojedine vrijednosti prikazane na proračunskom modelu na slici 5.71.-*c*.

Stoga se iznos horizontalne vlačne sile koja uzrokuje cijepanje, $F_{td,1}$, može odrediti izrazom:

$$F_{td,1} = \frac{F_{Ed}}{2}\cot\theta = \frac{F_{Ed}}{4}\left(1 - \frac{a}{b}\right) \qquad (5.119.)$$

gdje je F_{Rd} – proračunska tlačna sila koja djeluje na lokalnu tlačnu silu; $F_{td,1}$ – rezultirajuća proračunska horizontalna vlačna sila koja uzrokuje cijepanje; a – dimenzija površine koja se opterećuje; b – odgovarajuća dimenzija površine na koju se rasprostire opterećenje ($b_{max} = 3{,}0 \cdot a$).



a) glavna naprezanja *b) naprezanja σ_x i σ_y* *c) štapni model* *d) armatura*

Slika 5.71. *Prikaz razvoja modela proračuna horizontalne sile koja uzrokuje cijepanje betonskog elementa u području II*

Kako bi se spriječilo granično stanje cijepanjem uslijed sile $F_{td,1}$, potrebno je postaviti poprečnu armaturu u visini $\approx 0{,}6 \cdot b$ prema slici 5.71.-*d*.

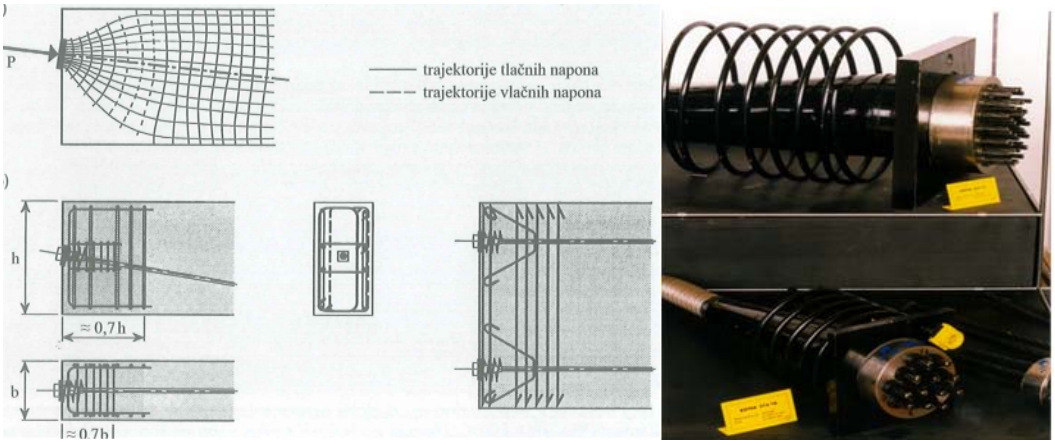
Potrebna vlačna armatura, $A_{s,t}$, određuje se na temelju uvjeta nosivosti u kojem nosivost poprečne armature mora biti veća od vlačne sile koja uzrokuje cijepanje, $F_{td,1}$.

$$E_d \le R_d \quad \rightarrow \quad F_{td,1} \le F_{Rd,s} = A_{s,t} \cdot f_{yd} \,. \tag{5.120.}$$

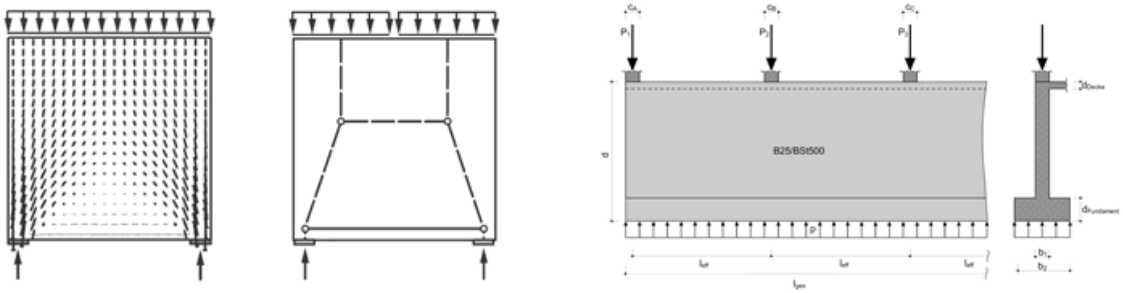
Izraz za određivanje potrebne površine vlačne armature za osiguranje cijepanja na osnovu lokalne tlačne sile, F_{Ed}, dobije se iz izraza (5.119.) i (5.120.) i glasi:

$$A_{s,t} \ge \frac{F_{td,1}}{f_{yd}} = \frac{F_{Ed}}{4 \cdot f_{yd}} \left(1 - \frac{a}{b}\right). \tag{5.121.}$$

Tipični slučajevi naprezanja velikim lokalnim tlačnim opterećenjima jesu na mjestima unošenja sile prednapinjanja i oslonca zidnih nosača pa u takvim slučajevima treba predvidjeti i odgovarajuću dodatnu armaturu (slika 5.72.).



a) lokalna tlačna naprezanja kod prednapinjanja s prikazom armature za osiguranje cijepanja

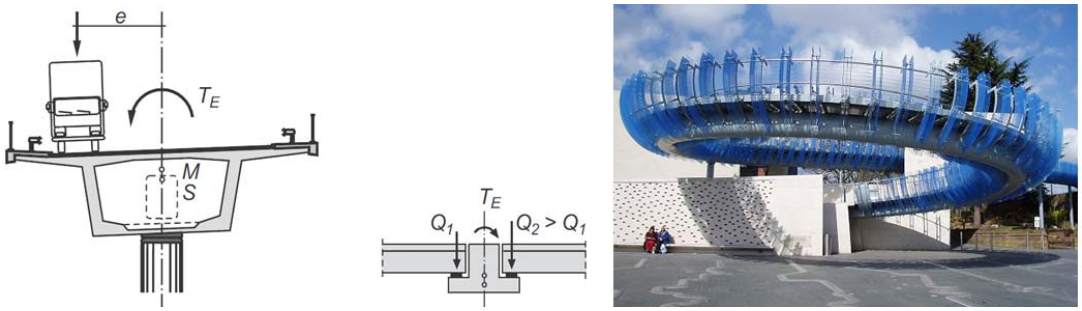


b) lokalna tlačna naprezanja prisutna kod unosa sila sa zidnog nosača u oslonce

Slika 5.72. *Prikaz situacija kada je prisutan problem lokalnih tlačnih naprezanja*

5.2.8. Dimenzioniranje na torziju

Torzijska naprezanja u konstrukcijskim elementima nastaju kada linija opterećenja ne odgovara uzdužnoj osi presjeka ili u slučaju zakrivljenih nosača kao na slici 5.73.



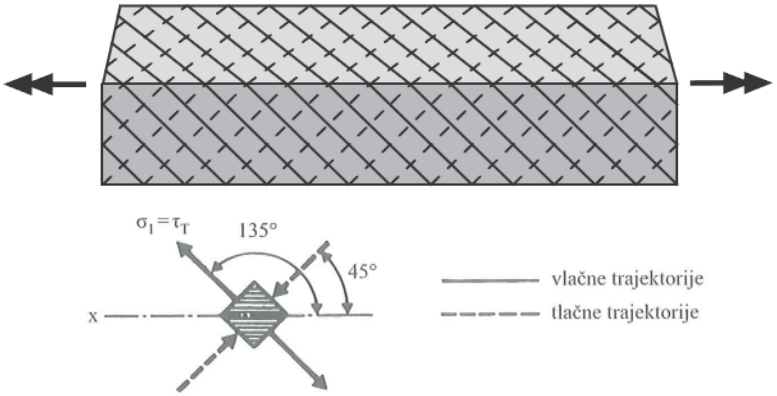
Slika 5.73. *Prikaz sitacija kada je prisutan problem lokalnih tlačnih naprezanja*

U ovom će se poglavlju prikazati problematika vezana za čistu ili jednoliku torziju kod koje se pojavljuju samo posmična naprezanja, a poprečni presjek duž osi zadržava isti oblik uz odgovarajuće uvijanje (torzijsku deformaciju). Kod čiste torzije vrijedi:

$$\sigma_{\mathrm{I}} = -\sigma_{\mathrm{II}} = \tau \tag{5.122.}$$

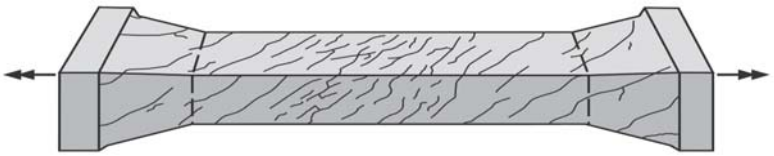
gdje su σ_{I} – glavna vlačna naprezanja; σ_{II} – glavna tlačna naprezanja; τ – posmična naprezanja uslijed torzije na element.

Prema tome, za čistu torziju trajektorije glavnih naprezanja imaju spiralan oblik kako je prikazano na slici 5.74. (slično kao kada se uvrne ručnik prilikom cijeđenja).



Slika 5.74. *Trajektorije glavnih naprezanja za slučaj čiste torzije*

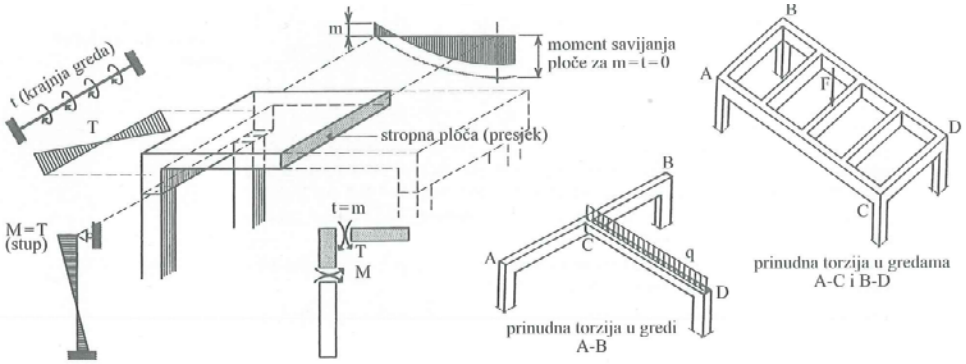
U tom slučaju za homogene i izotropne materijale naprezanja se mogu izračunati po metodama otpornosti materijala. Međutim, beton je materijal koji ima izrazito malu vlačnu čvrstoću. Stoga kod armiranobetonskih elemenata prilikom torzije dosta brzo dolazi do raspucavanja u elementu (slika 5.75.) tako da metode otpornosti materijala za homogene i izotropne nisu više primjenjive jer se, kao i u slučaju opterećenja poprečnim silama, mijenja mehanizam prijenosa opterećenja. Za taj su slučaj predloženi posebni proračunski modeli (model zamjenske rešetke) koji će biti prikazani u ovom poglavlju.



Slika 5.75. *Slika pukotina armiranobetonskog elementa izloženog torziji*

U betonskim konstrukcijama pojavljuju se dvije vrste torzije:

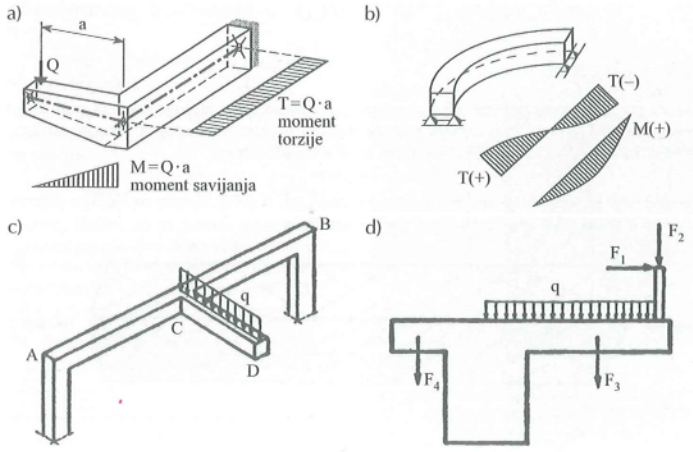
1) **Prinudna torzija ili torzija kompatibilnosti** koja nastaje kao rezultat spriječenih deformacija zbog monolitnog spoja između elemenata u statički neodređenim konstrukcijama opterećenim na savijanje (slika 5.76.). U tom slučaju momenti torzije nisu neophodni za ravnotežu sustava.



Slika 5.76. *Slika pukotina armiranobetonskog elementa izloženog torziji [1]*

U graničnom stanju element je dosta raspucao (naponsko stanje II) te dolazi do izrazitog smanjenja torzijske krutosti, tako da se torzija koja nastaje uslijed prinudnih deformacija može zanemariti. Prinudna torzija često se zove i sekundarna torzija i ona se za proračun graničnog stanja nosivosti može zanemariti, ali je sve elemente u konstrukciji u takvom sustavu moguće proračunati uz zanemarenje torzijske krutosti.

2) **Ravnotežna ili primarna torzija** koja nastaje u slučaju da je otpornost elementa na torziju uvjet ravnoteže sustava (slika 5.77.). U tom slučaju torzija na element djeluje istim intenzitetom i za stanje naprezanja I (neraspucali element) i za stanje naprezanja II (raspucali element). Sukladno tome proračun i dimenzioniranje na torziju jesu obavezni.



Slika 5.77. *Primjeri ravnotežne torzije: a) kod konzola, b) kod zakrivljenih greda, c) u elementu zbog ekscentričnog (torzijskog) opterećenja i d) u mostovskim nosačima zbog nesimetričnog opterećenja*

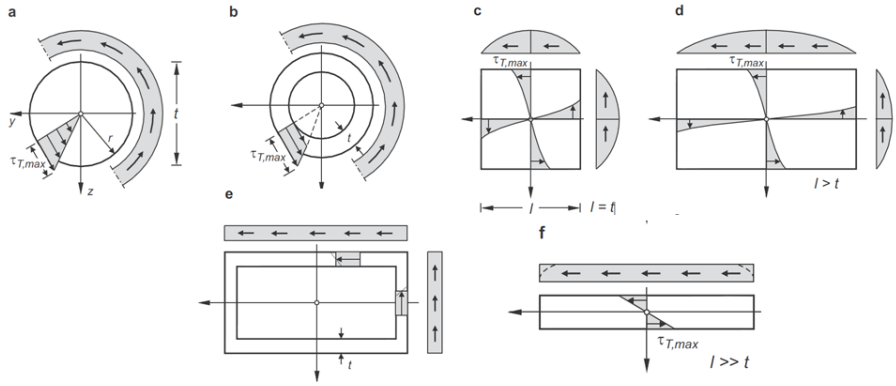
<u>Ponašanje betonskog elementa za stanje naprezanja I (neraspucali presjek)</u>

Posmična naprezanja u pojedinim presjecima proračunavaju se za homogeno stanje prema izrazima iz otpornosti materijala:

$$\tau_{\mathrm{T,max}} = \frac{T}{W_{\mathrm{T}}} \quad \text{i} \quad \vartheta = \frac{T}{GI_{\mathrm{T}}} \tag{5.123.}$$

gdje je T – moment torzije; $\tau_{\mathrm{T,max}}$ – posmično naprezanje u presjeku uslijed torzije; W_{T} – torzijski moment otpora; ϑ – kut uvijanja na jedinici duljine; I_{T} – torzijski moment tromosti; G – modul posmika; $G \cdot I_{\mathrm{T}}$ – torzijska krutost.

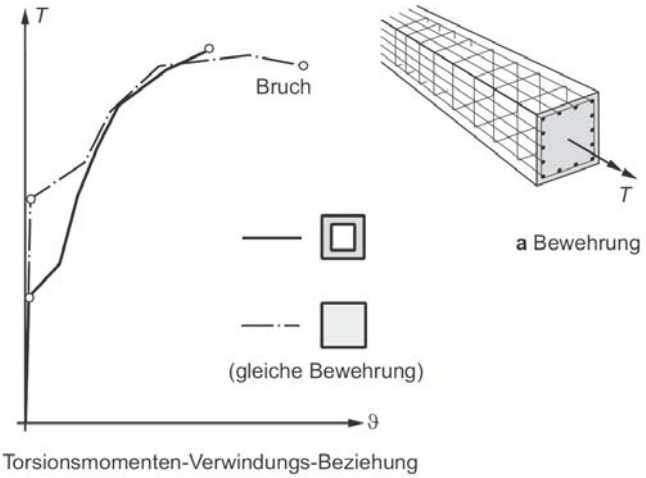
Na slici 5.78. prikazana je raspodjela posmičnih naprezanja za neke najuobičajenije poprečne presjeke. Kod kvadratnih i pravokutnih presjeka najveća su posmična naorezanja na polovici dulje stranice, dok se kod tankostijenih uspostavlja jednoličan posmični tok po obodu presjeka.



Slika 5.78. *Raspodjela posmičnih naprezanja uslijed torzije za pojedine presjeke: a) kružni, b) kružni cjevasti, c) kvadratni, d) pravokutni, e) pravokutni cjevasti i f) pločasti (tanki)*

Ponašanje betonskog elementa za stanje naprezanja II (raspucali presjek)

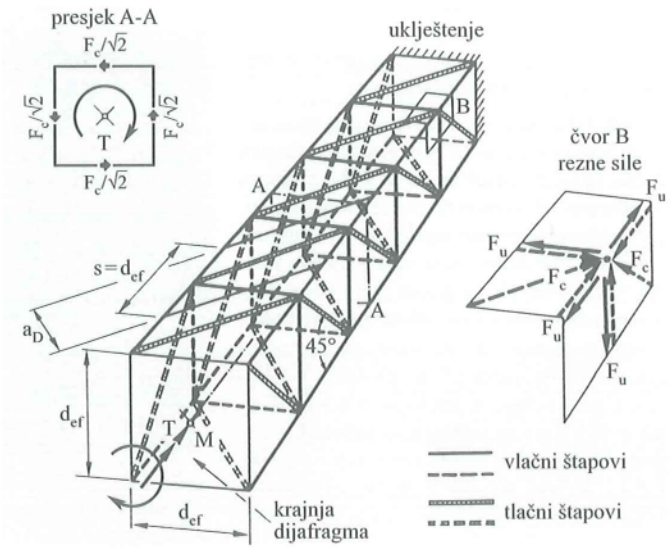
Također, tijekom ispitivanja ponašanja armiranobetonskih greda na poprečne sile 60-ih i 70-ih godina prošlog stoljeća u Stuttgartu i Zürichu provedena su brojna istraživanja ponašanja greda naprezanih na torziju. Navedena su istraživanja pokazala da bez obzira na to radi li se o punim ili šupljim (cjevastim) presjecima, samo relativno mala debljina armiranog betona uz vanjski rub preuzima moment torzije za slučaj raspucalog presjeka (stanje naprezanja II), što je vidljivo iz slike 5.78.



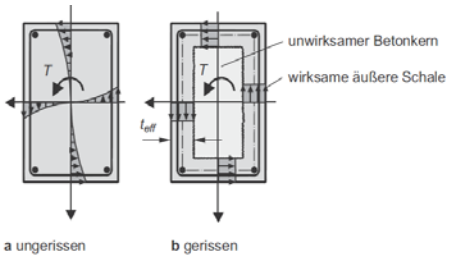
Slika 5.79. *Dijagram ovisnosti momenta torzije o kutu zaokreta za puni i cjevasti presjek*

Na temelju rezultata istraživanja proračunski model za torziju može se opisati ovako:

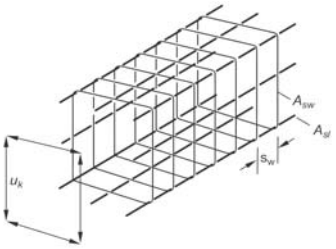
- Za poligonalni presjek prostorna se rešetka sastoji od ravnih rešetaka koje odgovaraju pojedinim stranicama poligona (slika 5.80.-*a*).
- Tlačne dijagonale koje se oblikuju u punim presjecima imaju ograničenu debljinu t_{eff} (slika 5.80.-*b*).
- Sile u betonskim tlačnim dijagonalama odgovaraju jednolikom posmičnom toku po opsegu presjeka.
- Uzdužna torzijska armatura usredotočena je na vrhove presjeka na srednjoj crti te oblikuje vlačne elemente prostorne rešetke.
- Poprečnu torzijsku armaturu čine stremeni smješteni po vanjskom opsegu presjeka.



a) model prostorne rešetke s tijekom tlačnih sila duž dijagonala [1]



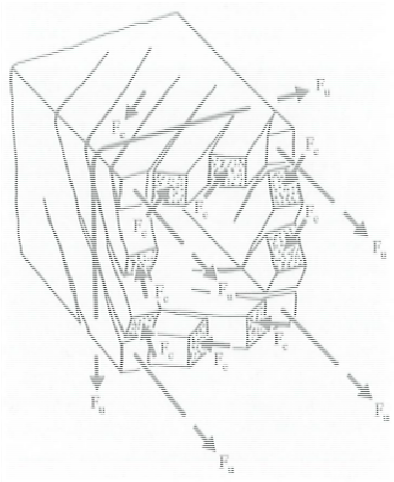
b) prikaz efektivne debljine raspucanog presjeka



c) armatura za preuzimanje torzije

Slika 5.80. *Pojednostavljeni proračunski model za torziju s prikazom efektivne debljine presjeka i armature za preuzimanje torzije*

Pojednostavljeno, proračunski model armiranobetonske grede sastoji se od 4 obodne rešetke (slične kao kod modela za proračun na poprečne sile) pri čemu su dijagonale od betona (tlačne dijagonale), vertikale čini poprečna armatura, a pojasnice čine uzdužna armatura i tlačne betonske pojasnice.



Slika 5.81.*Presjek raspucale AB grede opterećene momentom torzije [1]*

Na slici 5.81. prikazan je presjek raspucale grede opterećene torzijom i to u obliku zubaca s jasnim prikazom doprinosa pojedinih komponenti prostorne rešetke.

Pomoću navedenog modela, kao i kod proračuna na poprečne sile, moguće je jednostavno odrediti sile u pojedinim elementima prostorne rešetke kako je prikazano na slici 5.82.

U skladu sa slikom 5.82., vrijednosti proračunskih sila u pojedinim elementima prostorne rešetke mogu se odrediti iz sljedećih izraza:

- dijagonala: $$\left|F_{\mathrm{cd}}\right| = \frac{V_{\mathrm{Ed,T}}}{\sin\theta} \qquad (5.124.)$$

- pojasnice: $$F_{\mathrm{sld}} = \left|F_{\mathrm{cd}}\right| \cdot \cos\theta = V_{\mathrm{Ed,T}} \cdot \cot\theta \qquad (5.125.)$$

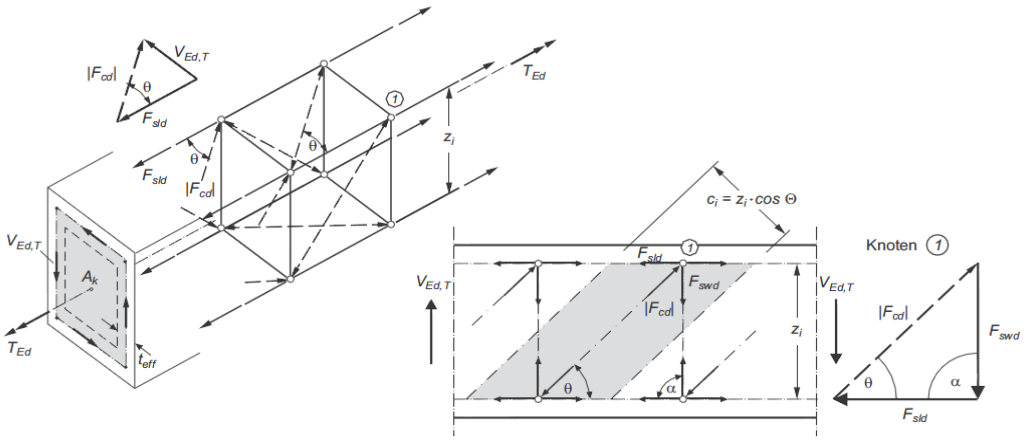
- vertikale: $$F_{\mathrm{swd}} = \left|F_{\mathrm{cd}}\right| \cdot \sin\theta = V_{\mathrm{Ed,T}} \qquad (5.126.)$$

Na temelju određenih sila u pojedinim elementima prostorne rešetke moguće je odrediti proračunska naprezanja i provesti naprezanje analogno kao kod prikaza proračuna poprečnih sila, pri čemu vrijedi:

- dijagonala: $$\left|F_{\mathrm{cd}}\right| = \sigma_{\mathrm{c,Ed}} \cdot t_{\mathrm{eff}} \cdot c_{\mathrm{i}} = \sigma_{\mathrm{c,Ed}} \cdot t_{\mathrm{eff}} \cdot z_{\mathrm{i}} \cdot \cos\theta \qquad (5.127.)$$

- pojasnice: $$F_{\mathrm{sld}} = \sigma_{\mathrm{sl,Ed}} \cdot \frac{A_{\mathrm{sl}}}{u_{\mathrm{k}}} \cdot z_{\mathrm{i}} \qquad (5.128.)$$

- vertikale: $$F_{\mathrm{swd}} = \sigma_{\mathrm{sw,Ed}} \cdot \frac{A_{\mathrm{sw}}}{s_{\mathrm{w}}} \cdot z_{\mathrm{i}} \cdot \cot\theta = \sigma_{\mathrm{sw,Ed}} \cdot a_{\mathrm{sw}} \cdot z_{\mathrm{i}} \cdot \cot\theta \qquad (5.129.)$$



.

Slika 5.82. *Prikaz proračunskog modela s postupkom određivanja sila u pojedinim elementima prostorne rešetke*

Na temelju prethodno prikazanog, uz određena poboljšanja modela, uvjet nosivosti u skladu s HRN EN 1992-1-1 može se napisati u obliku:

$$E_{\mathrm{d}} \le R_{\mathrm{d}} \rightarrow T_{\mathrm{Ed}} \le T_{\mathrm{Rd}} = \begin{cases} T_{\mathrm{Rd,c}} & \text{- nosivost betona bez poprečop armature} \\ T_{\mathrm{Rd,max}} & \text{- nosivost betonskih dijagonala} \\ T_{\mathrm{Rd,sl}} & \text{- nosivost uzdužne armature} \\ T_{\mathrm{Rd,sw}} & \text{- nosivost poprečop armature} \end{cases} \qquad (5.130.)$$

Svakako je važno imati u vidu da čista torzija koja je prikazana u ovom poglavlju gotovo nikada ne nastupa sama, već zajedno s poprečnom silom i savijanjem. Stoga se sile u tlačnim dijagonalama i pojasnicama te vertikalama zamjenskih proračunskih rešetki zbrajaju s utjecajima poprečne sile i savijanja. To se najčešće provodi na način da se nosač proračuna posebno za savijanje, za poprečnu silu i posebno za torziju. Nakon toga se potrebna poprečna i uzdužna armatura zbraja uz kontrolu nosivosti maksimalnih vrijednosti dopuštenih sila (obično je to vezano za slom tlačnih dijagonala na način:

$$\frac{T_{\mathrm{Ed}}}{T_{\mathrm{Rd,max}}}+\frac{V_{\mathrm{Ed}}}{V_{\mathrm{Rd,max}}}\le 1{,}0 \qquad (5.131.)$$

Kako je torzija razmjerno rijetka pojava u betonskim konstrukcijama, a posebno u zgradarstvu, u ovom kolegiju se ne obrađuje praktični postupak proračuna te se neće prikazati izrazi za proračun pojedinih otpornosti kao i način na koji se određuju poprečna i uzdužna armatura.

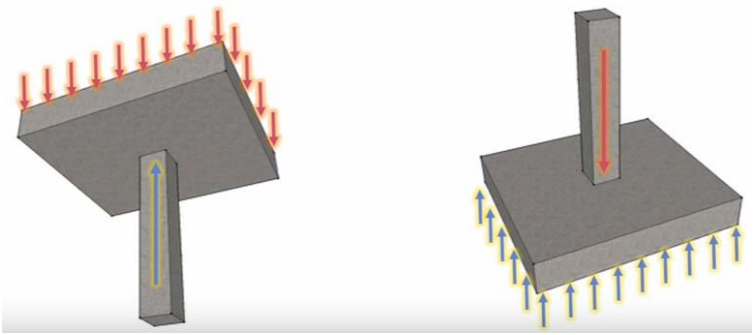
5.2.9. Dimenzioniranje na proboj

Kada koncentrirana sila kao reakcija stupa ili koncentrirani teret djeluje okomito na srednju ravninu ploče na maloj ploštini (ploština opterećenja, A_{load}), potrebno je provjeriti sigurnost od iznenadnog sloma prodorom kroz ploču. Taj se tip sloma naziva ***proboj ploče*** i u prošlosti je bilo dosta urušavanja stropnih ploča uslijed zanemarenja tog problema, što se može vidjeti na fotografijama na slici 5.83.



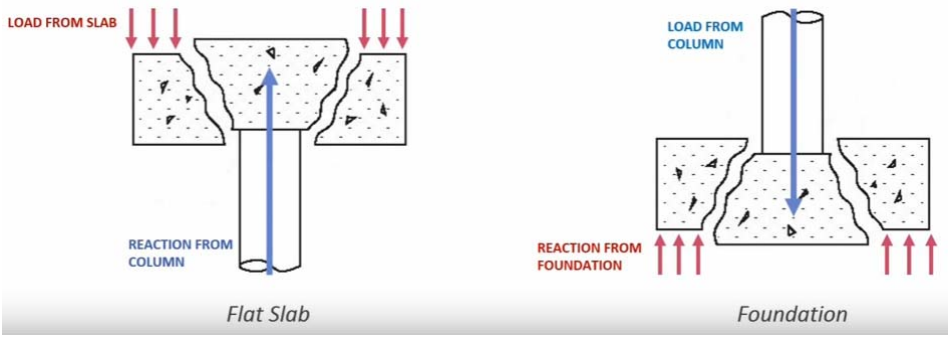
Slika 5.83. *Fotografije proboja stropnih ploča garaža*

Oblik opterećenja ploča velikim koncentriranim silama na razmjerno malim ploštinama susreće se redovito kod stropnih ploča koje su izravno (bez greda) oslonjene na stupove, zatim kod temeljnih stopa i temeljnih ploča te u slučaju velikih koncentriranih sila koje opterećuju ploču, kao npr. od teških vozila, dizalica ili opterećenja krovne konstrukcije i sl. (slika 5.84.).



Slika 5.84. *Mogućnost proboja kod izravnog oslanjanja stropne ploče na stupove i temeljne ploče*

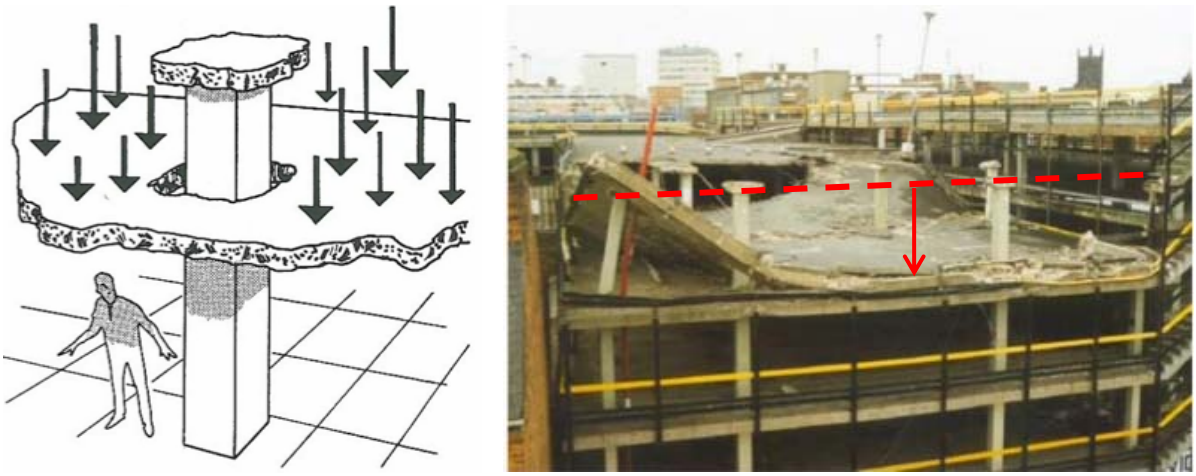
Do sloma u pravilu dolazi formiranjem probojnog stošca kao rezultata prekoračenja vlačne čvrstoće betona uslijed glavnih vlačnih naprezanja (slika 5.85.).



Slika 5.85. *Proboj ploče nastaje formiranjem probojnog stošca uslijed prekoračenja vlačne čvrstoće*

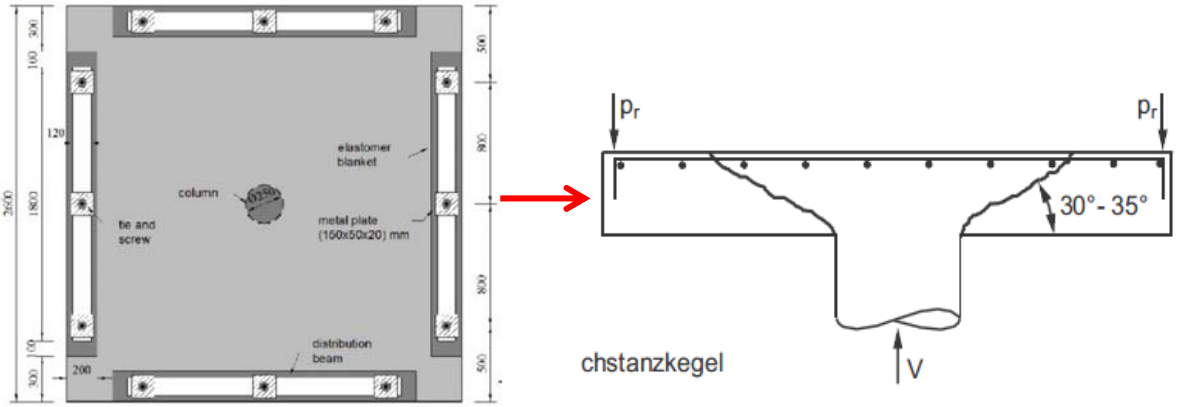
<u>Ponašanje armiranobetonske ploče pri opterećenju koncentriranom silom do sloma</u>

Problem proboja ploča izrazito je složen problem koji rezultira iznenadnim slomom (bez najave) konstrukcijskog elementa s velikom materijalnom štetom i ljudskim žrtvama. Jednostavno zamislite da nastankom proboja stropna ploča iznenada pada i zdrobi sve što je ispod nje (slika 5.86.).



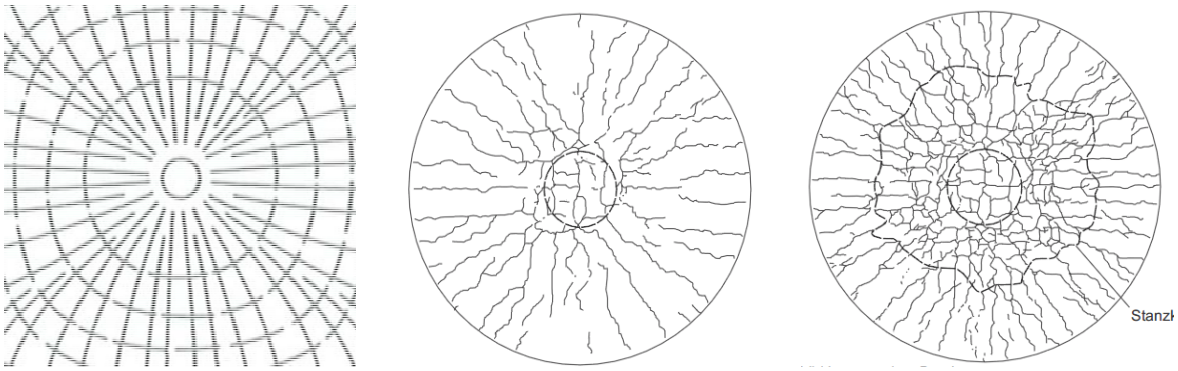
Slika 5.86. *Primjer ozbiljnosti urušavanja stropne konstrukcije uslijed proboja*

U svrhu sagledavanja tog problema u proteklih 50-ak godina provedena su brojna teorijska i eksperimentalna istraživanja ponašanja armiranobetonske ploče pri opterećenju koncentriranom silom sve do sloma. Najveći broj pokusa proveden je na način da je simulirano ponašanje pripadnog segmenta stropne ploče oslonjene izravno na kružni stup pri čemu se vertikalno opterećenje simuliralo linijskim jednolikim opterećenjem, p_r, po rubu segmenta ploče (slika 5.87.).



Slika 5.87. *Primjer uzorka sa shemom opterećivanja kod ispitivanja ponašanja ploče na proboj*

Uslijed opterećenja u ploči u području uz stup nastaju negativni glavni momenti savijanja koji rezultiraju vlačnim naprezanjem u gornjem području ploče. U naponskom stanju I, tj. prije pojave pukotina, trajektorije glavnih momenata imaju oblik koncentriranih kružnica sa središtem u osi stupova i radijalnih pravaca koji prolaze kroz to središte (slika 5.88.-*a*).



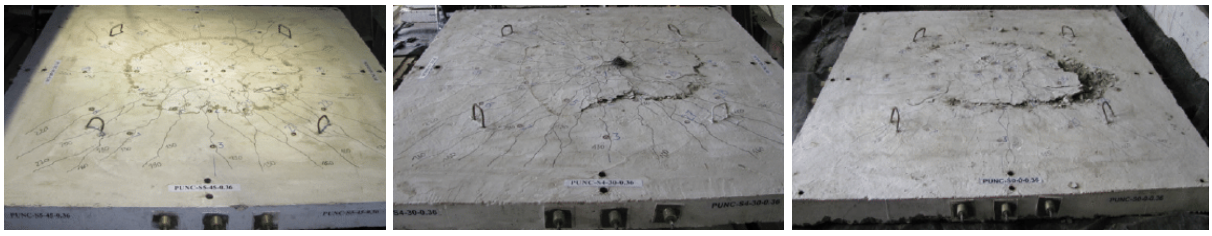
a) trajektorije glavnih momenata savijanja (stanje I)

b) pukotine pri opterećenju u uporabi (stanje II)

c) pukotine pri slomnom opterećenju (stanje III)

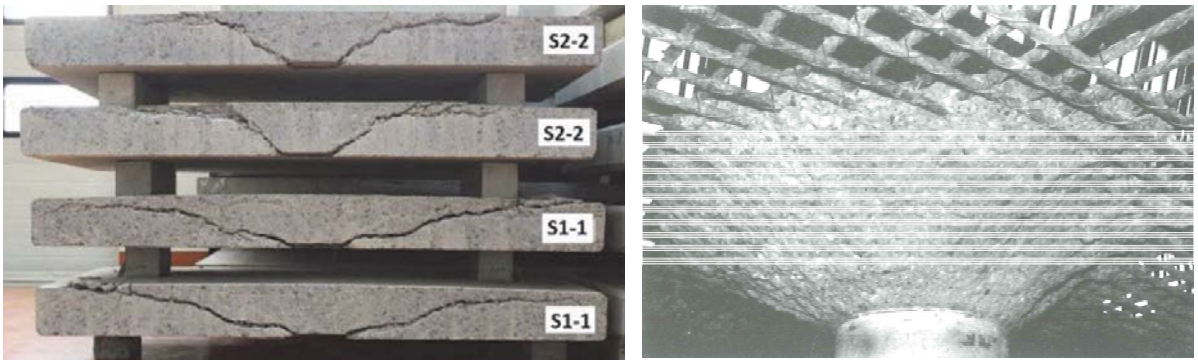
Slika 5.88. *Primjer uzorka sa shemom opterećivanja kod ispitivanja ponašanja ploče na proboj*

Povećanjem opterećenja na stropnu ploču uslijed momenata savijanja, uslijed prekoračenja vlačnih naprezanja, u ploči se formiraju pukotine u smjeru tangencijalnih pravaca, prikazane na slici 5.88.-*b*. Takav oblik pukotina odgovara opterećenju pri uporabi i pregledom stropnih ploča izvedenih građevina redovito se mogu uočiti ovakve pukotine. Te su pukotine rezultat isključivo savijanja ploče i prekoračenja vlačne čvrstoće betona uslijed momenata savijanja. Daljnjim povećanjem opterećenja prvo nastaje kružna pukotina oko stupa, koja je još uvijek rezultat djelovanja radijalnog momenata savijanja. Nakon nastanka prve kružne pukotine oko stupa daljnjim povećanjem opterećenja nastaje niz radijalnih pukotina uzrokovanih tangencijalnim momentima savijanja. Daljnjim povećanjem opterećenja radijalne pukotine se povećavaju i progušćuju sve dok ne nastane konačna pukotina koja definira slomnu plohu u obliku krnjeg stošca (slika 5.88.-*c*).

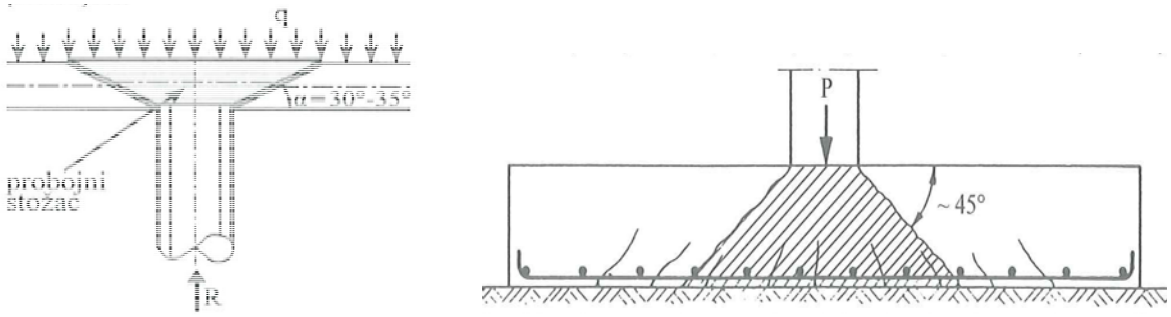


Slika 5.89. *Fotografije razvoja pukotina i nastanka glavne radijalne pukotine pri slomu*

Kao što je rečeno, granično stanje definira nastanak slomne plohe u obliku krnjeg stošca prikazanog na slici 5.90. Nagib izvodnica tog stošca kod jednoliko opterećene stropne ploče iznosi 30 - 35° (slika 5.91.-*a*) dok kod temeljnih stopa i ploča, kod kojih je reaktivno opterećenje koncentrirano izravno ispod stupa, iznosi oko 45°(slika 5.91.-*b*).



Slika 5.90. *Fotografije slomne plohe u obliku krnjeg stošca pri proboju ploče*



a) nagib kod stropnih ploča jest 30°- 35° *b) nagib kod temeljnih stopa i ploča jest 45°*

Slika 5.91. *Nagib izvodnica slomne plohe krnjeg stošca*

Navedeni nagibi slomne plohe u obliku krnjeg stošca vrijede za ploče koje nemaju postavljenu poprečnu armaturu. Postojanje poprečne armature smanjuje nagib slomne plohe pa se tako kod stropnih ploča kreće od 15° do 35°, što je vidljivo na slici 5.90. (lijevo) gdje gornje plohe odgovaraju elementima bez poprečne armature, a donje plohe odgovaraju elementima s poprečnom armaturom.

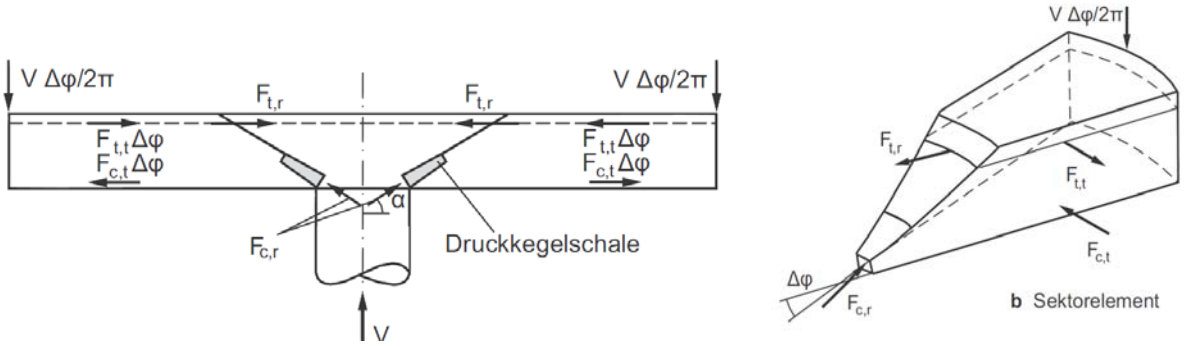
S obzirom na način sloma, kod ploča bez poprečne armature može se definirati sljedeći model sloma prikazan na slici 5.92. gdje jest:

$F_{t,t}$ – vlačna sila u tangencijalnoj vlačnoj armaturi u gornjoj zoni uslijed savijanja okomito na radijalne pukotine

$F_{c,t}$ – odgovarajuća tangencijalna tlačna sila u betonu

$F_{t,r}$ – vlačna sila u radijalnoj armaturi u gornjoj zoni koja premoštava posmičnu pukotinu

$F_{c,r}$ – kosa tlačna sila koja je u ravnoteži s vlačnom silom od armature.



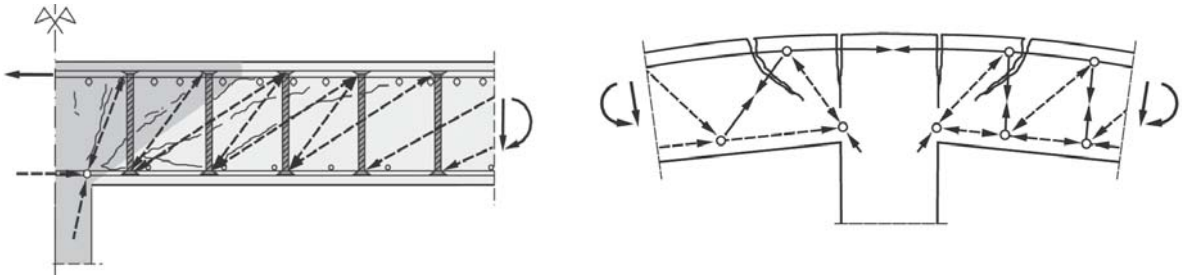
a) vertikalni presjek kroz stup i ploču *b) izdvojeni segment ploče*

Slika 5.92. *Nagib izvodnica slomne plohe krnjeg stošca*

Sama provjera na proboj sastoji se u provjeri glavnih vlačnih naprezanja koja uzrokuju nastanak slomne plohe. Kako kod ploča na mjestu stupa nema uzdužnih vanjskih naprezanja, u pravilu glavna vlačna naprezanja odgovaraju posmičnim naprezanjima na mjestu razvoja glavne radijalne pukotine koja definira plohu sloma. Također, iz prikazanog se modela vidi važna uloga vlačne armature u osiguravanju ravnoteže.

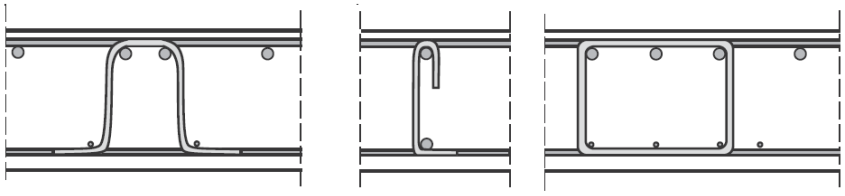
Odvajanje ploče od slomnog stošca dovodi do trenutačnog i potpunog rušenja ploče budući da nema poprečne armature koja bi to spriječila. Stoga se ploče izravno oslonjene na stupove u slučaju nepostojanja poprečne armature dimenzioniraju s povećanim koeficijentima sigurnosti na proboj. Dodatni razlozi povećanja koeficijenata sigurnosti jesu i mogući nepovoljni utjecaji u vezi s rasipanjem čvrstoće betona, nejednolikosti poprečnih sila po opsegu stupa, lokalnih pogrešaka u betonu i sl.

Povećanje otpornosti na proboj povećava se ugradnjom armature za preuzimanje poprečnih sila. Postojanje poprečne armature poboljšava model preuzimanja poprečnih sila pri proboju, što se vidi na slici 5.93., slično kao i kod proračuna na poprečne sile jer se formira prostorna rešetka.

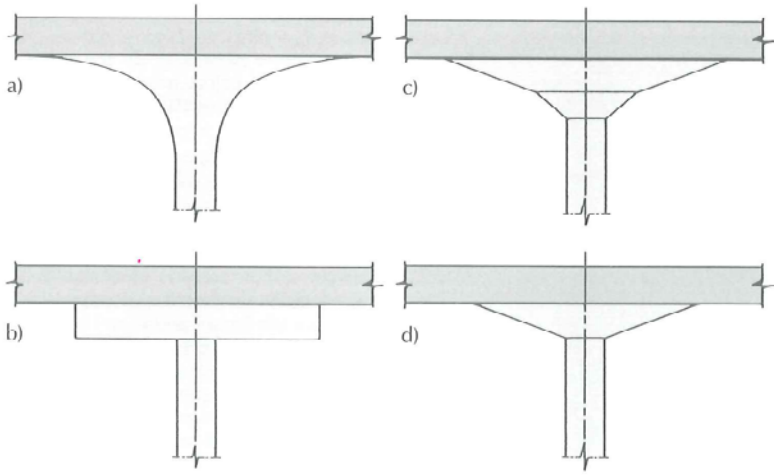


Slika 5.93 *Model ponašanja ploče pri proboju u slučaju postojanja poprečne armature – model rešetke koju čine tlačne dijagonale (beton) i vlačne vertikale ili dijagonale (poprečna armatura)*

Poprečna armatura za prihvat posmičnih naprezanja (probojna sila), tj. armatura za proboj, (slika 5.94.) treba biti usidrena za armaturu za savijanje (gornja i donja zona) što može biti problematično, a čini proces postavljanja armature znatno složenijim. Zato se načelno, kad god je to moguće, nastoji projektirati ploča bez poprečne (probojne) armature. Stoga se, u slučaju da je ploča pretanka da ne može prihvatiti silu proboja, preporuča predvidjeti pojačanje ploče oko stupova u obliku kapitela. Kapiteli mogu imati razne oblike, od hiperboličnih (idealno slijedi stvarnu raspodjelu posmičnih naprezanja) pa do znatno jednostavnijih koji su češće u uporabi (slika 5.95.). Izvedbom kapitela značajno se povećava otpornost na proboj budući da su glavna vlačna naprezanja uslijed posmične sile proboja proporcionalna debljini ploče, a osim toga, raste opseg presjeka djelovanja posmičnih naprezanja (Vidi postupak dimenzioniranja na proboj.).



Slika 5.94. *Izgled presjeka poprečne armature koja se postavlja oko stupa*

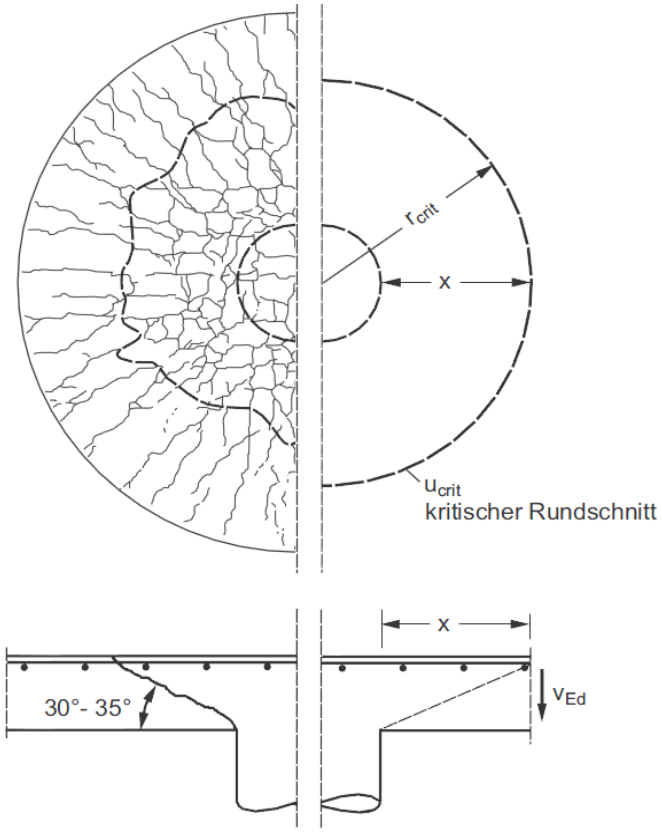


Slika 5.95. *Razni oblici kapitela: a) hiperbolični, b) konstantne debljine, c) obrada dvostruke krnje piramide, d) oblika krnje piramide [1]*

<u>Dimenzioniranje ploče na proboj</u>

U prošlosti je razvijen veliki broj različitih postupaka proračuna na proboj. Uglavnom su se razlikovali u pogledu udaljenosti kritičnog opsega od stupa na kojem se kontroliraju posmična naprezanja (ili posmične sile) uslijed proboja, a koja u pravilu odgovara udaljenosti nastanka kritične radijalne pukotine

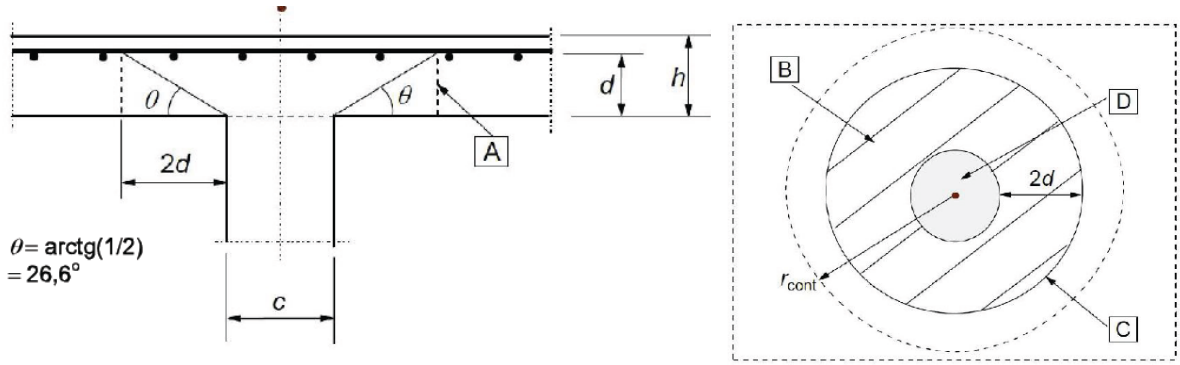
pri slomu na proboj (slika 5.96.). U ovom će se poglavlju prikazati osnove dimenzioniranja prema HRN EN 1992-1-1 koji je službeni postupak u Hrvatskoj.



a) stvarno ponašanje pri slomu *b) zamjenski proračunski model*

Slika 5.96. *Prikaz kritičnog opsega kao zamjenskog modela za radijalnu pukotinu koja definira slomnu plohu u obliku krnjeg stošca*

Model dimenzioniranja prema HRN EN 1992-1-1 pretpostavlja da se kritični opseg nalazi na udaljenosti $x = 2 \cdot d$ od stupa pri čemu je d – statička visina presjeka ploče (slika 5.97.).

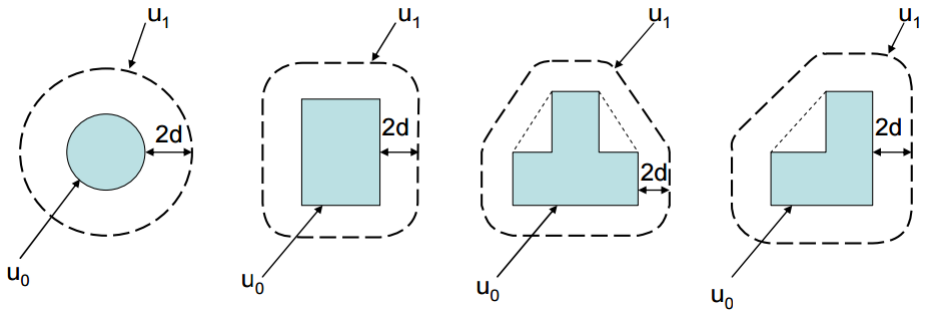


a) presjek *b) tlocrt*

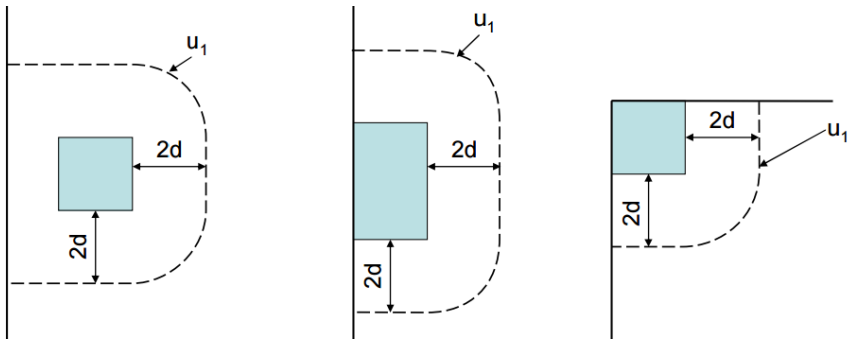
Slika 5.97. *Model provjere posmičnog proboja u graničnom stanju nosivosti prema HRN EN 1992-1-1*

Oznake na slici 5.97. jesu sljedeće: A – osnovni kontroli presjek (na udaljenosti $2 \cdot d$ od stupa); B – osnovna kontrolna ploština, A_{cont}; C – osnovni kontrolni opseg, u_1 (to je opseg osnovne kontrole ploštine); D – opterećena ploština (ploština presjeka stupa), A_{load}, čiji opseg ima oznaku u_0; r_{cont} – sljedeći kontrolni opseg; d – statička visina ploče koja se u pravilu određuje kao srednja vrijednost statičke visine za x i y smjer prema izrazu: $d = (d_x + d_y)/2$.

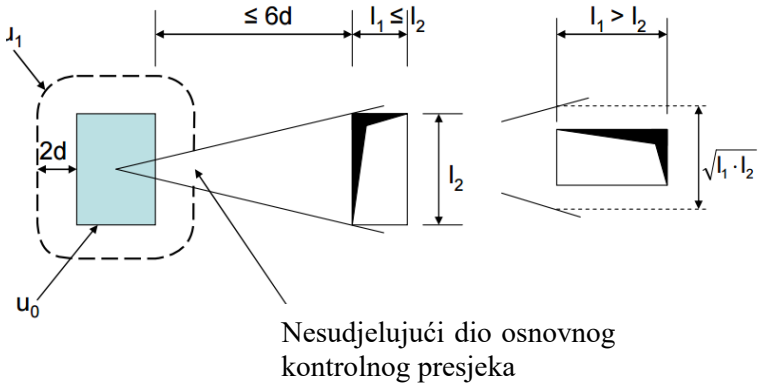
Za pojedine oblike poprečnog presjeka stupa izgled osnovnog kontrolnog presjeka i načina određivanja osnovnog kontrolnog opsega, u_1 te proračunskog opsega stupa, u_0, prikazan je na slici 5.98. Posebno pozoran treba biti ako se radi o rubnim ili kutnim stupovima, kao i o stupovima uz otvor, pri čemu se osnovni kontrolni opseg, u_1 i opseg stupa, u_0 bitno reduciraju u odnosu na slučaj kada je stup centričan (slike 5.99. i 5.100.).



Slika 5.98. *Tipični kontrolni opsezi opterećenih ploština*

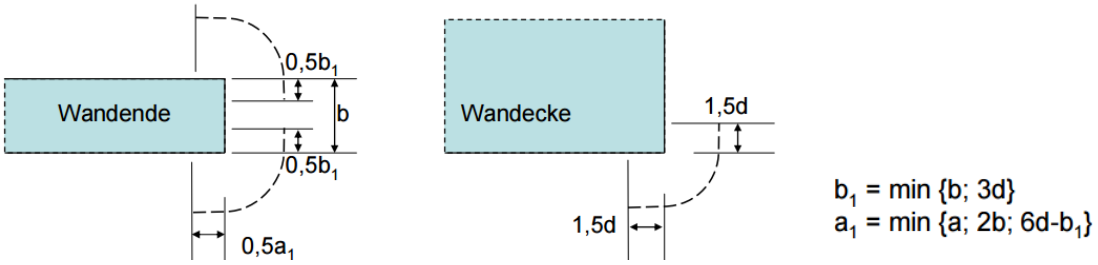


Slika 5.99. *Kontrolni opsezi opterećenih ploština u blizini ruba ili ugla ploče*



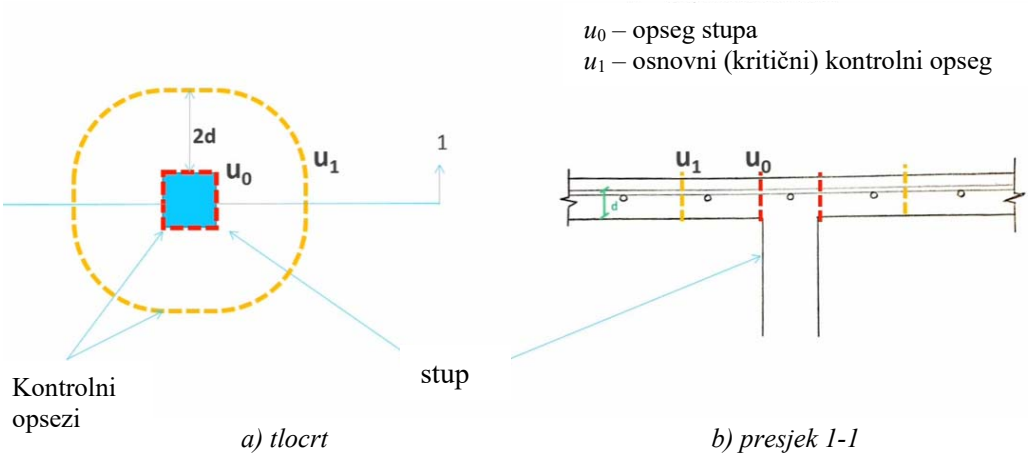
Slika 5.100. *Kontrolni opsezi u blizini otvora*

Proboj nije prisutan samo kod neposrednog oslanjanja ploče na stupove malog presjeka nego i kod neposrednog oslanjanja ploče na krajeve zidova. Na slici 5.101. prikazan je način određivanja osnovnog kontrolnog opsega, u_1 i sudjelujućeg opsega zida, u_0.



Slika 5.101. *Kontrolni opsezi na mjestu završetka i kuta zida*

Postupak proračuna proboja sličan je proračunu na poprečne sile. Temelji se prvenstveno na kontroli posmičnog naprezanja, v_{Ed}, na licu stupa, u_0 i na osnovnom (kritičnom) kontrolnom opsegu, u_1 (slika 5.102.).



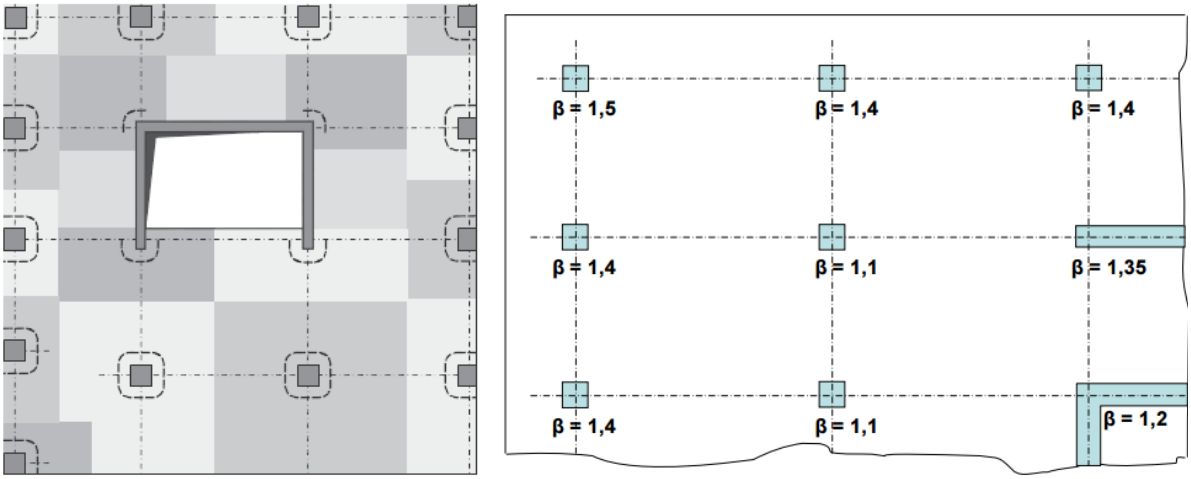
a) tlocrt *b) presjek 1-1*

Slika 5.102. *Kontrolni opseg u blizini otvora*

Na mjestu kontrolnog opsega, u_i, ovisno o tome koji se promatra, odredi se najveće posmično naprezanje, v_{Ed}, izrazom:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d} \qquad (5.132.)$$

gdje je v_{Ed} – najveće proračunsko posmično naprezanje na mjestu promatranog kontrolnog opsega (u N/mm^2); V_{Ed} – proračunska posmična (probojna) sila koja se za proračun stropova u zgradarstvu određuje svođenjem opterećenja s ploštine stropa koja pripada pojedinom stupu (A_{corr}) sukladno slici 5.103.-*a* ($V_{Ed} = q_{Ed} \cdot A_{corr}$); u_i – duljina kontrolnog opsega koji se promatra; d – srednja statička visina presjeka određena kao $d = (d_x + d_y)/2$; β – koeficijent kojim se uzima u obzir utjecaj ekscentričnosti sile proboja u odnosu na kontrolni opseg i vrijednosti za zgradarstvo te su dane na slici 5.103.-*b*.



a) prikaz sudjelujućih ploština - A_{corr} *b) približne vrijednosti koeficijenta β za ploče u zgradarstvu*

Slika 5.103. *Prikaz sudjelujućih ploština stropne ploče za određivanje posmične sile proboja i približne vrijednosti koeficijenta β*

Kod dimenzioniranja na proboj uvjet nosivosti presjeka zadovoljen je ako je proračunska vrijednost utjecaja, a to je u ovom slučaju posmično naprezanje, v_{Ed}, manja od odgovarajuće proračunske nosivosti, v_{Rd} ili jednaka njoj:

$$E_d \le R_d \rightarrow v_{Ed} \le v_{Rd} \qquad (5.133.)$$

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

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

$\boldsymbol{\nu_{Rd,max}}$ – proračunska vrijednost najveće otpornosti na posmični proboj uzduž promatranog kontrolnog presjeka. Ta vrijednost i u ovom slučaju predstavlja nosivost betonskih tlačnih dijagonala prikazanih na slikama 5.92. i 5.93.

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 $\boldsymbol{\nu_{Ed} \le \nu_{Rd,c}}$ → armatura za posmični proboj nije potrebna.

b) ako je $\boldsymbol{\nu_{Rd,c} < \nu_{Ed} \le \nu_{Rd,max}}$ → potreban je proračun armature za posmični proboj.

c) ako je $\boldsymbol{\nu_{Ed} > \nu_{Rd,max}}$ → potrebno je povećati debljinu ploče ili zonu ili kvalitetu gradiva kako bi proračunsko naprezanje bilo manje od najveće otpornosti na posmični proboj.

U slučaju kada je $v_{Ed} \le v_{Rd,c}$, 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.

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:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \le v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \qquad (5.134.)$$

s tim da vrijedi:

$$v_{Rd,c} \ge v_{Rd,c,min} = \nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \qquad (5.135.)$$

gdje jest: $v_{Rd,c}$ – 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 i računa se preko izraza:

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2{,}0$, gdje su brojka 200 i d dane u mm

ρ_1 – koeficijent armiranja vlačnom armaturom i određuje se izazom $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x}\rho_{1y}} \le 0{,}02$ pri čemu su $\rho_{1x} = a_{s1x}/(100 \cdot d_x)$ i $\rho_{1y} = a_{s1y}/(100 \cdot d_y)$

$a_{s1x,y}$ – ploština vlačne armature u mm^2/m koja prelazi preko osnovnog kontrolnog presjeka i dostatno je usidrena posebno za smjer x te posebno za smjer y

f_{ck} – karakteristična tlačna čvrstoća betona u N/mm^2

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) i uzima se da je $\sigma_{cp} = (\sigma_{cx} + \sigma_{cy})/2$ i uvrštava se u N/mm^2

v_{min} – vrijednost koja se određuje prema izrazu: $\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

$d_{x,y}$ – statička visina poprečnog presjeka u pojedinom smjeru u mm.

U slučaju da je $v_{Ed} > v_{Rd,c}$, potrebno je provjeriti je li $v_{Ed} \le v_{Rd,max}$. To je važno kako bi se utvrdilo jesu li uopće odabrana debljina ploče, dimenzije stupova na koje se oslanja kao i kvaliteta gradiva prihvatljivi da se posmična sila od proboja može prihvatiti armaturom za posmik od proboja.

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:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \le v_{Rd,max} = 0{,}4 \cdot \nu \cdot f_{cd} \qquad (5.136.)$$

gdje jest: $v_{Rd,max}$ – proračunska vrijednost najveće otpornosti na posmični proboj uzduž promatranog kontrolnog presjeka, u_0, u N/mm^2

ν – koeficijent smanjenja čvrstoće za beton raspucan posmikom i određuje se prema izrazu: $\nu = 0{,}6 \cdot (1\text{-}f_{ck}/250)$ gdje se f_{ck} i 250 uvrštavaju u N/mm^2

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

U slučaju da se usporedbom proračunske poprečne sile, v_{Ed}, s vrijednostima $v_{Ed,c}$ i $v_{Rd,max}$ pokaže da je potrebna armatura, proračunska vrijednost otpornosti na posmični proboj s poprečnom armaturom postavljenom pod kutom α (obično je $\alpha = 90°$), $v_{Rd,cs}$, određuje se prema izrazu:

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \sin\alpha \qquad (5.137.)$$

gdje jest: $v_{Rd,cs}$ – 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: $f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25 \cdot d \le f_{ywd}$ u N/mm^2

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

α – kut između poprečne armature i ravnine ploče.

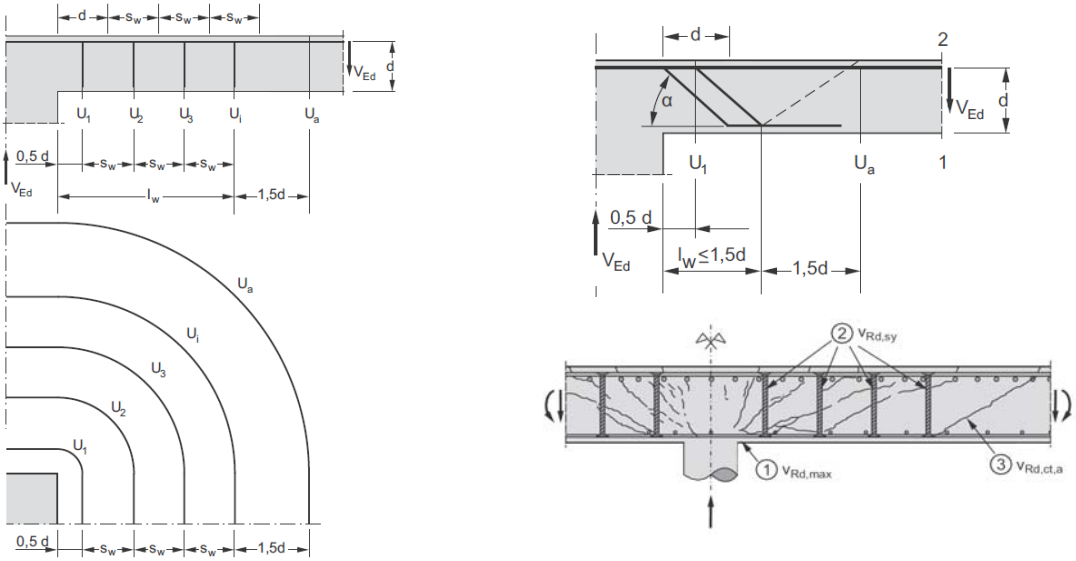
Određivanje potrebne armature za osiguranje nosivosti na posmični proboj, V_{Ed}, u nekom se presjeku može dobiti primjenjujući uvjet nosivosti, tj. sljedeći izraz:

$$E_d = R_d \rightarrow v_{Ed} = v_{Rd,cs}\,. \qquad (5.138.)$$

Poprečna armatura za posmični proboj postavlja se radijalno na razmaku s_r (ili s_w) sukladno slici 5.104. sve dok ne bude ispunjen uvjet da je za promatrani opseg, u_{out} (ili u_a), zadovoljeno sljedeće:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{out} \cdot d} \le v_{Rd,c} \qquad (5.139.)$$

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



Slika 5.104. *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:

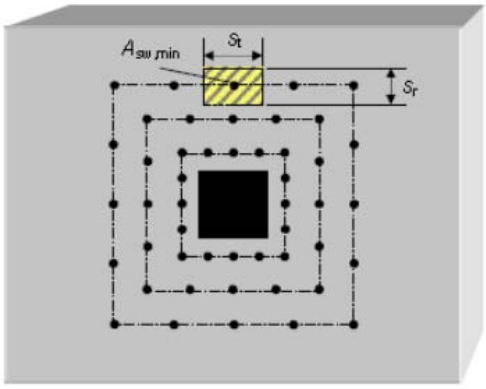
$$\phi_w \le \begin{cases} 0{,}05 \cdot d & \text{- za spone} \\ 0{,}08 \cdot d & \text{- za kose šipke} \end{cases} \qquad (5.140.)$$

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:

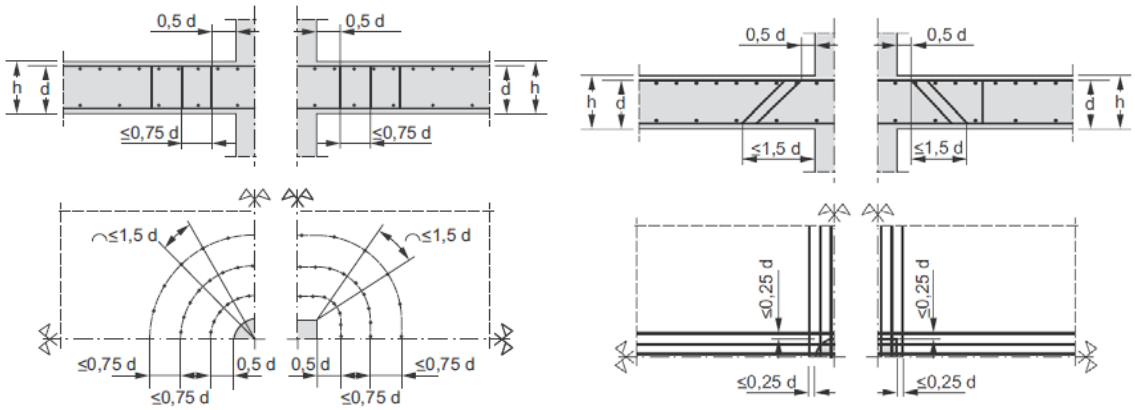
$$A_{sw,min} = \frac{s_r + s_t}{1{,}5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha} 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad (5.141.)$$

gdje jest: $a_{sw,req}$ – odabrana ploština poprečne armature na 1 m duljine nosača i izražava se u cm^2/m
$A_{sw,min}$ – minimalna ploština jednog kraka spone (Vidi sliku 5.105.)
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/mm^2
f_{yk} – karakteristična granica popuštanja čelične armature u N/mm^2.



Slika 5.105. *Minimalna ploština jedne grane poprečne armature za proboj*

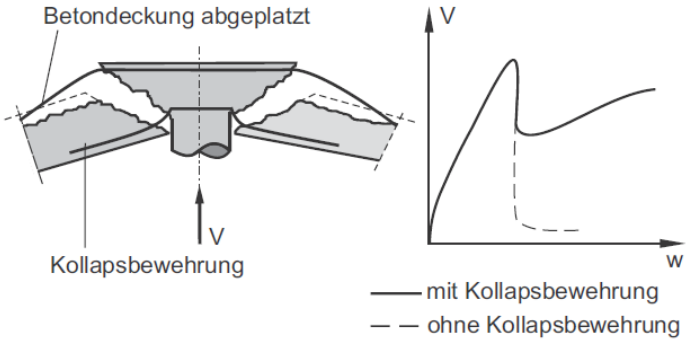
Poprečnu armaturu treba postaviti tako da presijeca slomnu plohu koja nastaje uslijed proboja kako bi spriječila slom ploče. Maksimalni razmaci postavljanja poprečne armature prikazani su na slici 5.106.



a) vertikalna poprečna armatura *b) kosa poprečna armatura*

Slika 5.106. *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 ploče ploča ostane visjeti na stupu sukladno slici 5.107.



Slika 5.107. *Prikaz kolapsne armature i njezine uloge pri slomu na proboj*

Armatura protiv kolapsa, koja mora preći preko stupa u tlačnoj zoni ploče, određuje se preko izraza:

$$A_{s,req} = \frac{V_{Ed}}{f_{yk}} \qquad (5.142.)$$

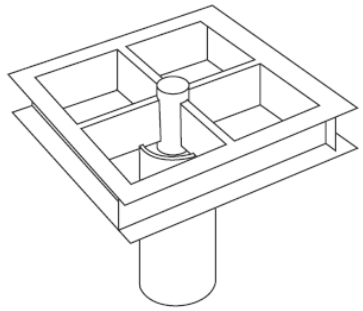
gdje je V_{Ed} – posmična sila proboja; f_{yk} – karakteristična granica popuštanja armature protiv kolapsa.

Izgled poprečne armature za preuzimanje posmičnog proboja

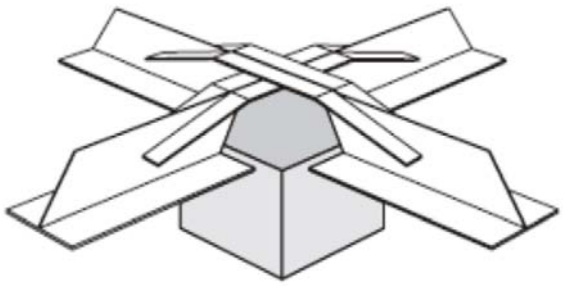
Poprečna armatura za posmični proboj pojavljuje se u raznim oblicima:

- u obliku ljestava
- u obliku zatvorenih spona
- u obliku kuka
- u obliku *češljeva*
- u obliku kosih šipki
- u obliku patentiranih sustava.

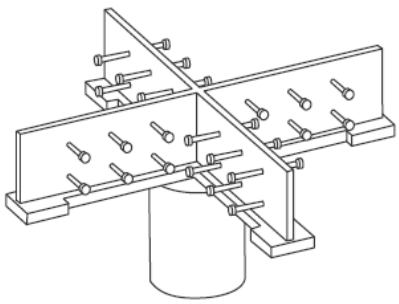
Neki od primjera poprečne armature za posmični proboj, kao i patentiranih sustava, prikazani su na slikama 5.108. i 5.109.



a) Geilinger sustav



b) Tuchschmid-Walm sustav

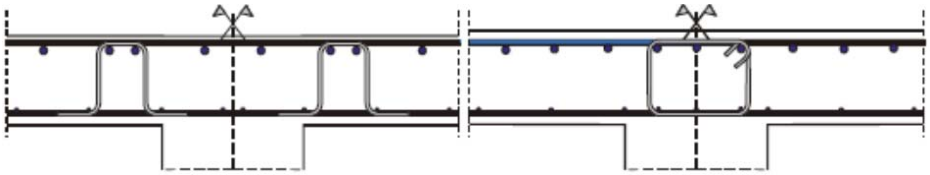


c) Križni sustav s možđanicima

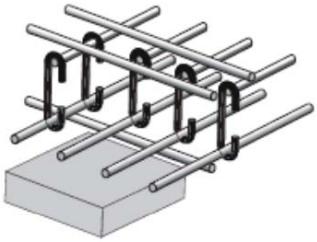


d) Halfen sustav

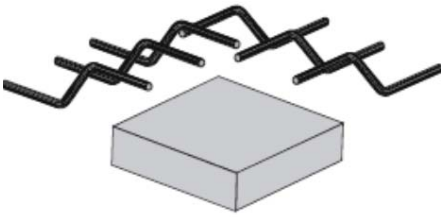
Slika 5.108. *Patentirani sustavi*



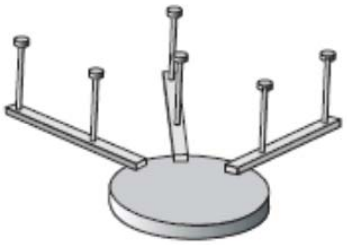
a) spone



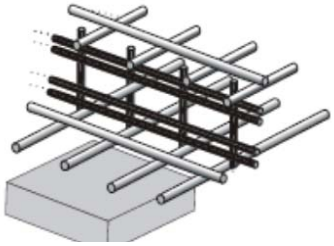
b) kuke



c) kose šipke

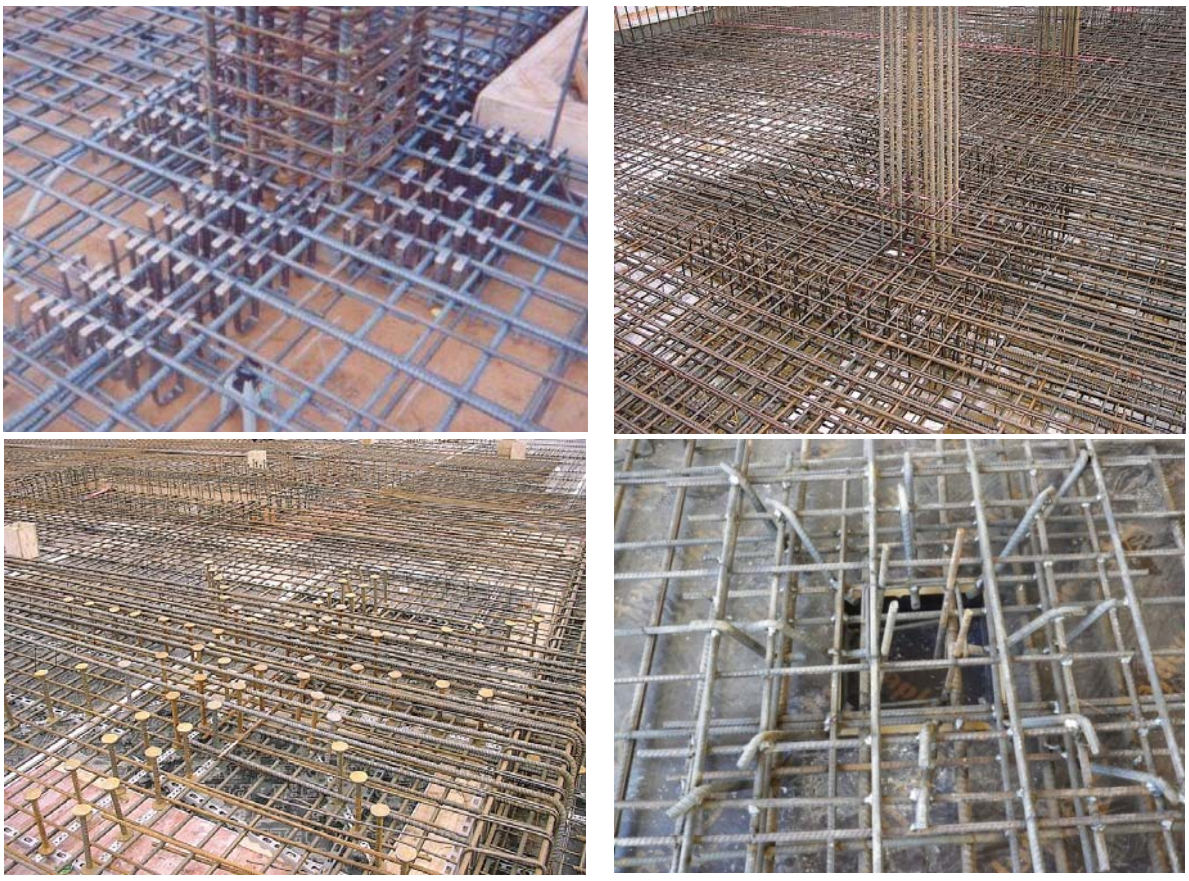


d) češljevi



e) ljestve

Slika 5.109. *Izgled poprečne armature za posmični proboj*



Slika 5.110. *Fotografije s gradilišta*

6. Proračun AB elemenata na granična stanja uporabljivosti

6.1. Uvod

Proračun AB elemenata na granična stanja uporabljivosti jedan je od temeljnih zahtjeva za betonske konstrukcije. Sve većim razvojem novih tehnologija građenja i graditeljstva omogućeno je građenje sve zahtjevnijih konstrukcija te premošćivanje sve većih raspona. Uz proračun prema graničnom stanju nosivosti uočilo se da se više pažnje treba poklanjati graničnom stanju uporabljivosti. Općenito se smatra da je vjerojatnost prekoračenja graničnih stanja uporabljivosti tisuću puta veća nego vjerojatnost prekoračenja graničnih stanja nosivosti.

Za razliku od graničnih stanja nosivosti, koeficijeni sigurnosti za opterećenje i za materijal u graničnim stanjima uporabljivosti iznose, ako nije drugačije određeno, sljedeće:

$$\gamma_{G,j} = \gamma_{Q,i} = 1{,}0 \text{ i } \gamma_M = 1{,}0 .$$

Treba dokazati da vrijedi sljedeće:

$$E_d \le C_d \qquad (6.1.)$$

gdje je E_d - proračunska vrijednost djelovanja, a C_d - granična proračunska vrijednost bitnog kriterija.

Ponekad je moguće da zahtjevi uporabljivosti nisu ispunjeni, međutim, posljedica toga nije rezultat da građevina ne može služiti svojoj svrsi. Prekoračenje graničnih stanja uporabljivosti uzrokuje lokalna oštećenja i utječe nepovoljno na trajnost, izgled građevine i njezine korisnike.

Dakle, kada govorimo o proračunu AB elemenata na granično stanje uporabljivosti, jednostavno želimo ograničiti:

1. ***naprezanje (granično stanje naprezanja)***
2. ***raspucavanje (granično stanje pukotina)***
3. ***deformacije (granično stanje deformacija)***
4. ***vibracije (granično stanje vibracija).***

6.2. Granično stanje naprezanja

Granično stanje naprezanja ograničava naprezanja u materijalima za proračunsko opterećenje kako bi se spriječilo prekomjerno plastično deformiranje i raspucavanje koje ugrožava trajnost i uporabljivost konstrukcije. Proračun graničnog stanja nosivosti u ovisnosti je o karakteristikama materijala i vrsti kombinacije. Veličine naprezanja betona i čelične armature ograničavaju se na sljedeće:

1. ***Beton:***

Naprezanje u betonu, σ_c, za karakterističnu kombinaciju opterećenja treba ograničiti prema sljedećem izrazu:

$$\sigma_c \le 0{,}6 \cdot f_{ck} . \qquad (6.2.)$$

Ovim se ograničenjem izbjegavaju uzdužne pukotine koje nastaju kao posljedica sila cijepanja.

Za nazovistalnu kombinaciju, naprezanje u betonu, σ_c, ograničava se na:

$$\sigma_c \le 0{,}45 \cdot f_{ck} . \qquad (6.3.)$$

Ovim se uvjetima želi ograničiti tlačno naprezanje betona kako ne bi došlo do prekomjernog plastičnog deformiranja konstrukcijskog elementa. Puzanje betona linearno je do iznosa σ_c, iznad toga je nelinearno.

2. Čelik za armiranje (armatura):

Za karakterističnu kombinaciju naprezanje u čeliku treba biti:

$$\sigma_s \leq 0{,}8 \cdot f_{yk} . \qquad (6.4.)$$

Kod neizravnih djelovanja treba biti:

$$\sigma_s \leq 1{,}0 \cdot f_{yk} . \qquad (6.5.)$$

Gornjim izrazima (6.4.) i (6.5.), odnosno uvjetima, želi se ograničiti pretjerano deformiranje armature, što rezultira i manjom širinom pukotina.

3. Čelik za prednaprezanje

Neposredno nakon uklanjanja preše, nakon gubitaka treba biti:

$$\sigma_p \leq 1{,}0 \cdot f_{pk} . \qquad (6.6.)$$

Prema gore navedenim uvjetima, može se izbjeći dokaz graničnog stanja naprezanja ako su ispunjeni sljedeći uvjeti:

a) zadovoljen je proračun na granično stanje nosivosti
b) predviđena je minimalna armatura prema EN 1992-1-1
c) armiranje je provedeno prema svim načelima i pravilima danim u normi
d) proračun reznih sila proveden je prema teoriji elastičnosti s ograničenom preraspodjelom koja iznosi manje od 30%.

Kod uobičajenih proračuna u zgradarstvu navedeni su zahtjevi redovito zadovoljeni te se u pravilu u statičkom proračunu nosive konstrukcije kontrola naprezanja u betonu i čeliku (armaturi) uglavnom ne provodi. Kontrola naprezanja u pravilu se provodi kod prednapetih betonskih konstrukcija zbog visokih vrijednosti naprezanja koja su prisutna i u betonu i u čeliku za prednaprezanje.

6.3. Granično stanje pukotina (kontrola širine pukotina)

Granično stanje pukotina ograničava širinu pukotina. Kako je kod armiranog betona beton u vlaku raspucao, sva vlačna naprezanja od unutarnjih sila preuzima armatura. Uzrok raspucavanja betona, osim opterećenja, može biti i naprezanje izazvano toplinom hidratacije i skupljanjem očvrslog betona. Puzanje i skupljanje betona može dovesti do stvaranja pukotina i deformacija koje mogu narušiti uporabljivost konstrukcije. Ograničavanjem širine pukotina sprječava se propadanje konstrukcije zbog korozije armature, osigurava se estetika građevine i funkcionalni zahtjevi poput nepropusnosti ili higijene.

1. Korozija armature

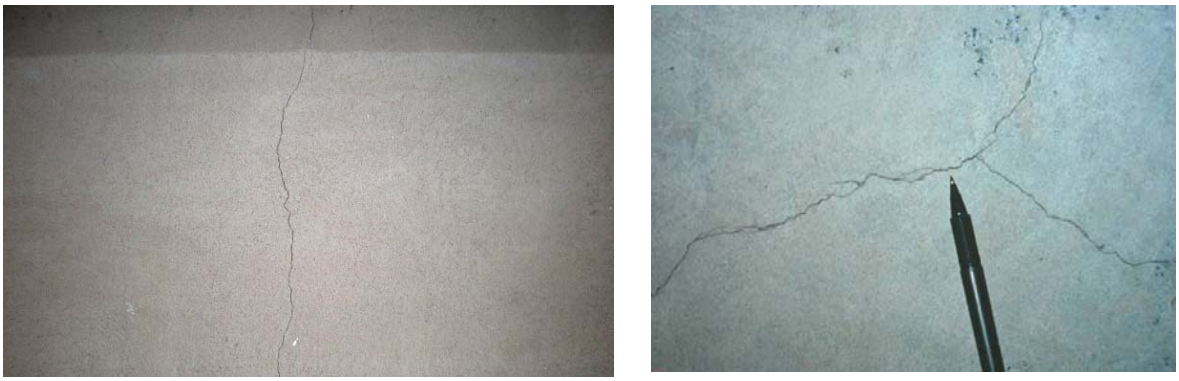
Korozija, prema novijim istraživanjiima, nije toliko povezana sa samim raspucavanjem, koliko s nedostatnim zaštitnim slojem ili nedostatnom kvalitetom betona, posebice u pogledu njegove kompaktnosti, čemu uzrok može biti loš sastav, način ugradnje ili nedostatna njega. Prema današnjim saznanjima, uzdužne pukotine širine do 0,3 mm i poprečne pukotine širine do 0,5 mm nemaju velik utjecaj na koroziju armature. Međutim, sama mjera ograničavanja pukotina povoljno djeluje na povećanje trajnosti konstrukcija, najviše kada su građevina ili neki njezin konstrukcijski element smješteni u agresivni okoliš koji sadrži kloride ili druge štetne kemijske tvari. Kod čelika za prednapinanje ovo je osobito važno jer je osjetljiviji na koroziju i to zbog manjih presjeka čelika za prednaprezanje i razina naprezanja u čeliku bliskih vlačnoj čvrstoći, koja su prisutna u uporabi čelika.



Slika 6.1. *Fotografija armature kod koje je vidljiva korozija i oštećenje zaštitnog sloja*

2. Estetika

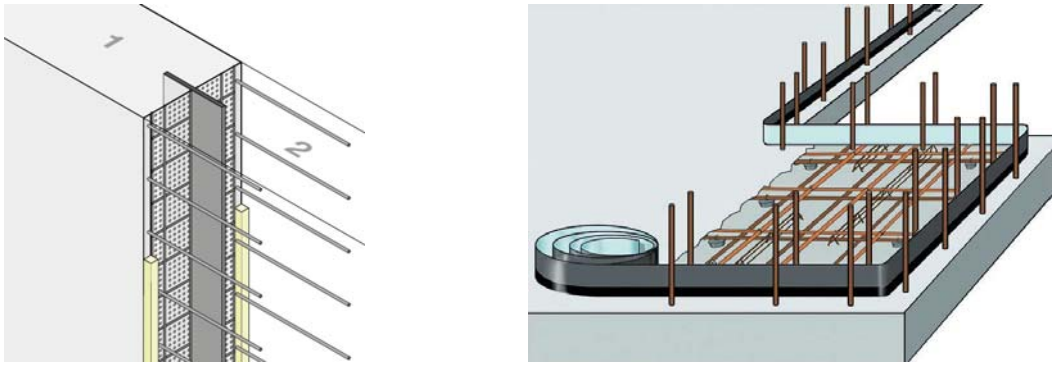
Korisnici i javnost izrazito su osjetljivi na estetiku i pojavu pukotina. Očito je da je vrijednost prihvatljive širine pukotina u ovom slučaju jako subjektivna, a ovisi i o brojnim čimbenicima kao što su struktura betona, uvjeti osvjetljenja, udaljenost eventualnih promatrača, namjena građevine, razina očekivanog izgleda i dr. Općenito govoreći, iskustvo je pokazalo da pukotina, čija širina ne prelazi 0,3 mm, ne uznemiruje korisnike i javnost.



Slika 6.2. *Fotografija raznih oblika pukotina na zidovima*

3. Nepropusnost

U ovom slučaju sama nepropusnost ovisi najviše o vrsti tekućine koju treba zadržati. Pukotine se u betonu dopuštaju do određene mjere, ali ne širine više od 0,2 mm. Kroz ovolike širine pukotina dolazi do prokapljivanja vode te ona prilikom prolaska kroz pukotinu i u dodiru s mikročesticama betona osigurava tzv. samozacjeljivanje betona. Ograničavanjem širine pukotina u betonu na vrijednost od 0,1 do 0,2 mm (ovisno o tlaku i vrsti tekućine) moguće je izvesti armiranobetonsku konstrukciju koja je *vodonepropusna*, tj. bez klasične izolacije i takav se sustav naziva *bijela kada*. Taj se sustav u novije vrijeme sve više primjenjuje jer se eventualna procurivanja tekućine saniraju puno jednostavnije (injektiranjem) nego kod oštećenja klasične (crne) izolacije.

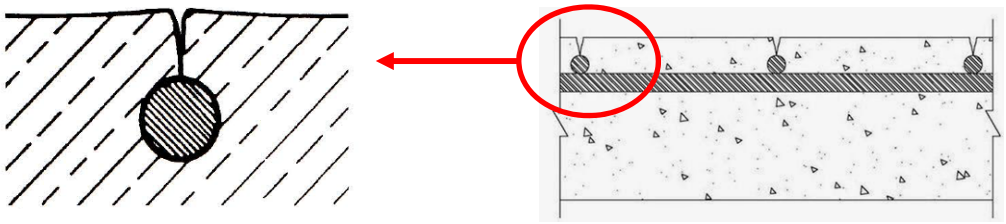


Slika 6.3. *Izgled izvedbe detalja „bijele kade“ kod povezivanja zidova te zidova i ploče*

6.3.1. Vrste pukotina

U armiranobetonskim konstrukcijama pukotine u betonu najčešće se ne mogu izbjeći. Osim navedenih uzroka raspucavanja betona, naprezanja izazvanog prisilnim deformacijama nastalim kod popuštanja ležaja i zaokretanja oslonaca, deformiranja priključnih elemenata zbog linearnih temperaturnih razlika također mogu dovesti do stvaranja pukotina. Stoga se može dati općenita podjela temeljena na uzrocima nastajanja:

1. ***Slijeganje betona**:* Pukotine uzrokovane slijeganjem betona plastične su konzistencije i nastaju neposredno nakon betoniranja. Radi se o uzdužnim pukotinama koje se formiraju najčešće na gornjoj površini postavljene armature duž njezine duljine.



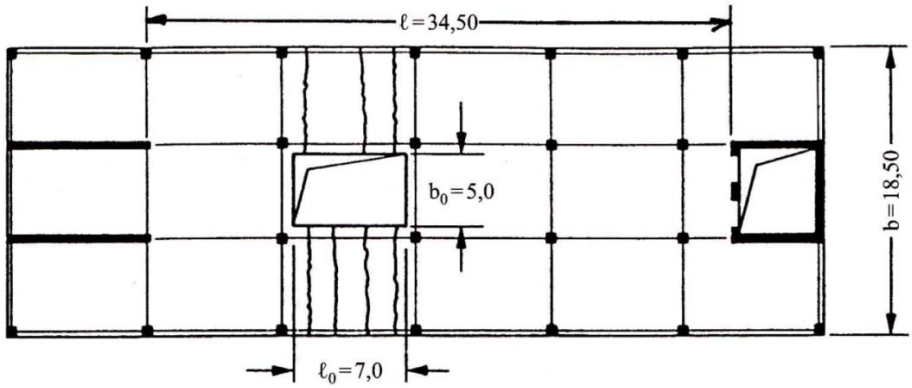
Slika 6.4. *Uzdužne pukotine uzrokovane slijeganjem betona plastične konzistencije*

Nastanak ove vrste pukotina može se spriječiti pravilnim sastavom betona, kao i odgovarajućim mjerama ugradnje, kao što je ugrađivanje u više slojeva, njega betona i sl.

2. ***Spriječenost promjene volumena**:* Ove vrste pukotina uzrokovane su skupljanjem betona ili temperaturnim promjenama te se prema vremenu nastajanja mogu podjeliti u dvije skupine:
   a) Pukotine koje nastaju kratko nakon betoniranja: Ove pukotine nastaju nekoliko dana nakon betoniranja. Nastaju zbog temperaturnih razlika betona (temperatura betona najčešće uslijed hidratacije dostiže vrijednosti od 40 do 50°C) i okoline i još nedovoljno razvijene vlačne čvrstoće betona. Pri tome kod debelih ploča ili zidova zbog spriječenosti skupljanja dolazi do pojave tzv. *mrežastih pukotina*. Ova se vrsta pukotina sprječava pravilnom njegom betona i ograničava površinskim slojem armature, koja bi preuzela vlačna naprezanja umjesto betona.



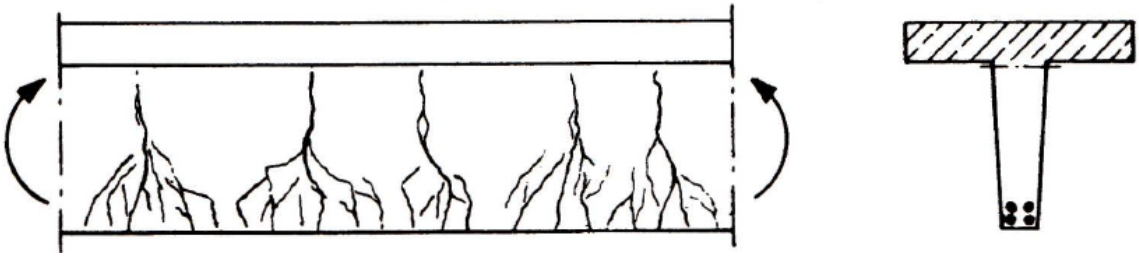
Slika 6.5. *Mrežaste ili površinske pukotine debele ploče*



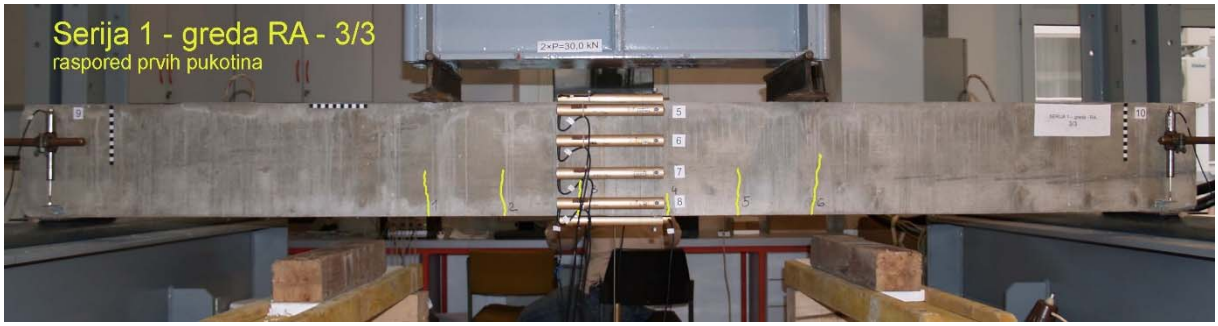
Slika 6.6. *Pukotina u stropnoj ploči od spriječenog skraćenja zidovima(tlocrt)[1]*

b) Pukotine koje nastaju od skupljanja uslijed sušenja betona: Ove pukotine nastaju zbog sušenja nakon više mjeseci od vremena betoniranja ili zbog temperaturnih promjena tijekom uporabe. Imaju iste pojavne oblike kao i pukotine pod a). Sprječavaju se, odnosno ograničavaju isto kao pod a).

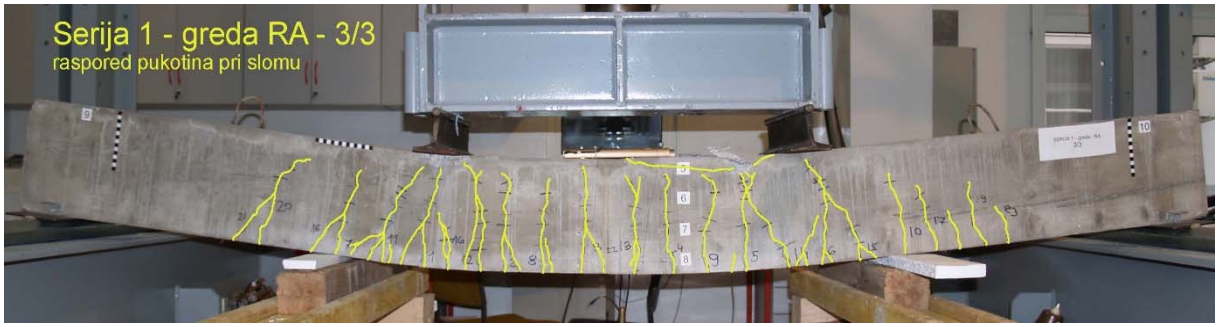
3. ***Djelovanje opterećenja***: Uzrok ove vrste pukotina jest djelovanje opterećenja koja uzrokuju vlačne uzdužne sile, momente savijanja ili momente torzije. Sve se ove pukotine ograničavaju odgovarajućom količinom armature, koja se odredi proračunima i pažljivom razradom armiranja pojedinih detalja.



Slika 6.7. *Pukotine u gredi T-presjeka uslijed savijanja zbog nepravilnog armiranja rebra [1]*



Slika 6.8. *Fotografija rasporeda prvih pukotina AB grede pod opterećenjem*



Slika 6.9. *Fotografija rasporeda pukotina pri slomu AB grede pod opterećenjem*

6.3.2. Granične proračunske širine pukotina (prema HRN EN 1992-1-1)

Prema normi HRN EN 1992-1-1 [28] za provjeru graničnog stanja primjenjuje se nazovistalna i česta kombinacija opterećenja. Širina pukotina za razrede okoliša *vlažno* do *elementi djelomično u morskoj vodi* ograničava se na vrijednost w_{max} = 0,3 mm. Za prednapete sustave dozvoljena širina pukotina jest w_{max} = 0,2 mm.

Ako nema dodatnih zahtjeva, pukotine se ograničavaju ovisno o uvjetima okoliša i tipu armiranja. Vrijednosti dopuštenih širina pukotina u odnosu na razrede izloženosti i tip armiranja, dane su u tablici 6.1.

Tablica 6.1. *Preporučene vrijednosti maksimalno dopuštenih širina pukotina,* w_{max} (u mm) [28]

Razred izloženosti	**Armirani elementi i prednapeti elementi s neprianjajućim nategama**	**Prednapeti elementi s prianjajućim nategama**
	Nazovistalna kombinacija opterećenja	Česta kombinacija opterećenja
X0, XC1	0,4[1]	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2[2]
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Rastlačenje
NAPOMENA 1: Za razrede izloženosti X0, XC1, širina pukotine nema utjecaja na trajnost i ovo ograničenje postavljeno je da bi se dobio općenito prihvatljiv izgled. Ako nema uvjeta za izgled, ovaj se uvjet može zanemariti. NAPOMENA 2: Za ove razrede izloženosti dodatno treba kontrolirati rastlačenje za nazovistalnu kombinaciju opterećenja.		

Za građevine koje se nalaze u vrlo agresivnom okolišu, postavljaju se posebni zahtjevi koji nisu dani u hrvatskoj normi EN 1992-1-1.

Mjere ograničavanja raspucavanja su sljedeće:

1. Predviđanje dilatacijskih razdjelnica, čime se izbjegavaju vlačna naprezanja od spriječenih deformacija uslijed skupljanja i temperaturnih promjena.
2. Predviđanje minimalne armature u vlačno opterećenim presjecima od prinudnih djelovanja, čime se izbjegava nastup granice popuštanja prilikom nastanka pukotina; isto vrijedi i za kombinaciju prinudnih djelovanja i opterećenja.
3. Konstrukcijske mjere glede promjera i razmaka armaturnih šipki u ovisnosti o razini naprezanja u čeliku za armiranje (armaturi).
4. Provedba odgovarajućeg proračuna karakteritične širine pukotina, w_k i dokaz da je ona manja od maksimalno dozvoljene širine u skladu s izrazom (6.7.).

$$w_k \le w_{max} \tag{6.7.}$$

gdje je w_k – proračunska karakteristična vrijednost širine pukotina (u mm); w_{max} – maksimalno dozvoljena širina pukotine u ovisnosti o uvjetima uporabe i okoliša (Vidi tablicu 6.1.). Proračunska karakteritična širina pukotina, w_k, određuje se proračunom koji je dosta opsežan i to preko izraza i smjernica danih u normi HRN EN 1992-1-1.

Dilatacijske reške monolitne konstrukcije predviđaju se u pravilu na udaljenostima od 40 do 60 m, dok su razmaci za krute vertikalne elemente (zidovi) manji. Kod predgotovljenih konstrukcija ti su razmaci veći jer su spojevi takvih konstrukcija na neki način jedna vrsta reške jer u pravilu zbog tolerancija pri montaži dopuštaju ograničeni dilatacijski (slobodan) rad.

Minimalna armatura postavlja se u vlačna područja, odnosno tamo gdje se očekuje vlačno naprezanje u elementu uslijed vanjskih sila ili slijeganja temeljnog tla. U profiliranim poprečnim presjecima, kao što su grede T presjeka i sandučasti nosači, najmanju armaturu treba odrediti za pojedine dijelove presjeka (hrbat, pojas) u skladu s izrazom:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \tag{6.8.}$$

gdje je $A_{s,min}$ – minimalna ploština armature u vlačnom području poprečnog presjeka; k_c – koeficijent koji uzima u obzir raspodjelu naprezanja unutar presjeka pri prvoj pukotini i to za kombinaciju opterećenja i prinudnih djelovanja (za vrijednost koeficijenta može se uzeti: $k_c = 1{,}0$ za čisti vlak i $k_c = 0{,}4$ za čisto savijanje); k – koeficijent koji uzima u obzir vlastita naprezanja s nelinearnom raspodjelom.

Generalno se mogu usvojiti vrijednosti $k = 0,5$ za pravokutne presjeke visine $h \leq 30$ cm i $k = 0,8$ za presjeke visine $h \geq 80$ cm, dok za presjeke između navedenih visina vrijedi linearna interpolacija za vrijednosti k; $f_{ct,eff}$ – vlačna čvrstoća betona pri pojavi prve pukotine. To može biti 3 do 5 dana nakon ugradnje. Ako se vrijeme nastanka prve pukotine ne može proračunski utvrditi, unutar prvih 28 dana može se uzeti kao $f_{ct,eff} = 3$ N/mm^2; A_{ct} – ploština vlačnog područja betonskog presjeka netom prije nastanka pukotine; σ_s – dopuštena vrijednost naprezanja čelika za armiranje neposredno nakon nastanka pukotine. Može se uzeti kao $\sigma_s = 1,0 \cdot f_{yk}$ iako za ograničenje širine pukotine može biti mjerodavna manja vrijednost (Vidi konstrukcijske mjere i tablice 6.2. i 6.3.).

Konstrukcijske mjere za ograničavanje raspucavanja sastoje se od ograničavanja promjera i razmaka armaturnih šipki prema tablicama 6.2. i 6.3. Pritom se pretpostavlja da je presjek armiran u iznosu koji odgovara barem minimalnoj armaturi prema izrazu (6.8.). Primjena tablica jamči ograničenje širine pukotina na 0,4 i 0,3 mm u armiranobetonskim konstrukcijama i 0,2 mm u prednapetim konstrukcijama.

Naprezanje u armaturi σ_s, isto je ono naprezanje kod proračuna minimalne armature, a proračunava se za nazovistalnu kombinaciju opterećenja, a kod čelika za prednaprezanje za čestu kombinaciju opterećenja.

Tablica 6.2. *Veličine graničnih promjera ϕ_s rebraste armature*

Naprezanje u armaturi σ_s [N/mm^2]	**Granične vrijednosti promjera šipke glavne armature, ϕ_s [mm]**		
	$w_k = 0,4$ 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	-

Tablica 6.3. *Veličine najvećih razmaka između šipki rebraste armature*

Naprezanje u armaturi σ_s [N/mm^2]	**Granične vrijednosti razmaka šipki [cm]**		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	30	30	20
200	30	25	15
240	25	20	10
280	20	15	5
320	15	10	-
360	10	5	-

Iz vrijednosti prikazanih u tablicama 6.2. i 6.3. vidljivo je da su kod profila šipki čelične armature manjeg promjera dopuštene veće razine naprezanja. Stoga je uvijek poželjno betonske elemente armirati većim brojem tanjih profila nego manjim brojem debljih profila. U tom slučaju postiže se bolja iskoristivost armature, tj. potrebna je manja ploština (i masa) čelika za armiranje.

6.4. Granično stanje deformacija

Deformiranje građevinskog elementa općeniti je naziv za deformaciju, progib, zakrivljenost, izduženje ili skraćenje, uvrtanje i promjenu nagiba elementa. Značajan je parametar graničnog stanja deformiranja progib konstruktivnog elementa, tj. vertikalni relativni pomak elementa. Na slici 6.10. prikazana je

definicija progiba pri čemu razlikujemo: w_c – nadvišenje neopterećenog konstrukcijskog elementa; 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_{tot} – ukupni progib konstrukcijskog elementa koji se dobije kao zbroj $w_{tot} = w_1 + w_2 + w_3$; w_{max} – ukupni progib konstrukcijskog elementa u kojem je uzeto u obzir nadvišenje.



Slika 6.10. *Prikaz definicije progiba dane u HRN EN 1990*

Statičkim proračunom potrebno je dokazati da je proračunski progib izazvan vanjskim djelovanjem manji od graničnog koji je dopušten za odgovarajući konstrukcijski element, tj. treba biti zadovoljeno:

$$w \leq w_{lim} \tag{6.9.}$$

gdje je w – proračunska vrijednost odgovarajućeg progiba; w_{lim} – ograničavajuća vrijednost progiba (dozvoljeni progib).

Izraz (6.9.) ne odnosi se na ukupni progib konstrukcijskog elementa, w_{tot}, budući da se ukupni progib može umanjiti izvedbom odgovarajućeg nadvišenja, w_c. Međutim, kontrola maksimalnog progiba, tj. ukupnog progiba konstrukcijskog elementa u kojem je uzeto u obzir nadvišenje, w_{max}, nije dostatna jer u uporabi je izrazito važno da progibi od dugotrajnih učinaka (skupljanje, puzanja i sl.), w_2 i progibi od uporabnog opterećenja, w_3, budu unutar dopušenih vrijednosti. Razlog je tome što se velikim nadvišenjima može značajno umanjiti maksimalni progib pa ga čak i svesti na to da ne postoji, međutim, dugotrajni progibi i progibi uslijed uporabnog opterećenja mogu biti značajni i štetno utjecati na nosivu konstrukciju. Stoga je potrebno napraviti kontrolu progiba prema izrazima:

$$w_{max} = w_{tot} - w_c \leq w_{lim1} \tag{6.10.}$$

$$w_2 + w_3 \leq w_{lim2} \tag{6.11.}$$

gdje je w_{lim1} – ograničavajuća vrijednost progiba (maksimalno dozvoljeni) koja odgovara ukupnom progibu u kojem je uzeto u obzir nadvišenje; w_{lim2} – ograničavajuća vrijednost progiba koja odgovara učinku dugotrajnog progiba i progiba od promjenjivog opterećenja. Vrijednosti ograničavajućih vrijednosti progiba danih hrvatskom normom HRN EN 1990 prikazane su u tablici 6.4.

Tablica 6.4. *Ograničenja progiba konstrukcijskih elemenata prema HRN EN 1990.*

Konstrukcijski elementi	**Granične vrijednosti progiba za karakteritične kombinacije djelovanja**	
	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	$L/250$	-

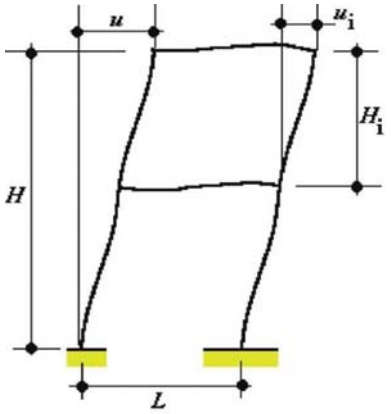
Pored kontrole vertikalnih progiba, statičkim proračunom treba dokazati da su proračunski horizontalni pomaci konstrukcije, izazvani vanjskim djelovanjem, manji od graničnih koji su dopušteni za odgovarajući tip konstrukcije i namjenu građevine, tj. treba biti zadovoljeno:

$$u \le u_{\text{lim1}} \tag{6.12.}$$

$$u_{\text{i}} \le u_{\text{lim2}} \tag{6.13.}$$

gdje je u – proračunska vrijednost ukupnog horizontalnog pomaka vrha zgrade (konstrukcije) 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_{im2} – ograničavajuća vrijednost vrijednost horizontalnog pomaka za visinu kata H_{i}.

Pojedine oznake horizontalnog pomaka prikazane su na slici 6.11., a vrijednosti graničnih horizontalnih pomaka dane su u tablici 6.4.

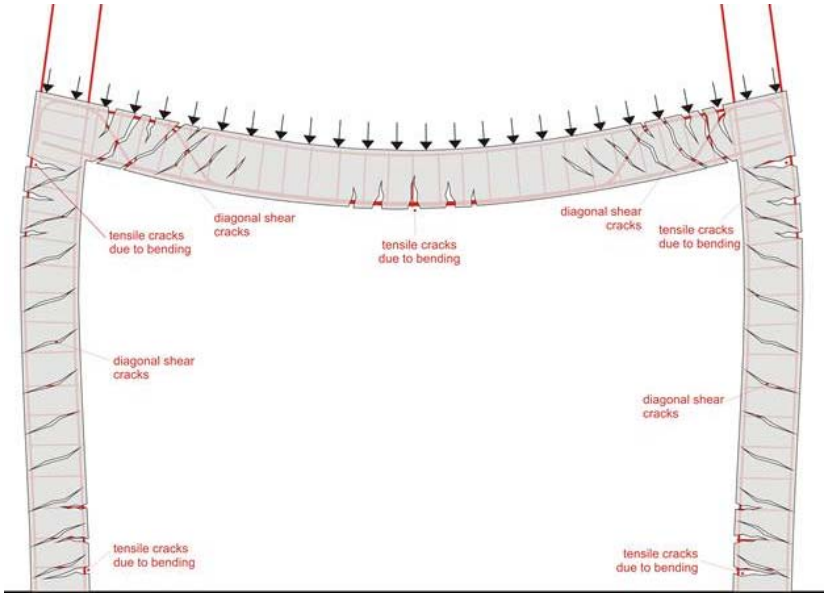


Slika 6.11. *Definicija horizontalnih pomaka (HRN EN 1990)*

Tablica 6.4. *Ograničenja horizontalnih pomaka konstrukcije prema HRN EN 1990.*

Konstrukcijski elementi	**Granične vrijednosti za karakteristične kombinacije djelovanja**	
	u_{lim1} **(za** u**)**	u_{lim2} **(za** u_1**)**
Prizemne industrijske građevine bez krana i/ili međukatova	-	$H_1/150$
Prizemne građevine	-	$H_1/300$
Višekatne građevine	$H/500$	$H_1/300$
Napomena: H_1 – visina kata; H – ukupna visina građevine.		

Progibi i horizontalni pomaci armiranobetonskih elemenata i konstrukcija nastaju uslijed opterećenja, a ovise o geometrijskim veličinama (rasponu, širini, visini, obliku) te o mehaničkim karakteristikama materijala (betona i armature). U proračunu progiba i pomaka prisutne su i karakteristike betona koje se mijenjaju s vremenom, kao što su puzanje i skupljanje, a također i pojava pukotina u betonu. Progibi nastaju od savijanja i posmika. Međutim, proračun stvarnih progiba betonskih konstrukcijskih elemenata zbog pojave pukotina i učinka dugotrajnih deformacija izrazito je složen.



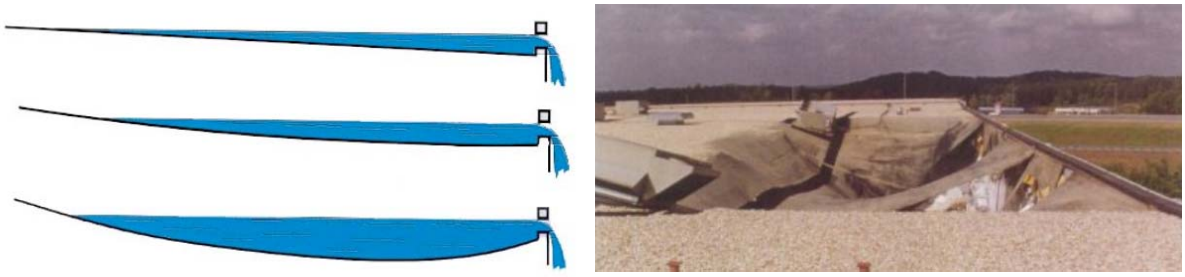
Slika 6.12. *Prikaz deformiranja armiranobetonskog okvira i pojave pukotina pod utjecajem opterećenja*

6.4.1. Razlozi ograničavanja deformacija betonskih konstrukcija

Razlozi za ograničavanje deformiranja betonskih konstrukcijskih elemenata jesu sljedeći:

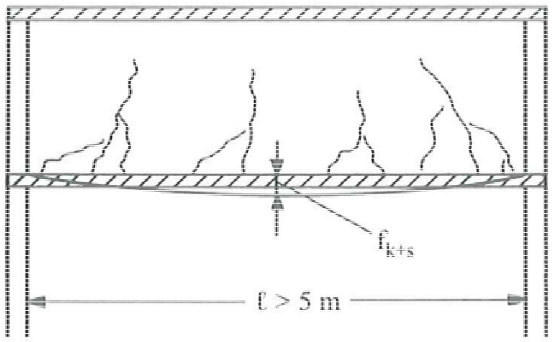
1. Nepovoljni utjecaji mogućih deformacija na korisnika kao što su:
   - vizualni učinci deformiranih elemenata
   - učinci vibracija.

   U ovom se slučaju radi o granicama koje su barem dijelom subjektivne.
2. Nepovoljni utjecaji deformacija na uporabljivost konstrukcija:
   - utjecaj na odvodnju krovnih ploha s projektiranim malim nagibom (može doći do pojave da nagib *promijeni predznak* što rezultira zadržavanjem vode na krovu) (slika 6.13.)
   - utjecaj na ravnost podova (vrlo važan zahtjev kod sportskih dvorana i u industriji)
   - ugrožavanje propisanog gabarita (U slučaju da nadvožnjak ima preveliki progib, dolazi do smanjene visine prolaza.)
   - nepovoljan utjecaj na nekonstrukcijske elemente - ograničenjem deformiranja postiže se sprječavanje pucanja, drobljenja i izbočavanja nekonstruktivnih zidova i pregrada (slika 6.14.-*a*).

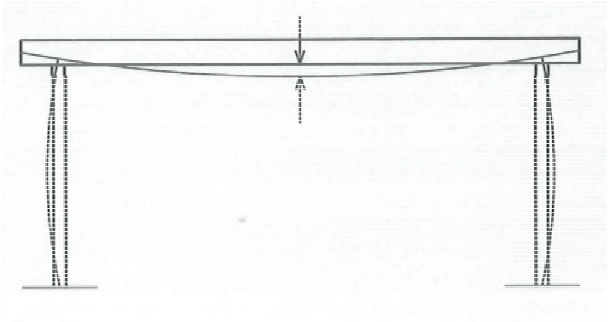


Slika 6.13. *Prikaz nepovoljnog utjecaja na krovnu odvodnju*

3. Nepovoljni utjecaj na konstrukcijske elemente. Naime, zbog krute veze konstrukcijskih elemenata, deformiranje jednih elemenata ima utjecaja na deformacije i sile u drugim elementima (slika 6.14.-*b*).



a) Prikaz pukotina u pregradnom zidu u slučaju pretjeranih progiba grede koja nosi zid



b) Prikaz utjecaja deformacije stupa uslijed zaokreta grede na ležaju

Slika 6.14. *Prikaz nepovoljnog utjecaja progiba na nekonstrukcijske i konstrukcijske elemente [1]*

6.4.2 Uzroci i vrste deformacija

Uzroci deformacija konstrukcijskih elemenata jesu sljedeći:

- djelovanje opterećenja
- djelovanje temperaturnih razlika, skupljanja i puzanja betona, slijeganje ležajeva i dr.

Vrste deformacija jesu sljedeće:

1. Prema načinu djelovanja opterećenja:
   - povratne od kratkotrajnog opterećenja
   - nepovratne od dugotrajnog opterećenja – zbog puzanja
   - djelomično nepovratne od cikličkog opterećenja – zbog narušavanja prionljivosti na mjestu pukotina u betonu.
2. Prema načinu naprezanja konstrukcijskih elemenata:
   - deformacija od uzdužne sile
   - deformacija od savijanja
   - deformacije od poprečne sile
   - deformacije od momenta torzije.

Deformabilnost nekog elementa prvenstveno ovisi o njegovoj krutosti. Za krutost vrijedi općeniti izraz:

$$u = F/K \tag{6.14.}$$

gdje je u – deformacija u obliku progiba, produljenja, kuta zaokreta, horizontalnog pomaka i sl.; F – utjecaj djelovanja u obliku unutarnjih sila (uzdužna, poprečna, moment savijanja ili torzija); K – krutost konstrukcijskog elementa.

Krutost nekog presjeka ili elementa može se prikazati kao umnožak dvaju faktora od kojih je prvi svojstvo gradiva, a drugi svojstvo presjeka te jest:

- krutost pri vlaku ili tlaku $E \cdot A$
- krutost pri savijanju $E \cdot I$
- krutost pri posmiku $G \cdot A_{\mathrm{v}}$
- krutost pri torziji $G \cdot I_{\mathrm{t}}$

gdje je E – modul elastičnosti materijala konstrukcijskog elementa (za beton to je E_{cm}); G – modul posmika; A – ploština poprečnog presjeka; I – moment tromosti poprečnog presjeka; A_{v} – posmična ploština presjeka; I_{t} – torzijski moment tromosti.

Kod materijala kao što su čelik, staklo i sl., gdje vrijedi Hookov zakon odnosa naprezanja i deformacija za razine naprezanja koja odgovaraju uobičajenoj uporabi, vrijednosti deformacija i progiba mogu se relativno jednostavno proračunati izrazima iz teorije elastičnosti, odnosno otpornosti materijala. Međutim, proračun stvarnih progiba i pomaka betonskih konstrukcijskih elemenata zbog pojave pukotina i učinka dugotrajnih deformacija izrazito je složen. Stoga se u praksi u zgradarstvu često primjenjuju procjene očekivanih ukupnih progiba konstrukcijskih elemenata koji uključuju raspucavanje presjeka, skupljanje i puzanje na temelju elastičnih progiba dobivenih proračunom po linearnoj teoriji odnosa naprezanja i deformacija. Tako se za ploče nosive u dvama smjerovima za uobičajene raspone uzima da ukupni progib iznosi približno 3,0 do 3,5 puta vrijednosti elastičnog progiba ($w_{\mathrm{tot}} \approx 3{,}0$ do $3{,}5 \cdot w_{\mathrm{tot,el}}$). Za grede se, zbog većeg raspucavanja i razine naprezanja, za ukupni progib uzima da iznosi približno 5 do 6 puta vrijednosti elastičnog progiba ($w_{\mathrm{tot}} \approx 5$ do $6 \cdot w_{\mathrm{tot,el}}$).

6.4.3 Granične vrijednosti progiba i mjere za ograničenja progiba konstrukcijskih elemenata u zgradarstvu

Kako bi se spriječio nepovoljan utjecaj na izgled i uporabljivost, u zgradarstvu se u pravilu ograničava maksimalna vrijednost progiba. Provjerava se za slučaj kvazistalne kombinacije opterećenja i ne smije prijeći vrijednost:

$$w_{\max} \le L_{eff}/250\,. \tag{6.15.}$$

Kvazistalna kombinacija znači da djeluje stalno opterećenje i dio uporabnog opterećenja (obično 30% ukupnog uporabnog jer je $\psi_2 = 0{,}3$) za koji se pretpostavlja da djeluje stalno poput težine namještaja,

opreme i sl. Kako bi se spriječila oštećenja lakih pregrada, poput staklenih stijena i pregrada od knaufa, progib koji nastaje nakon ugradnje spomenutih elemenata mora zadovoljiti sljedeći uvjet:

$$w_{\max} \le L_{eff} / 500 . \tag{6.16.}$$

Najtočniji način ograničavanja progiba jest proračun progiba prema određenim metodama te usporedba dobivene veličine s dopuštenim vrijednostima. U ovom se poglavlju zbog složenosti proračuna neće razmatrati detaljni proračuni. Međutim, u velikom broju slučajeva proračun ukupnog progiba nije potrebno provoditi jer se veličine progiba mogu ograničiti pojedinim mjerama koje uzimaju u obzir vitkost elemenata. Vitkost u ovom slučaju kod greda i ploča podrazumijeva odnos raspona i visine betonskog presjeka, tj. l/h.

Za ploče i grede u zgradarstvu, koje su umjerenih raspona, kako bi se zadovoljio uvjet dan izrazom (6.15.), u pogledu dimenzija trebaju biti zadovoljeni izrazi:

- za ploče: $h_s \ge l_i / 25$ (6.17.)
- za grede: $h_b \ge l_i / 15$ (6.18.)

gdje je h_s – debljina armiranobetonske ploče; h_b – visina armiranobetonske grede; l_i – zamjenjujući raspon koji se određuje u skladu s izrazom (6.19.):

$$l_i = \alpha \cdot l_{eff} \tag{6.19.}$$

gdje je l_{eff} – proračunski raspon grede (od oslonca do oslonca); α – koeficijent koji ovisi o statičkom sustavu, a iznosi:

- za prosto položenu gredu $\alpha = 1{,}00$
- za krajnje polje kontinuirane ploče ili grede $\alpha = 0{,}85$
- za srednje polje kontinuirane ploče ili grede $\alpha = 0{,}70$
- za konzolu $\alpha = 2{,}50$.

Pri tome je za ploče nosive u dvama smjerovima (križno armirane) mjerodavan kraći raspon, a za ploče izravno oslonjene na stupove, dulji raspon. Iz koeficijenata α vidi se da su zahtjevi stroži za slobodno oslanjanje nego za kontinuirane, tj. upete nosače.

U pravilu, kod proračuna nosive konstrukcije u zgradarstvu uvjet vitkosti češće se primjenjuje na ploče nego za grede. Kada je ploča najmanje debljine, u pravilu je i ujedno i ekonomski optimalna, dok grede najčešće iz raznih razloga imaju visinu veću od minimalne za ograničenje progiba, a i ekonomski optimalna visina za grede veća je od visine određene izrazom (6.18.).

Stropne ploče u zgradarstvu, koje moraju zadovoljiti stroži uvjet prema izrazu (6.16.), trebaju pored izraza (6.17.) dodatno zadovoljiti i uvjet:

$$h_s \ge l_i^2 / 135 \tag{6.20.}$$

gdje se h_s i l_i u izrazu (6.20.) uvrštavaju u metrima [m]. Zahtjev prema izrazu (6.20.) za ploče raspona većeg od oko 5 m daje znatno veće debljine ploča u odnosu na izraz (6.17.), što je svakako potrebno uzeti u obzir kod određivanja debljine stropne ploče.

6.5. Granično stanje vibracija

Dinamički utjecaji koje treba razmatrati kod graničnih stanja uporabljivosti jesu vibracije. Mogući izvori vibracija koje treba uzeti u obzir jesu: hodanje, sinkronizirano gibanje ljudi, strojevi, vibracije temeljnog tla prouzročene prometom i djelovanje vjetra. Ovisno o namjeni građevine, mogući su i drugi izvori koje

treba specificirati i dogovoriti s investitorom ili korisnikom građevine. ***Vlastite frekvencije*** konstrukcija moraju biti dovoljno različite od onih koje bi mogle uzrokovati pobudu konstrukcije i njenu rezonanciju.

Kako bi se postiglo zadovoljavajuće ponašanje zgrada i njihovih konstrukcijskih elemenata pri vibracijama u uvjetima uporabljivosti, između ostalog treba razmotriti sljedeće aspekte:

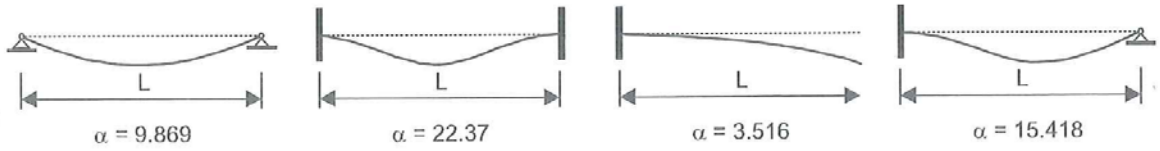
- udobnost (komfor) korisnika
- funkcioniranje konstrukcije ili njezinih konstrukcijskih elemenata (npr. pukotine u pregradama, oštećenje obloga, osjetljivost opreme u zgradi na vibracije)
- druge aspekte posebno zahtjevane od investitora ili korisnika građevine.

Kao orijentacijske vrijednosti kod građevina čije su međukatne konstrukcije izložene standardnom korištenju (uredi i sl.), 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., gdje je povećano kretanje korisnika, 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.

Za točnije izračune treba provesti dinamičku analizu za određivanje ubrzanja i frekvencija, a za jednostavnije se slučajeve vlastita frekvencija može odrediti iz izraza:

$$f_{\mathrm{e}} = \frac{1}{2\pi}\frac{\alpha}{L^2}\sqrt{\frac{EI}{m}} \qquad [\mathrm{Hz}] \tag{6.21.}$$

gdje je E – modul elastičnosti; I – moment tromosti poprečnog presjeka; L – raspon nosača; m – masa na jedinicu duljine nosača; α – koeficijent frekvencije za osnovni oblik vibracije koji se određuje u skladu sa slikom 6.17.



Slika 6.17. *Koeficijent frekvencije α*

Armiranobetonske konstrukcije u pravilu su dosta masivne konstrukcije, tj. imaju značajnije dimenzije poprečnih presjeka i težinu u odnosu na lagane čelične i drvene konstrukcije. Stoga, ako armiranobetonske konstrukcije zadovoljavaju granično stanje deformiracija, u pravilu zadovoljavaju i granično stanje vibracija. Problem vibracija u uobičajenoj uporabi građevina može se pojaviti kod prednapetih konstrukcija koje su u pravilu vitkije, tj. manjih poprečnih presjeka i većih raspona u odnosu na armiranobetonske konstrukcije.

7. Pojedinosti razrade armiranobetonskih konstrukcija

7.1. Opći podaci

Kod betonskih konstrukcija potrebno je, osim pridržavanja pravila proračuna, posebno obratiti pozornost na razradu pojedinosti betonske konstrukcije. Osim ugradnje betona, posebno treba obratiti pozornost na pravila razrade pojedinosti kojima se omogućuje pravilno postavljanje armature, oblikovanje radnih reški kod prekida betoniranja i sve ostalo što omogućuje postizanje traženih svojstava konstrukcije. Skup tih pravila omogućuje da se nakon završenog statičkog proračuna izrade izvedbeni nacrti oplate i armature.

Nepridržavanjem tih pravila može doći do ozbiljnih posljedica za nosivu konstrukciju. Jedan je od takvih primjera rušenje prilazne rampe Bay Bridgea u San Franciscu. Do rušenja je došlo zbog djelovanja potresa i to zbog nepravilnog sidrenja armature u uglovima okvirne konstrukcije.



Slika 7.1. *Fotografija rušenja prilaznih rampi Bay Bridgea u San Franciscu*

Općenito, veći dio šteta na konstrukcijama uzrokovan je pogreškama u razradi pojedinosti nego samim pogreškama u proračunu. Nosive se konstrukcije rijetko ruše ili oštećuju uslijed pogrešno izrađenog statičkog proračuna, pogotovo zato što za ozbiljnije projekte statički proračun prolazi dodatnu kontrolu. Najčešće do toga dolazi zbog pogrešaka u razradi pri čemu se ne poštuju tehnička pravila i zahtjevi dani u statičkom proračunu. Nemarna izrada izvedbenih nacrta može dovesti do prevelikog utroška armature i time nepotrebnog povećanja troškova izvedbe.

Također, treba uzeti u obzir da se građevine često izvode u otežanim uvjetima (izvođač nema prikladnu tehničku opremljenost, javljaju se nedostaci u organizaciji, loše ugovoreni radovi, slab izbor gradiva i sl.). Stoga je bitno razradom pojedinosti, dobrim izvedbenim projektom, olakšati izvedbu. Osim toga bitna je i komunikacija između projektanta i izvođača kako bi se kvalitetno prenijele sve informacije i specifikacije te utvrdili detalji na koje posebno treba obratiti pozornost. Nacrti trebaju biti što jasniji i jednostavniji te kvalitetni u toj mjeri da razradom pojedinosti i detalja osiguravaju lakšu izvedbu zadovoljavajući sva pravila.

U daljnjem tekstu opisuju se opća pravila koja vrijede za sve konstrukcijske elemente.

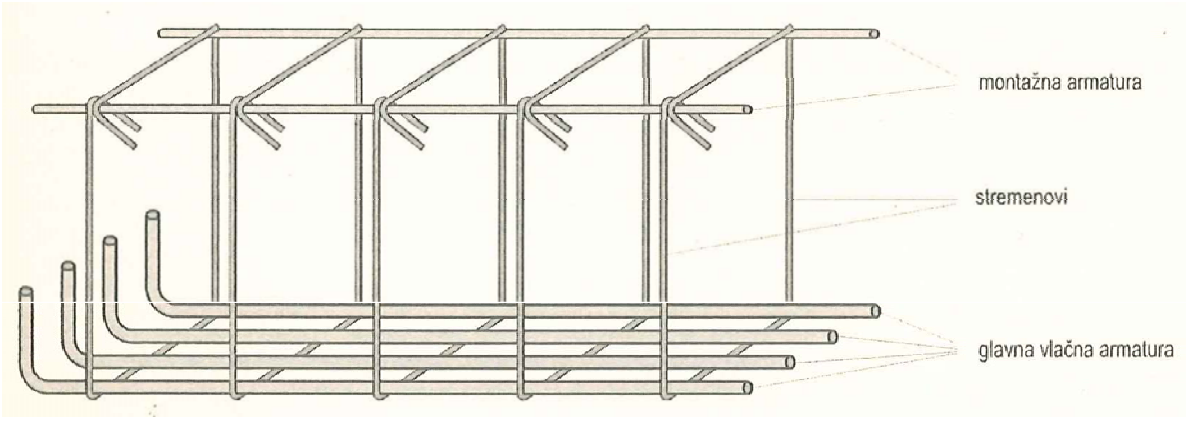
7.2. Armatura i armiranje

7.2.1. Općenito o armiranju

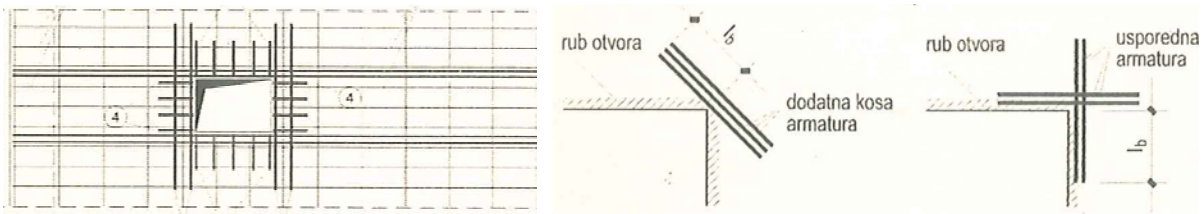
Prema svojoj namjeni armatura se dijeli na sljedeće vrste:

- **glavnu** – preuzima vlačne, a ponekad i tlačne sile dobivene statičkim proračunom
- **konstruktivnu** – preuzima vlačne sile koje nisu obuhvaćene proračunom (zbog pojednostavljenja proračuna) ili ograničava raspucavanje betonskih elemenata
- **montažnu** – dio je armaturnog koša potrebnog za osiguranje položaja armature prilikom betoniranja.

U pravilu, u statičkom se proračunu jedino proračunava glavna armatura, dok se konstruktivna i montažna određuju na osnovu uobičajenih tehničkih pravila i na temelju iskustva.



a) Prikaz armaturnog koša grede s prikazom glavne vlačne i montažne armature



b) Prikaz armiranja ploče s dodatnom (konstruktivnom) armaturom oko otvora

Slika 7.2. *Primjer glavne, konstruktivne i montažne armature betonskih elemenata grede i ploče [3]*



Slika 7.3. *Fotografije armature temeljne ploče (lijevo) i jahača potrebnih za montažu glavne armature u gornjoj zoni ploče (desno)*

Kako bi se olakšali izradba i postavljanje armature, treba prilikom izrade armaturnih nacrta težiti što većoj jednostavnosti rješenja. Taj zahtjev treba poštivati i onda kad on ima za posljedicu manje povećanje količine čelika jer armatura minimalne težine, koja je vrlo složena za izvedbu, nije ekonomično rješenje. Ekonomičnosti također pridonosi uporaba armaturnih mreža jer je kod mreža postavljanje, u odnosu na šipke, jednostavnije. Mrežama se najčešće armiraju ploče i zidovi.

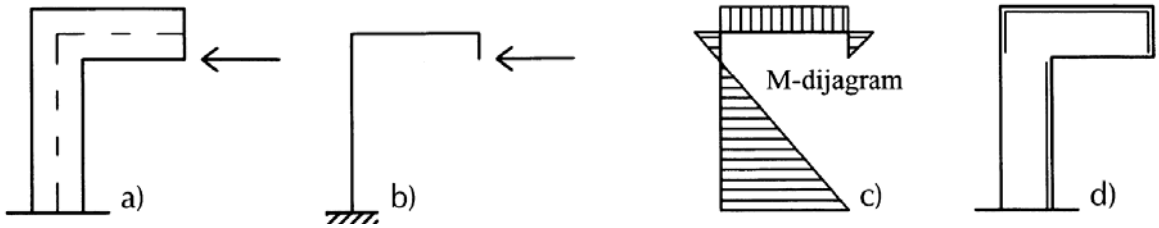
Tablica 7.1 *Prikaz preporučenih promjera šipki armature u odnosu na primjenu*

promjer [mm]	6	8	10	12	14	16	20	25	28	30	32	40
primjena	mreže											
		vilice (stremenovi)										
			glavna uzdužna armatura u gredama									
				vertikalna armatura u stupovima								
							elementi velikog popr. presjeka					

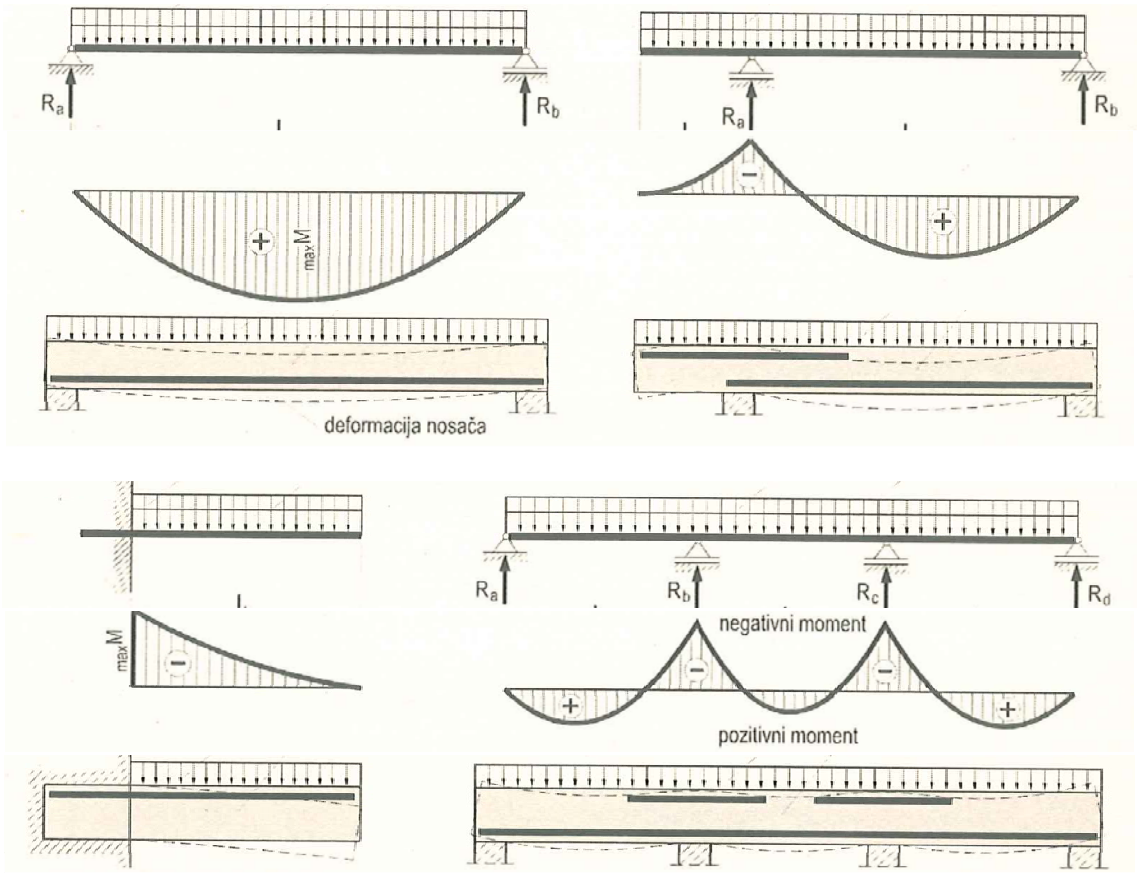
7.2.2. Osnovna načela armiranja betonskih konstrukcija

1. Načelo armiranja vlačne zone

Armatura dominantno služi za preuzimanje vlačnih naprezanja u betonskim elementima te je osnovno načelo da se armatura postavlja u području presjeka gdje su vlačna naprezanja. Na slici 7.4. prikazano je na jednostavnom primjeru kako se od crteža konstrukcije preko sheme dolazi do momentnog dijagrama kojim se definiraju vlačne zone pa prema tome i mjesta koja valja armirati. Količine armature dobiju se postupkom dimenzioniranja na savijanje. Na slici 7.5. dani su primjeri postave armature za osnovne statičke sheme koje su najčešće u zgradarstvu.



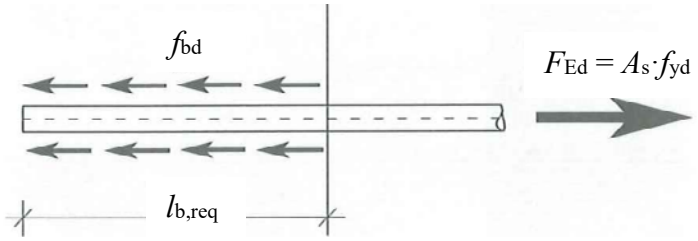
Slika 7.4. *Prikaz načela armiranja vlačne zone: a) konstrukcija; b) shema i opterećenje; c) momentni dijagram nacrtan na vlačnoj strani; d) mjesto potrebne armature [1]*



Slika 7.5. *Prikaz ovisnosti vlačnog naprezanja (dijagrama momenta savijanja) i položaja armature kod nosača različitih statičkih sustava opterećenih jednolikim linijskim opterećenjem*

2. Načelo sidrenja armature

Da bi armatura mogla djelovati u svojim krajnim točkama, ona mora biti pravilno usidrena u beton. Sidrenje ravne šipke ostvaruje se na način da vrijedi pretpostavka jednolikog posmičnog napona na dodiru šipke i betona (slika 7.6.).



Slika 7.6. *Prikaz sidrenja armaturne šipke u beton*

Za navedenu pretpostavku prema uvjetima ravnoteže imamo sljedeću jednadžbu:

$$\phi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = f_{bd} \cdot \pi \cdot l_{b,req} . \qquad (7.1.)$$

Prema izrazu (7.1.) određuje se zahtijevana duljina sidrenja, $l_{b,req}$,:

$$l_{b,req} = (\phi/4)\ (f_{yd} / f_{bd}) \qquad (7.2.)$$

gdje je ϕ – promjer šipke koja se sidri; f_{bd} – proračunska čvrstoća prianjanja; f_{yd} – proračunska granica popuštanja armature.

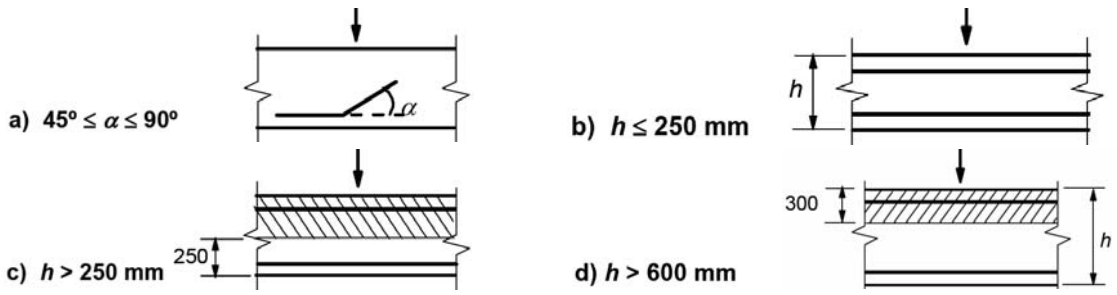
Proračunska čvrstoća prianjanja, f_{bd}, ovisi o vlačnoj čvrstoći betona, tj. o razredu betona u kojem se sidri armatura. Osim toga, ovisi i o položaju šipke za vrijeme prianjanja te o kvaliteti uvjeta prianjanja (slika 7.7.). Vrijednosti proračunske čvrstoće prianjanja, f_{bd}, u ovisnosti o razredu betona i uvjetima prianjanja, dane su u tablici 7.2.

Tablica 7.2. *Proračunska čvrstoća prianjanja, f_{bd}, za dobre uvjete i za $\phi \leq 32$*

	Razredi betona										
f_{ck} **[N/mm²]**	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{ck,cube}$ **[N/mm²]**	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75
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 u lošim uvjetima prianjanja vrijednosti u tablici množe se s 0,7 (Vidi sliku 7.7.).											

Uvjeti dobre prionljivost armature i betona ostvareni su kada vrijedi sljedeće:

1) sve su šipke armature s nagibom od 45° do 90° prema vertikali tijekom betoniranja (slika 7.7.-*a*)
2) sve su šipke armature s nagibom od 0° do 45° prema vertikali tijekom betoniranja:
   - ugrađene u elemente kojima debljina, u smjeru betoniranja, ne prelazi 250 mm (slika 7.7.-*b*)
   - ugrađene u elemente debljine 250 - 600 mm, a koji su bili najviše *h*/2 iznad donje plohe svježeg betona (slika 7.7.-*c*)
   - ugrađene u elemente debljine veće od 600 mm, ali više od 300 mm ispod gornje plohe odsječka betoniranja (slika 7.7.-*d*)
3) štapni konstrukcijski elementi (npr. stupovi) izvode se u ležećem položaju, vibriraju vibracijskom iglom i čije vanjske izmjere nisu veće od 500 mm.

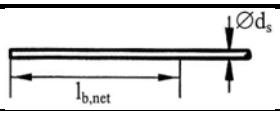
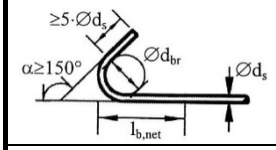
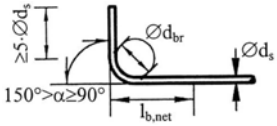
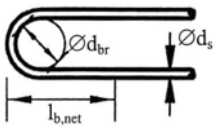


Slika 7.7. *Uvjeti prianjanja (zone dobre i loše prionjivosti - šrafirano)*

Sidrenje šipke armature nije uvijek ravno kako je prikazano na slici 7.5., nego razlikujemo više vrsta:

- sidrenje ravnom šipkom
- sidrenje šipkom s kukom
- sidrenje šipkom s pravokutnom kukom
- sidrenje šipkom s petljom.

Tablica 7.3. *Dopuštene vrste i načini sidrenja*

Vrsta i oblik sidrenja			**Koeficijent α_a**	
			Vlak	**Tlak**
a) ravna šipka			1,0	1,0
b) s kukom 	c) s pravokutnom kukom 	d) s petljom 	0,7[b] (1,0)[a]	---
[a] Vrijedi kada je u području zakrivljenosti šipke debljina zaštitnog sloja, okomito na tangentu kružnice zakrivljenosti < $3 \cdot d_s$ ili nema poprečnog tlaka ili gustog obuhvaćanja sponama. [b] Kod sidrenja petljom, kada je promjer zakrivljenosti $d_{br} \geq 15 \cdot d_s$, α_a smije se reducirati na 0,5.				

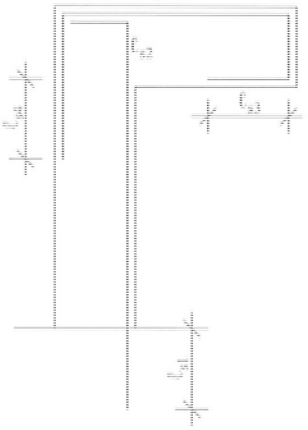
Potrebna duljina sidrenja ne odgovara zahtijevanoj duljini sidrenja, nego ovisi o čitavom nizu utjecaja: o obliku šipke, zaštitnom sloju, ovijenosti šipke poprečnom armaturom, postojanju poprečne armature koja je zavarena na osnovnu šipku (kao kod mreža), djelovanju poprečnog tlaka i sl. Stoga se potrebna duljina sidrenja armature proračunava prema izrazu:

$$l_{bd} \text{ ili } l_s = \alpha_a \cdot l_{b,req} \cdot \frac{A_{s,potr.}}{A_{s,odabr.}} \geq l_{b,min} \qquad (7.3.)$$

gdje je l_{bd} ili l_s – potrebna proračunska duljina sidrenja; $l_{b,req}$ – zahtijevana duljina sidrenja; $A_{s,req}$ – proračunski potrebna ploština armature; $A_{s,prov}$ – odabrana ploština armature; α_a – koeficijent koji uzima u obzir djelotvornost pojedinih vrsta sidrenja (tablica 7.3.); $l_{b,min}$ – najmanja vrijednost duljine sidrenja.

Generalno, kod približnih procjena za duljinu sidrenja u najčešće korištenom razredu betona, C25/30, može se usvojiti vrijednost $l_{bd} = 40\phi$ za dobre uvjete prianjanja i $l_{bd} = 60\phi$ za loše uvjete prianjanja.

Ako se načelo sidrenja primijeni na sliku 7.4.-*d*, gdje je ucrtana armatura koja pokriva vlačnu zonu, dobije se produljenje šipki za duljinu sidrenja u skladu sa slikom 7.8.



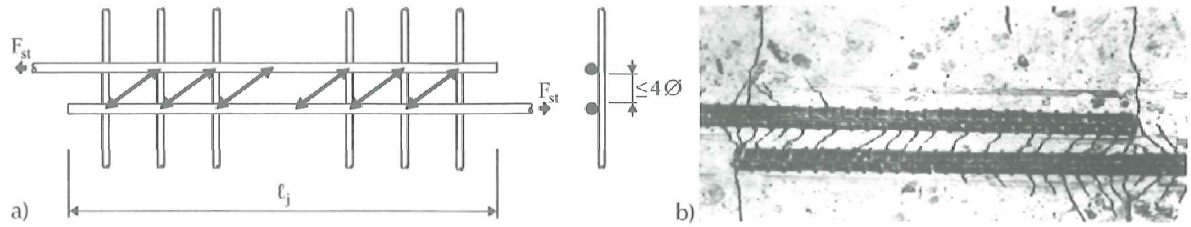
Slika 7.8. *Armatura sa slike 7.4-d dopunjena potrebnim dužinama sidrenja poštujući načelo sidrenja armature [1]*

3. Načelo nastavljanja armature

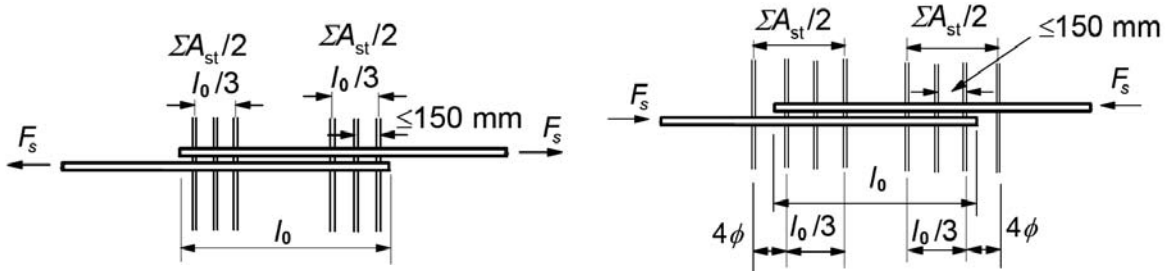
Kod betonskih konstrukcija, zbog duljine elemenata i ograničenih duljina šipki koje mogu biti dostavljene na gradilište, često je potrebno nastavljati armaturu. Dva su osnovna razloga za to:

- izvedba (betoniranja) po fazama
- dužina potrebne šipke veća je od najveće dužine koja se isporučuje (transportira).

Nastavci armaturnih šipki mogu se izvesti preklapanjem, zavarivanjem i specijalnim spojnicama. Najčešći i najjednostavniji način nastavljanja armaturnih šipki izvodi se **preklapanjem** gdje se sila iz jedne šipke u drugu prenosi posredovanjem betona. Prilikom prijenosa sile preklapanjem (slika 7.9.) u betonu se formiraju tlačne dijagonale koje žele razmaknuti šipke, tj. nastaju vlačne sile poprečno na smjer armature koja se nastavlja. Kako bi se to spriječilo, na mjestu preklapanja potrebno je postaviti razdijelnu armaturu u iznosu ploštine šipke koja se nastavlja i to okomito na šipke koje se preklapaju, prema slici 7.10.



Slika 7.9. *Prikaz nastavka preklapanjem: a) način prijenosa sile; b) slika raspucavanja betona [1]*



a) Preklapanje vlačne armature *b) Preklapanje tlačne armature*

Slika 7.10. *Raspored poprečne armature za nastavljanje preklapanjem*

Preklop armature mora se izvesti tako da vrijedi sljedeće:

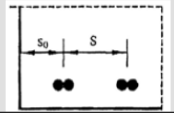
- osiguran je prijenos sile između dviju nastavljenih šipki armature
- u području nastavljanja nema odlamanja betona
- širina pukotina na kraju preklopa ne premašuje granične vrijednosti dane propisima.

Duljina preklopa armature, l_0, ne smije biti manja od:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot l_{b,req} \geq l_{0,min} \qquad (7.4.)$$

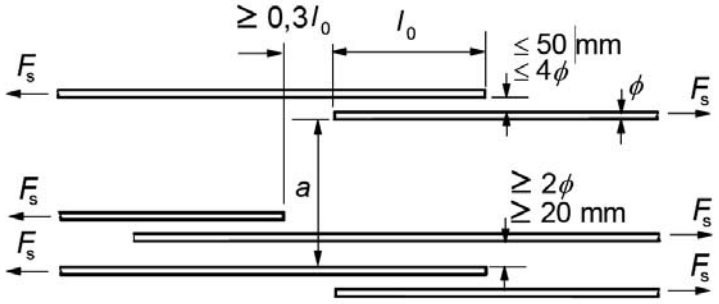
gdje je $l_{b,req}$ – zahtijevana duljina sidrenja; α_1 – koeficijent duljine preklapanja koji se može uzeti u skladu s tablicom 7.4; $l_{0,min}$ – minimalna duljina nastavljanja koja za uobičajene razrede betona iznosi $l_{0,min} = 15 \cdot \phi \geq 200$ mm.

Tablica 7.4. *Prikaz vrijednosti koeficijenata α_1 - duljine preklapanja*

	Udio nastavljene armature jedne razine u jednom presjeku bez izmicanja		
		≤ 30%	> 30%
Vlačni nastavak	d_s<16mm	1,2 a	1,4a
	d_s≥16mm	1,4a	2,0b
Tlačni nastavak		1,0	1,0
a/kad je s≥10d_s i s_o≥5d_s=>α_1=1,0 b/kad je s≥10d_s is_o≥5d_s=>α_1=1,4			

Preklopi šipki, osim prijenosa sile iz jedne šipke u drugu, moraju osigurati da ne dođe do odlamanja betona u blizini spoja i da se ne pojave pukotine koje djeluju štetno na ponašanje konstrukcije. Stoga preklopi šipki trebaju biti simetrično raspoređeni i ne smiju se postaviti u područje najvećih momenata savijanja ni u područje plastičnih zglobova. Postotak preklopljenih glavnih vlačnih šipki u jednom presjeku može biti 100% ako su sve šipke postavljene u jednom sloju. Ako su šipke postavljene u više slojeva, tada postotak preklopljenih glavnih vlačnih šipki jednog sloja treba smanjiti na 50%.

U svakom slučaju, da ne bi došlo do odlamanja betona i štetnih pukotina, potrebno je da se u istom presjeku betona ne preklapa više od 50% šipki te da se poštuju razmaci između susjednih sklopova, prikazani na slici 7.11.



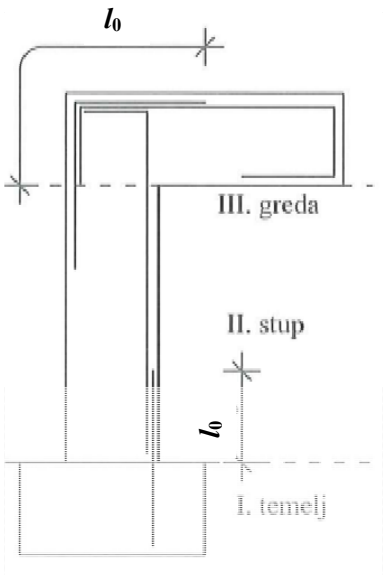
Slika 7.11. *Susjedni preklopi šipki armature*

Generalno, za preliminarne skice i nacrte armature može se usvojiti da duljina preklopa za profile $\phi \leq$ 14 mm iznosi $l_0 = 56 \cdot \phi$, a za veće profile, tj. $\phi >$ 14 mm duljina preklopa iznosi $l_0 = 80 \cdot \phi$. Točne vrijednosti duljine preklapanja za uobičajeni beton razreda C25/30 i armaturu B500A(B) dane su u tablici 7.5.

Tablica 7.5. *Duljine nastavljanja preklopom ravnih armaturnih šipki za beton C25/30 i čelik B500*

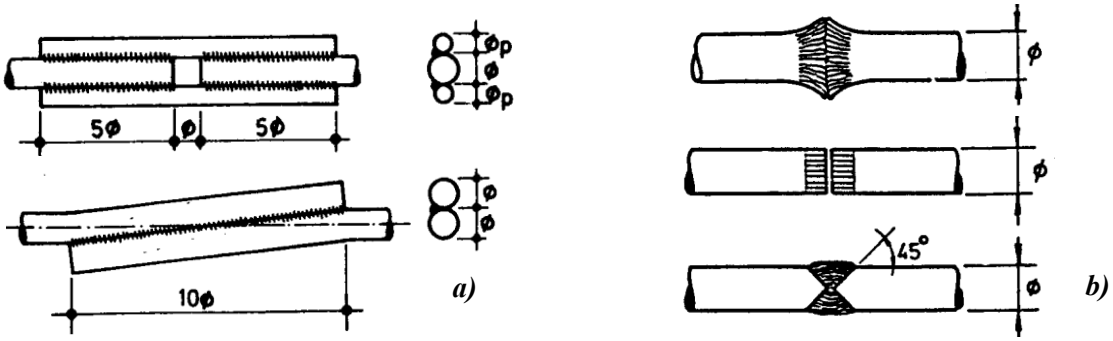
			vlačni nastavak preklapanjem								**tlačni nastavak preklapanjem**	
α_a= 1,0			udio nastavljene armature jedne razine u poprečnom presjeku bez izmicanja									
f_{yk} = 500			l_s za ≤30%				l_s za >30%				0-100%	
f_{bd} = 2,7		(C25/30)	s<10d_s		s≥10d_s i s_0≥5d_s		s<10d_s		s≥10d_s i s_0≥5d_s			
ϕ	$l_{s,min}$	[cm]	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
[mm]	≥15·ϕ	≥200 mm	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
10	15		49	69	41	58	57	81	41	58	41	58
12	18		58	83	49	69	68	97	49	69	49	69
14	21		68	97	57	81	79	113	57	81	57	81
16	24	20	91	129	65	92	129	184	91	129	65	92
20	30		113	161	81	115	161	230	113	161	81	115
25	38		141	202	101	144	202	288	141	202	101	144
28	42		158	226	113	161	226	322	158	226	113	161
I – oznaka za dobre uvjete prianjanja; II – oznaka za loše uvjete prianjanja (slika 7.7.)												

Načelo nastavljanja armature bit će jasnije ako se to načelo primijeni na konstrukciji prikazanoj na slici 7.4. Ako bi se konstrukcija prikazana na slici 7.4. izvodila u sljedećim fazama: I. temelj, II. stup i III. greda, u skladu s time potrebno je predvidjeti nastavljanje armature na mjestima granica tih faza. Prikaz armature sa slike 7.8., koja je dopunjena potrebnim preklapanjem za nastavljanje armature, dan je na slici 7.12. Iz slike je jasno vidljivo na kojem je dijelu potrebno preklopiti šipke u duljini preklapanja koja se dobije u skladu s tablicom 7.5. i prethodnim izrazima.



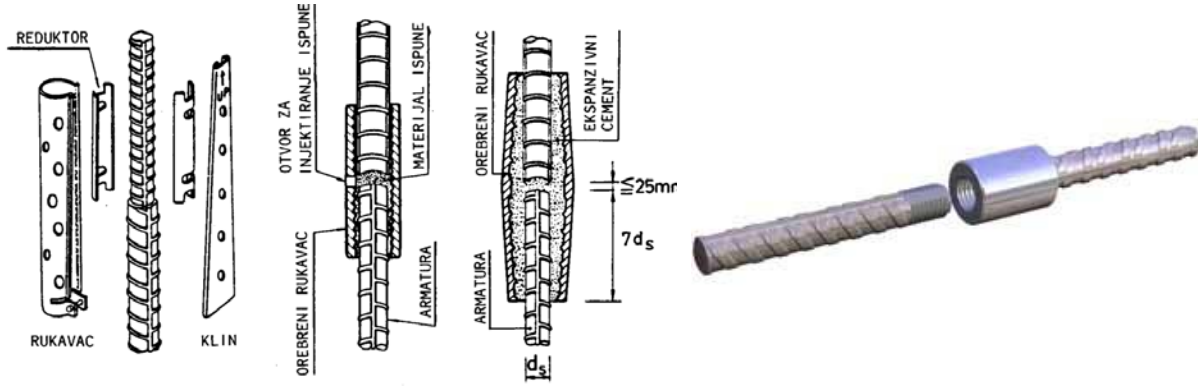
Slika 7.12. *Armatura sa slike 7.8. dopunjena nastavcima preklapanjem*

U slučaju nastavljanja šipki velikog promjera postoji opasnost od raspucavanja betona i pojave odlamanja betona te je u tim slučajevima poželjno izvoditi nastavljanje šipki zavarivanjem. Pri tome razlikujemo nastavljanje šipki kutnim zavarom uz preklop i eventualno uz dodatne vezice (slika 7.13.-*a*) te sučeonim zavarivanjem (slika 7.13.-*b*). U tom slučaju prijenos sile iz jedne šipke u drugu ide preko zavara, tj. direktno bez posredovanja betona. Time se izbjegava opasnost od pojave pukotina i odlamanja betona.



Slika 7.13. *Nastavak zavarivanjem: a) kutnim zavarivanjem; b) sučeonim zavarivanjem*

Drugi je način izravnog nastavljanja primjenom specijalnih spojnica. Razne su vrste specijalnih spojnica na tržištu, a u pravilu se sastoje od sljedećeg: vezice s navojem, vezica koje se stežu ili zaklinjuju, vezica koje se injektiraju i sl. Na slici 7.14. prikazani su primjeri takvih spojnica.

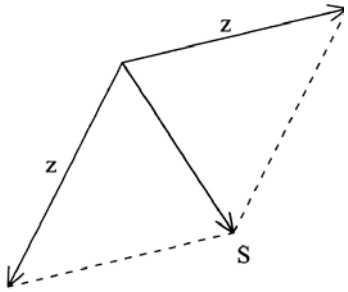


Slika 7.14. *Prikaz nastavaka sa specijalnim spojnicama*

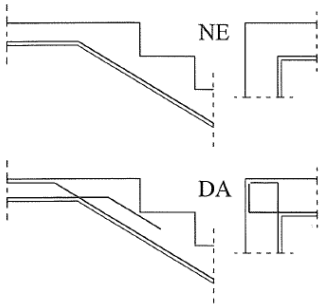
Nastavljanje zavarivanjem i specijanim spojnicama skup je i zahtjevan način nastavljanja te se primjenjuje isključivo za profile velikih promjera ili kod montažne gradnje.

4. Načelo usmjeravanja skretnih sila prema masi betona

Na svim mjestima pregiba šipke, odnosno promjene smjera javlja se rezultantna aktivna sila koja nastoji izravnati šipku. Kako se to ne bi dogodilo, treba postojati mogućnost da u betonu nastane reaktivna sila. To se može ostvariti na način da je skretna sila usmjerena u masu betona, a ne prema rubu presjeka.
U protivnom dolazi do odvaljivanja zaštitnog sloja betona i izravnanja šipke ili čak rušenja konstrukcijskog elementa. Na slikama 7.15. i 7.16. prikazani su primjeri neispravne i ispravne primjene načela usmjeravanja skretnih sila prema masi betona.

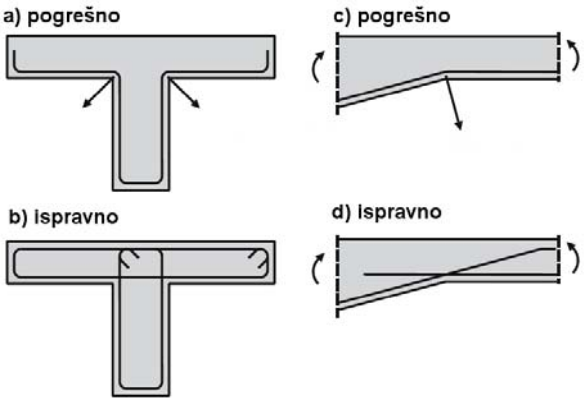


a) nastanak skretne sile na mjestu pregiba šipke



b) primjeri neispravnog i ispravnog vođenja armature za stubišnu ploču i ugao okvira

Slika 7.15. *Prikaz nastanka skretne sile na mjestima promjene smjera te ispravno i neispravno vođenje armature na primjeru stubišnog kraka*



Slika 7.16. *Primjeri pogrešnog i ispravnog armiranja grede i ploče promjenive debljine*

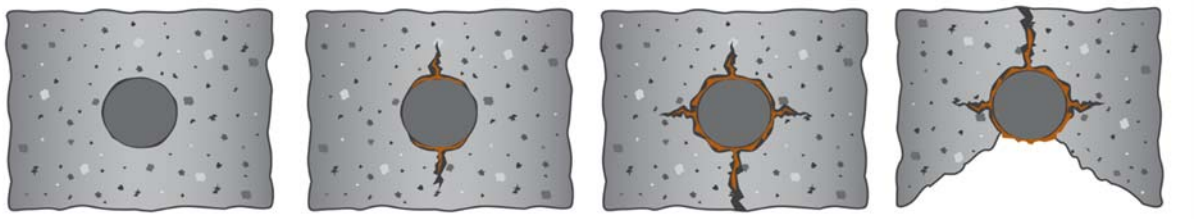
5. Načelo antikorozivne zaštite

U kvalitetnom betonu armatura je dobro zaštićena od korozije jer je beton bazična sredina (normalno pH > 12). Tijekom uporabe ovakvu sredinu i zaštitu armature mogu ugroziti:

- proces karbonatizacije betona (okoliš u kojem je prisutan visoki sadržaj ugljičnog dioksida)
- prodor kiselih otopina (kisele kiše, soli za odleđivanje, morski okoliš i sl.).

Kada vrijednost pH u betonu pada ispod vrijednosti 10, započinje proces korozije. Da bi taj elektrokemijski proces mogao napredovati, treba biti osigurana prisutnost vode i kisika. Dakle, za elemente u suhom okolišu ili stalno pod vodom nema opasnosti od korozije armature. Nažalost, korozija armature izaziva goleme štete te je najčešći uzrok oštećenja betonskih konstrukcija.

Prikaz ciklusa korozije armaturne šipke prikazan je na slici 7.17., gdje su na slikama slijeva nadesno vidljiva sljedeća stanja: stanje armaturne šipke prije korozije, početak korozije, korozija je napredovala i pojavljuju se površinske pukotine uokolo armaturne šipke, šipka je u potpunosti korodirala i dolazi do oštećenja betonskog zaštitnog sloja.



Slika 7.17. *Prikaz ciklusa korozije armaturne šipke*

Opasnost od korozije može se bitno smanjiti zaštitom armature epoksidnim premazom, pocinčavanjem ili plastifikacijom (slika 7.18.). Ti su postupci dosta skupi pa se primjenjuju vrlo rijetko i to za najvažnije konstrukcije koje se projektiraju za vrlo dugi vijek trajanja.



Slika 7.18. *Fotografije aramturnih šipki zaštićenih epoksidnim premazom, pocinčavanjem i plastifikacijom*

Za uobičajene konstrukcije u zgradarstvu zaštita od korozije armature ostvaruje se odgovarajućom kvalitetom betona i odgovarajućom debljinom zaštitnog sloja betona do armature. Zaštitni je sloj betona razmak od površine betona do lica armature koja se nalazi najbliže toj površini (uključujući veze i spone i potpovršinsku armaturu gdje je ima). Najmanje veličine zaštitnog sloja, c_{min}, određuju se u ovisnosti o razredu agresivnog djelovanja okoliša za koroziju armature i razredu tlačne čvrstoće betona te on mora biti dostatan da osigura prijenos sile s betona na armaturu prianjanjem. Nazivna veličina zaštitnog sloja, c_{nom}, sastoji se od najmanje veličine zaštitnog sloja, c_{min} i dodatne vrijednosti Δc_{dev} prema izrazu:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} . \qquad (7.5.)$$

Debljina zaštitnog sloja, c_{min}, za zaštitu od korozije ne smije biti manja od vrijednosti u tablici 7.6. ovisno o razredu agresivnog djelovanja okoliša, ali ne smije biti manja od promjera armature koju štiti. Za površine betona s više izraženih razreda mjerodavan je najveći zaštitni sloj. Dodatna vrijednost Δc_{dev} obuhvaća netočnosti u izvedbi, a ovisi o veličini, obliku i vrsti konstrukcijskog elementa, vrsti konstrukcije, izvedbi te provedbi postupaka kontrole kvalitete.

Tablica 7.6. *Najmanje debljine zaštitnog sloja i dodatna vrijednost ovisno o razredu okoliša*

Uvjeti za zaštitni sloj	**Razred agresivnog djelovanja okoliša**									
	korozija karbonatizacijom XC				**korozija kloridima XD**			**korozija kloridima (more) XS**		
	1	2	3	4	1	2	3	1	2	3
	$c_{min} \geq \phi$				$c_{min} \geq \phi$			$c_{min} \geq \phi$		
c_{min} (čelik za armiranje)[1)]	10	20		25	40			40		
c_{min} (prednapinjanje)[1)]	20	30		35	50			50		
Δc_{dev} (dodatna vrijednost)[2)]	10	15		15	15			15		
[1)] za razred XM 1: c_{min} + 5mm; za XM 2: c_{min} + 10mm; za XM 3: c_{min} + 15mm [2)] za razred XC 1: 10% - fraktila, za XC 2 do XS 3: 5% - fraktila Za konstrukcijske elemente čiji je razred čvrstoće dva (2) razreda čvrstoće viši od najmanjeg potrebnog razreda koji predviđa HRN EN 1992-1-1, tablica 3.1.., c_{min} može se smanjiti za 5 mm.										

U zgradarstvu u pravilu zaštitni sloj iznosi: c_{nom} = 20 – 25 mm za ploče i zidove, c_{nom} = 35 – 40 mm za temeljne ploče, c_{nom} = 40 – 50 mm za temelje i zidove u kontaktu s tlom, c_{nom} = 25 – 30 mm za grede i c_{nom} = 30 – 35 mm za stupove. Kojim se konkretnim mjerama zaštitni sloj ostvaruje u izvedbi, izlaže se u točki 7. ovog poglavlja.

U slučaju kad bi konstrukcija u tijeku uporabe mogla biti izložena opasnosti od požara pa mora imati veliku otpornost na njegovo djelovanje, predviđene su propisima posebne mjere i debljine zaštitnog sloja betona koje mogu nadmašivati one koje su propisane za trajnost.

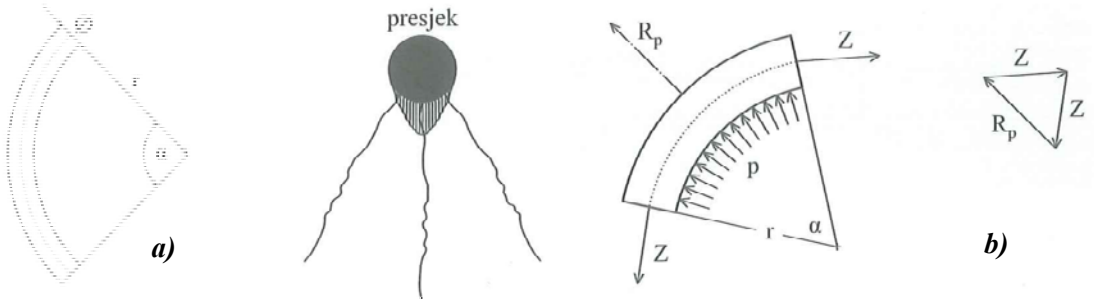
6. Načelo oblikovanja armature

Prema obliku, armatura može biti ravna ili povijena. Ovaj se odlomak bavi povijenom armaturom kod koje je vrlo važan polumjer povijanja, odnosno promjer trna oko kojeg se armatura savija. Taj promjer ne smije prijeći određenu veličinu radi zadovoljenja dvaju zahtjeva:

a) **Da ne dođe do prekida ili raspucavanja** - naime, relativna deformacija šipke prilikom savijanja oko trna promjera $D = 2r$ iznosi:

$$\varepsilon = 1/\left(D/\phi + 1\right), \tag{7.6.}$$

što i za veliki promjer daje produljenja veća od onih koja odgovaraju granici popuštanja. Za savijanje šipke oko trna promjera $D = 10 \cdot \phi \rightarrow \varepsilon = 9\%$ naprezanja u čeliku na rubu dosežu granicu popuštanja. Očito je da pri premalom odnosu D/ϕ može doći do produljenja koje može uzrokovati slom čelika. Na ovom primjeru možemo vidjeti jedan od razloga zašto je bitan zahtjev duktilnosti čelika.



Slika 7.19. *a) izgled šipke savijene oko trna promjera D=2r, b) naprezanja betona na kontaktu sa savijenom šipkom (desno) [1]*

b) **Da ne dođe do drobljenja i raspucavanja betona** na mjestu kontakta s povijenom šipkom - lokalni je tlačni napon koji se tom prilikom pojavljuje:

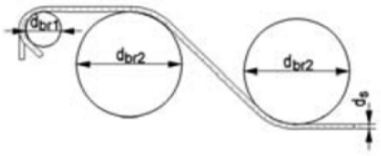
$$p = \left(D/\phi\right)\left(\pi\ \sigma_s \sin\left(\alpha/2\right)\right)/\alpha\ . \tag{7.7.}$$

Kod malog omjera D/ϕ može doći do drobljenja ili cijepanja betona. Stoga savijanje armaturnog čelika treba izvoditi odgovarajućim uređajima. Savijanje se može izvesti:

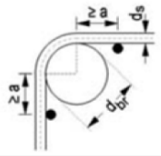
- hladnim postupkom gdje temperatura čelika mora biti oko 0°C
- toplim postupkom, čelik se zagrijava na više od 500°C te se hladi na zraku
- tehnikom naprijed-nazad koja predstavlja dodatno opterećenje za čelik – budući da se pri povratnom savijanju ne mogu zadržati iste karakteristike čelika, javljaju se jake hladne deformacije, čak i naprsline u području rebara.

Kako bi se spriječili negativni učinci savijanja armaturnih šipki, potrebno je poštivati sljedeća pravila dana u tablicama 7.7. i 7.8.

Tablica 7.7. *Najmanje vrijednosti promjera kod jednostrukog savijanja*

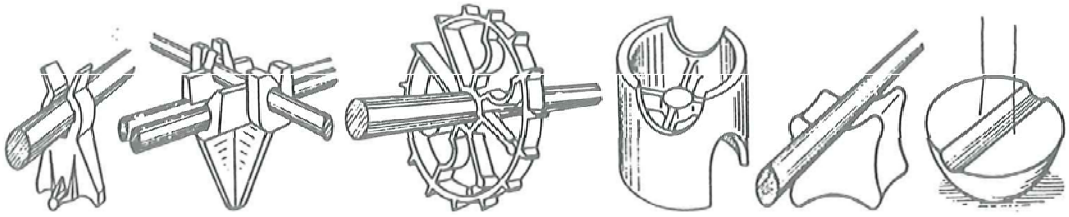
	Kuke, pravokutne kuke, petlje [d_{br1}]		Kose ili druge povijene šipke [d_{br2}]		
	Promjer šipke d_s		Najmanja veličina zaštitnog sloja betona okomito na ravninu savijanja		
	< 20 mm	≥ 20 mm	> 100 mm > 7 d_s	> 50 mm > 3 d_s	≤ 50 mm ≤ 3 d_s
Normalni beton	4 d_s	7 d_s	10 d_s	15 d_s	20 d_s
Laki beton	5 d_s	9 d_s	13 d_s	20 d_s	26 d_s

Tablica 7.8. *Najmanje vrijednosti promjera savijanja za armaturu savijenu nakon zavarivanja*

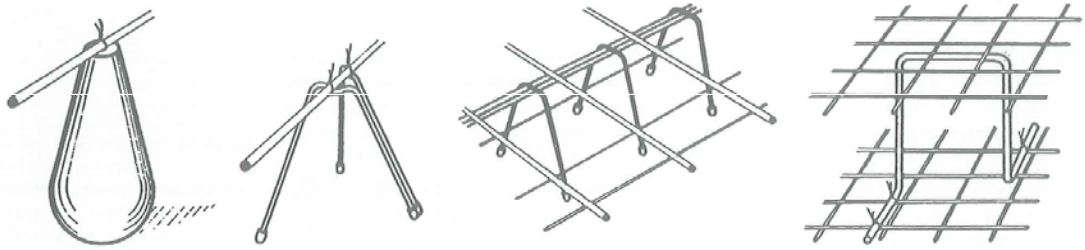
	Pretežno miran utjecaj		Utjecaj koji nije pretežno miran	
	Zavarivanje van područja savijanja	Zavarivanje unutar područja savijanja	Zavarivanje na vanjskoj strani savijanja	Zavarivanje na unutrašnjoj strani savijanja
za a < 4 d_s	20 d_s	20 d_s	100 d_s	500 d_s
za a ≥ 4 d_s	Vrijednosti prema tabeli iznad			

7. Načelo osiguranja položaja armature pri betoniranju (formiranje krutog armaturnog koša)

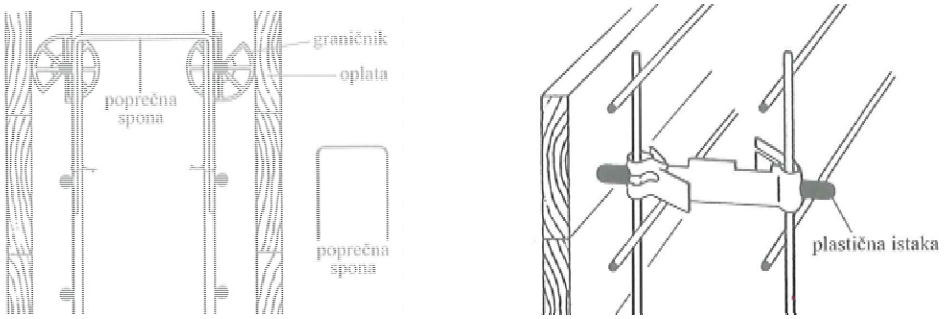
Osiguranje položaja armature, tj. njezina razmaka od oplate postiže se podmetačima, graničnicima i distancerima. Često se u praksi za sve rabi naziv distanceri. Oni mogu biti plastični, betonski ili čelični. Na slikama 7.20. – 21. prikazani su primjeri podmetača (distancera). Kod greda i stupova položaj armature dodatno se osigurava i armaturnim sponama (vilicama).



Slika 7.20. *Podmetači za armaturu donje zone ploča i greda*



Slika 7.21. *Podmetači za armaturu gornje zone ploča*



Slika 7.22. *Graničnici i distanceri za osiguranje položaja armature zida [1]*

8. Načelo osiguranja djelotvorne ugradnje betona

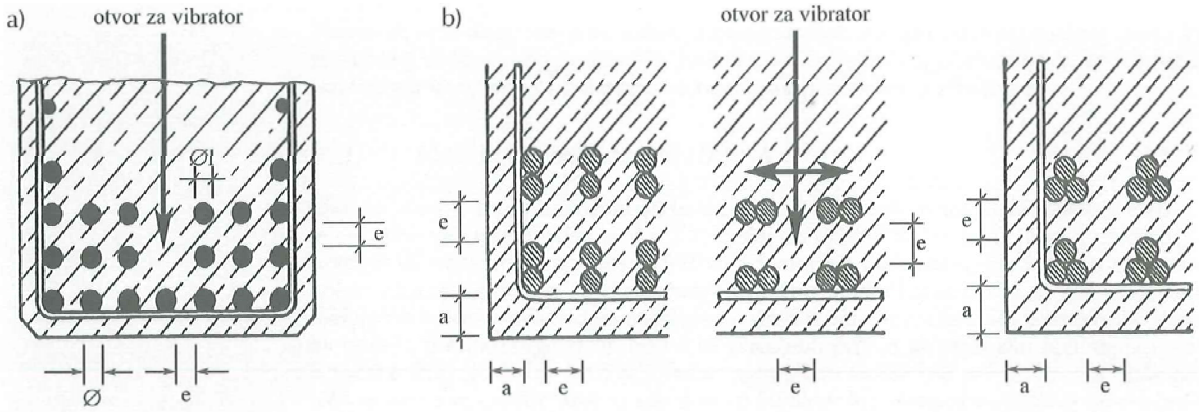
Ranije smo vidjeli da razmak između armaturnih šipki ne smije biti prevelik, međutim, nasuprot tome, djelotvornu ugradnju betona može ugroziti premali razmak šipki. Djelotvorna ugradnja betona osigurava se tako da se omogući:

- prolaz najvećeg zrna agregata između šipki
- ostavljanje dovoljno velikih otvora za pristup vibratora kojim se beton zbija prilikom ugradnje.

Da bi se to osiguralo, svijetli razmak između paralelnih šipki ili horizontralnih slojeva, e, treba biti:

$$s_{\min} \text{ ili } e_{\min} \geq \begin{cases} \phi \\ d_g + 5\,\text{mm} \\ 20\,\text{mm} \end{cases} \qquad (7.8.)$$

gdje je $s_{\min}$ ili $e_{\min}$ – minimalni svjetli razmak između šipki armature; ϕ – promjer šipke armature; d_g – maksimalni promjer zrna agregata.



Slika 7.23. *Svijetli razmaci između šipaka za osiguranje djelotvorne ugradnje betona: a) pojedinačne šipke, b) snopovi šipki [1]*

Za pristup vibratoru svijetli razmak otvora između šipki mora biti najmanje 10 cm. Također, potrebno je kod zidova i stupova te debelih ploča osigurati koridore za ulazak cijevi kroz koju se ubacuje beton.

7.3. Radne reške

Cijelu konstrukciju nije moguće izvesti odjednom. Stoga se razni konstrukcijski elementi izvode u fazama. Pri tome je potrebno predvidjeti radne reške, koje se uglavnom nalaze na spojnicama različitih konstrukcijskih elemenata. Međutim, često se elementi velikih dimenzija (bilo tlocrtnih ili dužinskih), kao npr. temeljne i stropne ploče betoniraju u više faza jer se ne može ugraditi tolika količina betona u jednom danu bilo zbog tehnologije ugradnje ili radi ograničavanja utjecaja skupljanja betona.

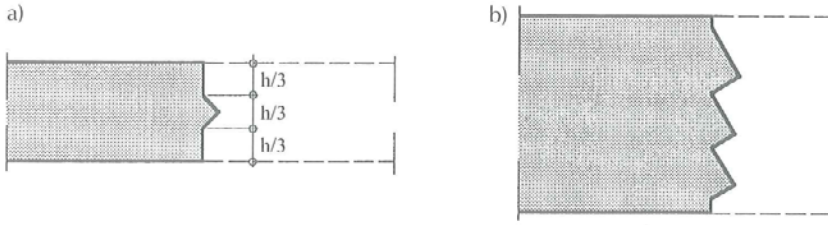
U svakom slučaju, uvijek je poželjno predvidjeti što manji broj radnih reški jer radne reške su uvijek mjesta oslabljenja konstrukcijskog elementa. Međutim, svakako ih je nemoguće izbjeći i potrebno ih je u dogovoru s izvođačem unaprijed odrediti. U slučaju da tijekom izvedbe dođe do nepredviđenog prekida betoniranja zbog kvara na betonari ili strojeva kojim se ugrađuje beton (pumpe, toranjske dizalice) ili vremenskih uvjeta, takvu novonastalu radnu rešku treba obraditi kao i planiranu.

Kod **horizontalnih reški**, njihovu površinu treba očistiti i ohrapaviti, potom polijevati tako dugo dok se stari beton ne natopi vodom. Prije početka betoniranja sljedeće faze treba ukloniti višak vode. Svakako je poželjno spoj premazati odgovarajućim polimerima radi boljeg povezivanja (tzv. S-N veze).

Vertikalne reške ostvaruju se pomoću privremene oplate. Obrada treba biti jednaka kao i kod horizontalne reške.

Prekid betoniranja, radne reške te spoj starog i novog betona:

- Treba izvoditi na mjestu gdje je posmik jednak ili blizu 0.
- Ako dođe do prinudnog prekida u toku rada, onda treba, gdje je to moguće i gdje se odredi, ostaviti prikladan oblik prekida.
- Ostatak svježeg betona na prekidu, koji nije mogao biti izvibriran, mora se odstraniti, a ako je beton već očvrsnuo, uklanja se pneumatskim čekićem i to pred nastavak betoniranja.
- Prije nastavka betoniranja treba površinu očvrsnutog betona temeljito očistiti vodom i zrakom pod pritiskom.
- Na mjestu prekida betoniranja, koje je uzrokovano višom silom ili drugim razlozima, potrebno je osigurati čvrstu vezu starog i novog betona.
- Treba primijeniti dodatke za poboljšanje prionjivosti starog i novog betona uz odgovarajuću pripremu površine na koju naliježe svježi beton.



Slika 7.24. *Izgled pripremljene vertikalne radne reške: a) ploča, b) greda [1]*



Slika 7.25. *Prikaz detalja prekida betoniranja na armiranobetonskoj ploči*

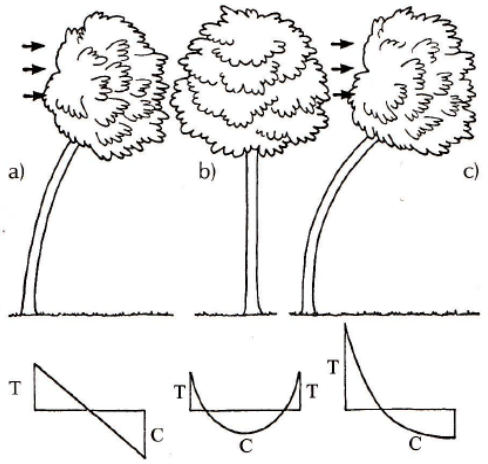
8. Prednapinjanje betonskih konstrukcija

8.1. Uvod

Beton je materijal velike tlačne, a male vlačne čvrstoće. Vlačna naprezanja izazvana skupljanjem, temperaturom i vanjskim opterećenjem vrlo brzo dostižu vlačnu čvrstoću betona te dolazi do raspucavanja u armiranobetonskim konstrukcijama. Nakon pojave pukotina sva vlačna naprezanja prihvaćaju se armaturom.

Osnovna zamisao prednapinjanja dana je u uvodnom dijelu u poglavlju 1.4. Osnovno načelo prednapinjanja u najopćenitijem smislu predstavlja stvaranje vlastitih stanja naprezanja koja su suprotna očekivanim djelovanjima radi postizanja veće nosivosti.

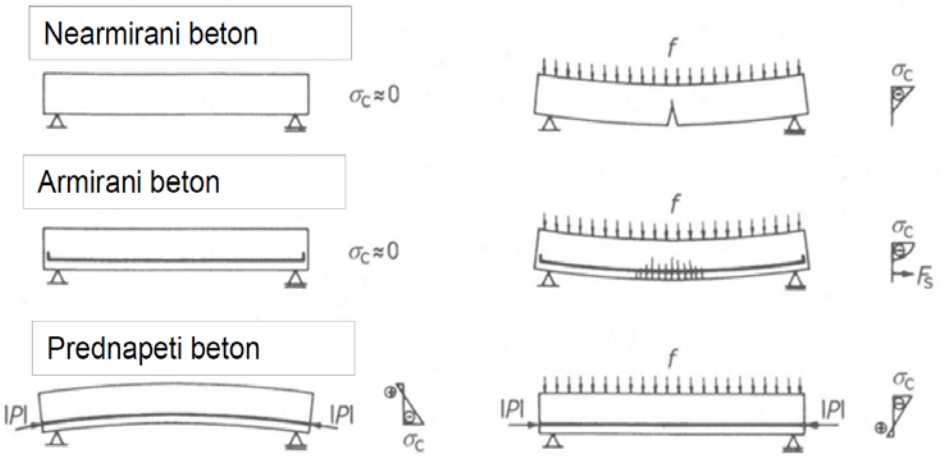
Primjer iz prirode je slučaj stabla (slika 8.1.) koje je prednapeto tako da mu je područje uz rub izloženo vlačnim naprezanjima, a u sredini tlačnim. Kako gradivo stabla ima veću otpornost na vlak nego na tlak, to omogućuje i veću čvrstoću i deformabilnost u slučaju djelovanja vjetra.



Slika 8.1. *Prikaz djelovanja vjetra na stablo: a) savijanje kada nema prednapona, b) prednapon u stablu u normalnom stanju, c) prednapeto stablo u slučaju jakog vjetra*

Kod betona i sličnih gradiva situacija je drukčija budući da oni imaju mnogo veću tlačnu nego vlačnu čvrstoću i zato ih treba prednapeti na način da se što više smanji područje s vlačnim naprezanjima. Vlačna je čvrstoća betona svega 8 – 15% njegove tlačne čvrstoće. Kod opterećenja, u pločama se i gredama zbog savijanja javljaju pukotine i to u ranim fazama naprezanja (slika 8.2.). Kako bi se pukotine spriječile, potrebno je osigurati tlačno naprezanje okomito na smjer njihova pružanja.

Stoga je cilj prednapinjanja betonskih konstrukcija eliminirati ili barem smanjiti vlačna normalna naprezanja u svim presjecima i to djelovanjem umjetno izazvanim silama. Te sile nazivamo silama prednapinjanja. Tako dobivena naprezanja moraju biti manja od dopustivih vrijednosti u svima fazama izvedbe i uporabe građevine.



Slika 8.2. *Prikaz ponašanja nearmirane, armirane i prednapete betonske grede iz čega je vidljivo osnovno načelo prednapinjanja betonskih konstrukcija*

Prednapinjanjem betonskih konstrukcija poboljšava se kapacitet nosivosti konstrukcijskih elemenata izloženih ne samo savijanju nego i djelovanju poprečne sile i torzije.

8.2. Povijesni razvoj prednapinjanja betonskih konstrukcija

Prednapeti beton svakako je najvažnija inovacija dvadesetog stoljeća na području betonskih konstrukcija. Ideja prednapinjanja u svrhu smanjenja raspucavanja vrlo je stara. Još 1886. g. Jackson, P.H. uvodi načelo prednapinjanja čeličnim šipkama postavljenim u lukovima od umjetnog kamena. Nakon toga su mnogi praktični pokušaji prednapinjanja betonskih konstrukcija propali jer je uporabljen normalni čelik, čije je najveće elastično produljenje otprilike jednako skraćenjima betona od skupljanja i puzanja tako da se početno naprezanje tijekom vremena postupno izgubilo. Treba svakako napomenuti da se pojava skupljanja i puzanja betona u to vrijeme uopće nije poznavala. Rješenje je ovoga nedostatka bilo izraditi beton i čelik visoke čvrstoće. Stoga je primjena i betona i čelika visoke čvrstoće bila osnovni preduvjet za razvoj prednapetih betonskih konstrukcija.

Neka od načela prednapinjanja postojala su i prije primjene u betonu, kao npr.:

1. Metalni obruči na drvenim bačvama – izazivaju stanje početnog prstenastog tlaka, koje će se suprotstaviti prstenastom vlaku koje uzrokuje tekućina u bačvi (slika 8.3).
2. Prednaprezanje žica u kotaču bicikla – žice se napregnu toliko da je u žicama uvijek vlak, tj. postoji vlačna nosivost jer bi se u suprotnom žica izbočila (slika 8.4.).



Slika 8.3. *Fotografija bačve s obručima*



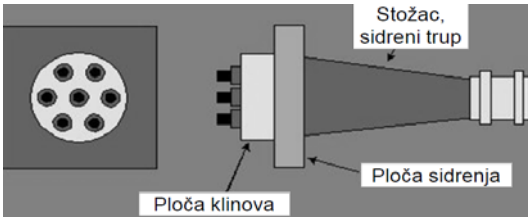
Slika 8.4. *Fotografija kotača bicikla*

U godinama istraživanja za prednapete betonske konstrukcije izuzetno su važni sljedeći događaji:

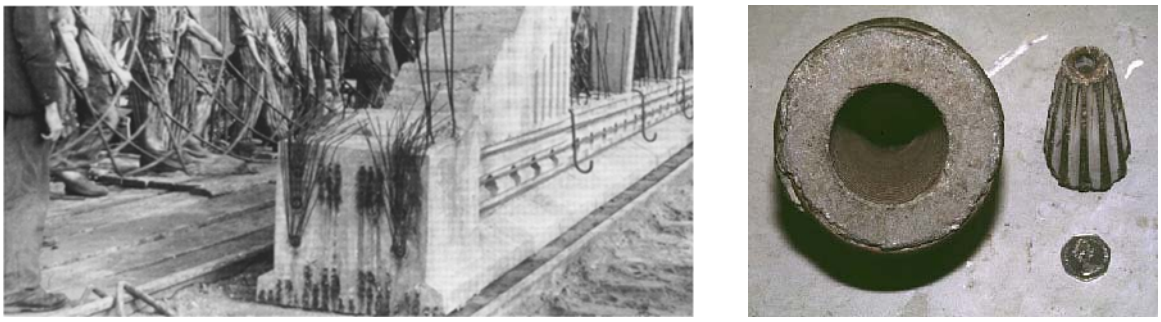
- 1908. g. Stainer, C.R. (SAD) spoznaje gubitke uslijed skupljanja i puzanja te predlaže ponovno napinjanje šipki kako bi se nadoknadili gubici.
- 1911. g. poznati francuski inženjer Eugene Freyssinet razradio je pojavu skupljanja i puzanja betona te na temelju toga dokazao da za prednapinjanje treba uporabiti čelik vrlo visokih čvrstoća radi ostvarenja trajnog stanja vlastitih naprezanja.
- 1923. g. Emperger, F. (Austrija) razvija metodu omatanja i vlačnog prednapinjanja čeličnih žica oko betonskih cijevi.
- 1925. g. Dill, R.H. (SAD) primjenjuje čelične šipke visoke čvrstoće koje nisu vezane za beton. Šipke se napinju i sidre nakon što beton očvrsne.
- 1926. g. Freyssinet, E. (Francuska) primjenjuje žice od čelika visoke čvrstoće s graničnom čvrstoćom od 1725 MPa i granicom popuštanja 1240 MPa.
- 1938. g. Hoyer. E. (Njemačka) razvija metodu prednapinjanja na traci *Long line*.
- 1939. g. Freyssinet, E. (Francuska) razvija stožaste klinove za rubno sidrenje kod naknadnog prednapinjanja i razvija obostrano djelujuće preše.
- 1940. g. Mangel. G. (Belgija) razvija sustav sidrenja za naknadno prednapinjanje pomoću plošnih klinova.



Slika 8.5. *Metoda prednapinjanja na traci*



Slika 8.6. *Prikaz sidrenja pomoću plošnih klinova*



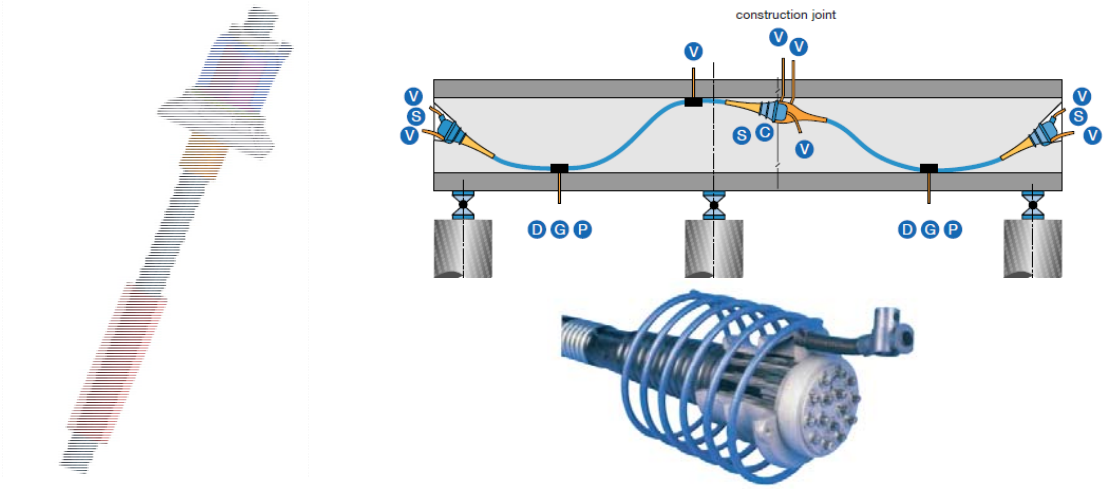
Slika 8.7. *Fotografija prvih prednapetih nosača (lijevo) i prvih klinova za sidrenje užadi (desno)*

Istinski procvat, na međunarodnoj razini, ostvaren je u godinama nakon II. svjetskog rata. Švicarski inženjeri *M. Birkenmayer*, *C. Brandestini*, *M. Roš* i *K. Vogt* utemeljuju 1948. g. sustav prednapinjanja **BBRV** (nazvan po početnim slovima njihovih prezimena). Kasnije je osnovana i istoimena tvrtka (bez slova V), koja djeluje i danas.



Slika 8.8. *Sustav BBR za prednapinjanje*

1949. g. utemeljen je sustav **Dywidag** s nategama od orebrenih šipki velika promjera, a notom poslije razvili su i ostale sustave prednaprezanja.

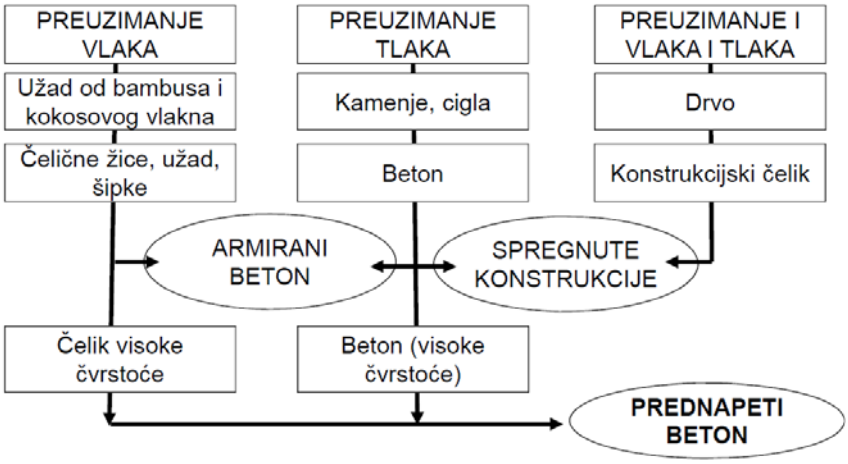


Slika 8.9. *Sustav Dywidag za prednapinjanje*

Uz prednapete konstrukcije vezani su još neka događanja i osobe koje je potrebno spomenuti:

- Guyon, Y. (Francuska), prednapeti mostovi u zapadnoj i srednjoj Europi
- Abeles, P.W. (Engleska), djelomično prednapinjanje
- Leonhard, F., (Njemačka); Mikhalior, V. (Rusija); Lin, T.Y. (SAD)
- 1952. u Europi se osniva FIP, The International Federation for Prestressing
- 1954. u SAD-u se osniva PCI, The Precast/Prestressed Concrete Institute.

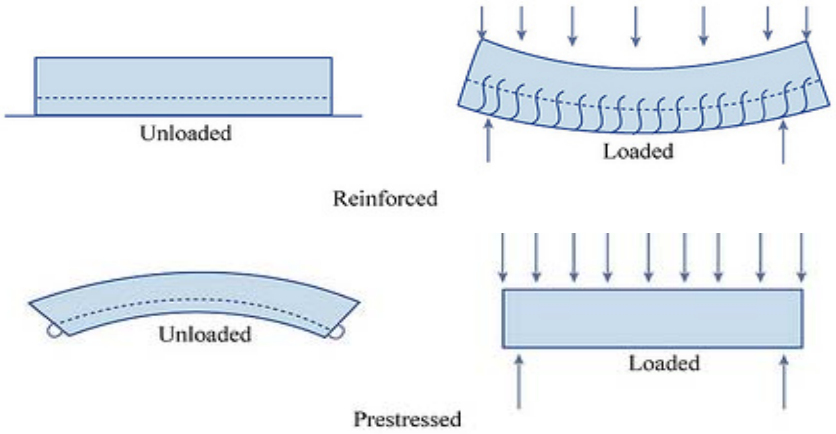
Naravno, razvoj prednapetog betona može se promatrati u sklopu razvoja tradicionalnih materijala za građenje prikazanog na slici 8.10.



Slika 8.10. *Prikaz razvoja prednapetog betona u odnosu na tradicionalne materijale*

8.3. Načelo prednaprezanja betonskih konstrukcija

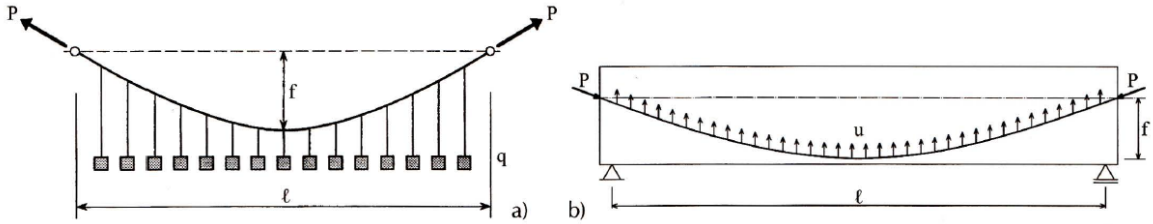
Glavna je svrha prednaprezanja suprotstavljanje momentima savijanja te je njegova glavna primjena kod greda i ploča. Za razliku od obične armature koja se naziva pasivnom jer joj naprezanje potječe isključivo od vanjskih djelovanja, prednapeta armatura nakon napinjanja stvara vlastito stanje naprezanja unutar konstrukcije, tj. rezne sile koje djeluju na beton i uravnotežuju se sa silama u prednapetoj armaturi (slika 8.11.).



Slika 8.11. *Razlika između betonske i prednapete grede*

Važan je i tipičan slučaj kad armatura za prednaprezanje ima oblik parabole jer za taj slučaj skretna sila dobiva karakter jednoliko rasprostrtog opterećenja usmjerenog prema gore.

Kao što uže opterećeno jednoliko rasrpostrtim opterećenjem poprima oblik parabole, tako i skretne sile od parabolične natege (kabela) imaju karakter jednoliko rasprostrtog opterećenja. Kako u oba slučaja sve sile moraju biti u ravnoteži, a u ovom slučaju se promatraju sile na beton, skretne su sile usmjerene prema gore. Djelovanje prednapinjanja na betonsku gredu svodi se, dakle, na djelovanje tlačnih sila na mjestima usidrenja (P) i djelovanje skretnih sila .



Slika 8.12: *a) oblik užeta opterećen jednoliko rasprostrtim opterećenjem, b) skretne sile djeluju na betonsku gredu od napinjanja paraboličnog kabela [1]*

Moment od prednapinjanja na statički određenom sustavu određuje se prema:

$$M_p = P \cdot e \tag{8.1.}$$

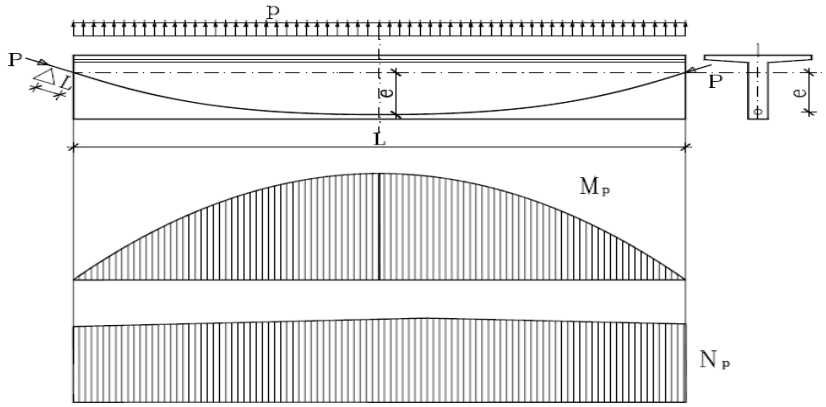
gdje je P – sila prednapinjanja u kabelu; e - udaljenost težišta kabela od težišta betonskog presjeka.

Prema svemu navedenom, kabel se može promatrati kao vanjsko opterećenje:

$$M_p = P \cdot e = \frac{p \cdot L^2}{8} \tag{8.2.}$$

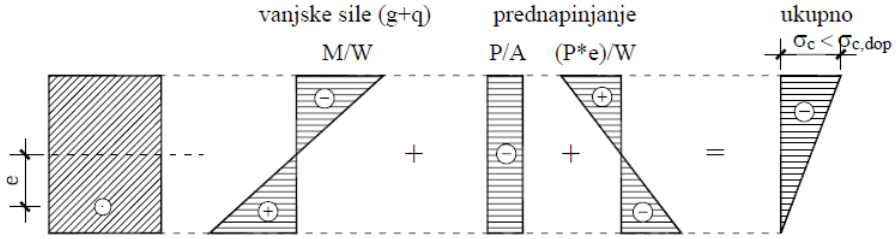
gdje je skretna sila, odnosno linijsko opterećenje na nosač p:

$$p = \frac{8 \cdot P \cdot e}{L^2}. \tag{8.3.}$$



Slika 8.13. *Prikaz dijagrama savijanja i uzdužne sile uslijed djelovanja prednapinjanja*

Postojanje uzdužne tlačne sile od prednaprezanja, P, kao i momenta savijanja uslijed ekscentričnog položaja armature za prednaprezanje, $M_p = P \cdot e$, rezultira naprezanjima koja se zbrajaju s naprezanjima od opterećenja na način prikazan na slici 8.14.



Slika 8.14. *Prikaz dijagrama naprezanja za djelovanje opterećenja i prednapinjanje te njihov konačan zbroj (slučaj potpunog prednaprezanja)*

Za položaj kabela za prednaprezanje prikazan na slici 8.14. mogu se jednostavno primjenom osnovnog pravila za superponiranje naprezanja odrediti maksimalna naprezanja na vrhu i dnu presjeka betonskog elementa po fazama:

a) U trenutku prednapinjanja:

- na donjem rubu: $$\sigma_{d,max} = -\frac{P}{A_c} - \frac{P \cdot e}{W_d} \quad (8.4.)$$

- na gornjem rubu: $$\sigma_{g,max} = -\frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e}{W_d}. \quad (8.5.)$$

b) U trenutku punog opterećenja momentom M od vanjskog opterećenja:

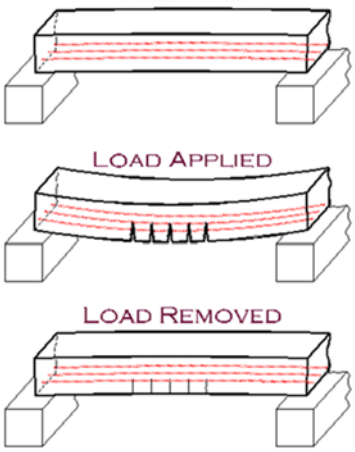
- na donjem rubu: $$\sigma_{d,max} = -\frac{P}{A_c} - \frac{P \cdot e}{W_d} + \frac{M}{W_d} \quad (8.6.)$$

- na gornjem rubu: $$\sigma_{g,max} = -\frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e}{W_g} - \frac{M}{W_g} \quad (8.7.)$$

gdje je P – sila prednapinjanja u kabelu; e - udaljenost težišta kabela od težišta betonskog presjeka; M – moment savijanja od vanjskog opterećenja; A_c – ploština poprečnog betonskog presjeka; W_d – moment otpora presjeka za donji rub presjeka i iznosi: $W_d = I/y_{d,max}$; W_g – moment otpora presjeka za gornji rub presjeka i iznosi: $W_g = I/y_{g,max}$; I – moment inercije presjeka; $y_{d,max}$ i $y_{g,max}$ – maksimalne udaljenosti donjeg i gornjeg ruba presjeka od težišta presjeka.

8.4. Stupanj prednaprezanja

U samom početku prednapinjanja rabilo se **potpuno prednaprezanje**, međutim, iskustvo je pokazalo da je često praktičnije i ekonomičnije kombinirati prednosti armiranog i prednapetog betona. Načelno se radi o tome da se veća vlačna naprezanja i pukotine dopuštaju samo za ekstremno opterećenje koje se dostiže vrlo rijetko.



Slika 8.15. *Prikaz djelovanja opterećenja i pojave pukotina*

To se odnosi na **djelomično prednaprezanje**. Stanje između naziva se **ograničeno prednaprezanje**. Dakle, prema stupnju prednapinjanja razlikujemo sljedeće vrste betona:

- potpuno prednapeti beton $k = 1,0$
- ograničeno prednapeti beton $k < 1,0$ i
- djelomično prednapeti beton $k = 0,4 – 0,7$,

gdje je k odnos momenta dekompresije, M_{dek} i ukupnog momenta, $M_{g+\Delta g+q}$:

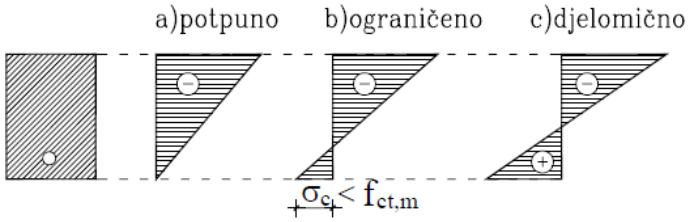
$$k = \frac{M_{dek}}{M_{g+\Delta g+q}} \quad . \quad (8.8.)$$

Moment dekompresije, M_{dek}, moment je savijanja izazvan vanjskim opterećenjem koji je po veličini i smjeru takav da na vlačnom rubu poništi naprezanja izazvana silom prednapinjanja.

Kod potpunog prednaprezanja u svim fazama opterećenja i uporabe naprezanja su u poprečnom presjeku betonskog elementa u tlaku (slika 8.16.-*a*). Kako je cijeli betonski presjek u tlaku, u ovom slučaju nema pojave pukotina ni u jednoj fazi opterećenja i uporabe. Međutim, da bi se to ostvarilo, potrebna je veća sila prednaprezanja, a tim je i veći utrošak armature za prednaprezanje.

Kod ograničenog prednaprezanja u fazama prednapinjanja i uporabe dopušta se pojava vlačnih naprezanja u poprečnom presjeku (slika 8.16.-*b*) s tim da ona ne smiju biti veća od vlačne čvrstoće betona na savijanje. Budući da nije prekoračena vlačna čvrstoća betona, u ovom slučaju nema pojave pukotina ni u kojoj fazi opterećivanja i uporabe. Za razliku od potpunog prednaprezanja, sila prednapinjanja može biti nešto manja što čini uštedu u armaturi za prednaprezanje.

Djelomično prednaprezanje podrazumijeva da su za većinu proračunskih situacija vlačna naprezanja u elementu manja od vlačne čvrstoće betona na savijanje, a da se kod ekstremnih proračunskih situacija (opterećenja) dopušta prekoračenje vlačne čvrstoće i otvaranje pukotina. Naravno, stupanj djelomičnog prednapinjanja ovisi i o uvjetima u kojima se nalazi konstrukcijski element kako postojanje pukotina ne bi utjecalo na smanjenje trajnosti konstrukcijskog elementa.



Slika 8.16. *Prikaz konačnih naprezanja ovisno o stupnju prednaprezanja*

8.5. Prednosti i nedostaci prednapinjanja betonskih konstrukcija

8.5.1. Prednosti prednapetog betona

Prednost je prednapetog betona u uporabi materijala (betona i čelika) velike čvrstoće. Visokovrijedni čelik posebice omogućuje velike vlačne sile u odnosu na raspoloživi presjek te neprekinutost glavne vlačne armature za dugačke elemente. Osim navedenih prednosti imamo i sljedeće:

1. **Pod uporabnim opterećenjem presjek ostaje neraspucao**. U ovom slučaju imamo povećanu trajnost konstrukcije jer ne dolazi do korozije armature kao kod raspucalog presjeka. Sam presjek gotovo je u potpunosti upotrebljiv što rezultira većim momentom inercije i manjom deformabilnosti. Presjek ima veću nosivost na posmik zbog kosine vođenja kabela. Elementi kod kojih su ova svojstva povoljna jesu spremnici pod tlakom, rezervoari i itd. U slučaju dinamičkih djelovanja i zamora presjek se bolje ponaša.
2. **Velika vitkost, veliki odnos *L/h*** - Na ovaj način dolazi do smanjenja vlastite težine. Kako je vlastita težina betonskih konstrukcija gotovo uvijek ograničavajući faktor za svladavanje većih raspona, kod prednapetih konstrukcija dolazi do manjih dimenzija konstrukcija što rezultira povećavanjem raspona. Kao rezultat toga, javljaju se vitke konstrukcije (estetika) i ekonomski povoljniji presjeci.

Tablica 8.1. *Prikaz odnosa raspona i visine kod prednapetih ploča i greda*

	PLOČA	L/h		max L (m)	
	statički sustav	armirano-betonski	prednapeti	armirano-betonski	prednapeti
	slobodno oslonjena greda	17	22	15,0	25,0
	kontinuirani nosač	22	28*	20,0	30,0
* kod pločastih mostova s vutama L/h može ići do 40					

3. **Prikladnost za izgradnju od predgotovljenih elemenata** - Prednapete konstrukcije prikladne su za predgotovljenu izradu. Ovime se postiže brža izgradnja i bolja kontrola kvalitete. Kako su uvjeti bolji od onih kada se element izrađuje na gradilištu, dolazi do proizvodnje elemenata bolje trajnosti. Također je potreba za oplatom kod izgradnje konstrukcija od predgotovljenih elemenata smanjena. Gradnja s predgotovljenim elementima povoljna je za tipske konstrukcije i moguće je njihovo višestruko korištenje.



Slika 8.17. *Prikaz konstrukcije od predgotovljenih prednapetih elemenata i trake za proizvodnju*

8.5.2. Nedostaci prednapetog betona

Kako je prednapinjanje betonskih konstrukcija tehnološki složeniji proces, sljedeći su nedostaci:

1. Potrebna je stručna radna snaga zbog zahtjevnijih radova, posebice kod unosa sile prednaprezanja, što je prikazano na slici 8.18.-*a*.
2. Potrebna je posebna oprema kao što su preše za prednaprezanje, uređaji za mjerenje sile prednapinjanja i sl.
3. Velika preciznost u projektiranju i izvođenju očituje se u tome da armatura za prednaprezanje (kabeli, užadi i žice) treba biti točno postavljena jer odstupanje rezultira dodatnim momentima savijanja uslijed prednapinjanja.
4. Gradivo je skuplje i to prvenstveno čelik visoke čvrstoće koji se upotrebljava za prednapinjanje. U pravilu je čelik za prednapinjanje oko pet puta skuplji od čelika za armiranje. Također, beton višeg razreda tlačne čvrstoće zahtijeva veću količinu cementa koji je najskuplja komponenta sastava betona tako da viši razred betona znači i skuplji beton.

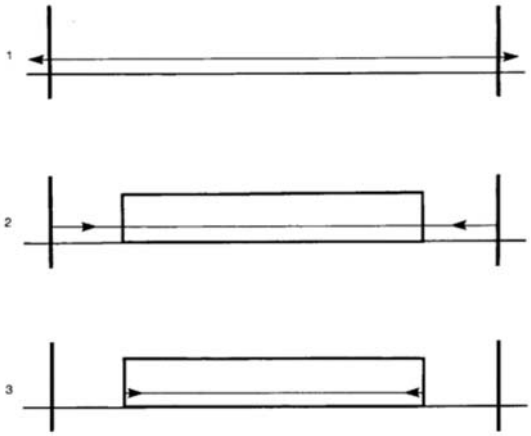


a) precizno postavljanje kabela *b) stroj za uvlačenje užadi u cijev* *c) prednapinjanje prešama*

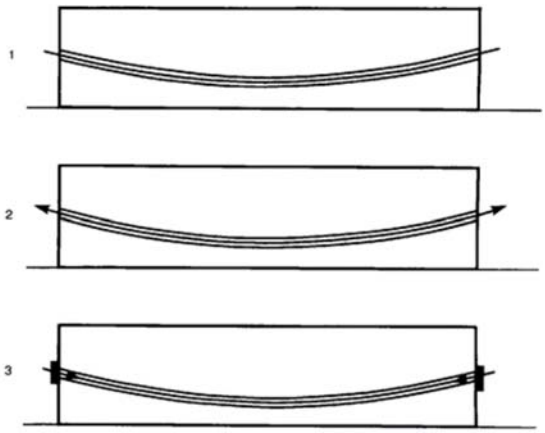
Slika 8.18. *Prikaz posebnosti prednapinjanja u odnosu na klasično armiranje*

8.6. Metode prednapinjanja betonskih konstrukcija

Prema metodi prednapinjanja, postoje **prethodno ili adhezijsko** prednapinjanje, koje se odvija prije stvrdnjavanja betona i **naknadno ili kabelsko** prednapinjanje, koje se odvija nakon stvrdnjavanja betona.



a) Žice i užad se prije nategnu, a zatim se betonira element.

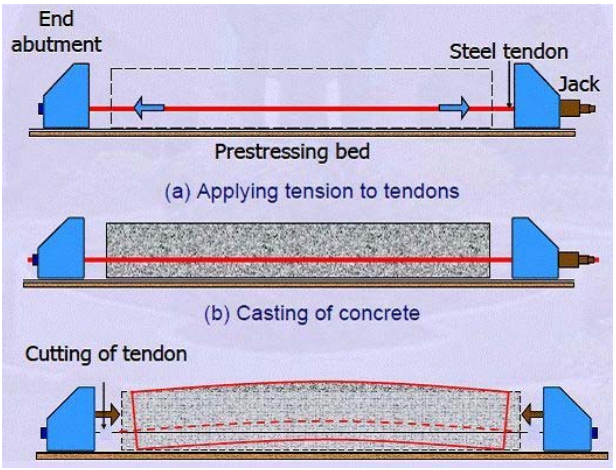


b) Prvo se izbetonira element i nakon što je očvrsnuo, uvlače se užad i kabeli i vrši prednapinjanje.

Slika 8.19. *Prikaz metode prethodnog prednapinjanja: a) prethodno ili adhezijsko, b) naknadno ili kabelsko prednapinjanje*

8.6.1. Prethodno ili adhezijsko prednapinjanje

Prethodno naprezanje ili prednapinjanje odlikuje se time što se žice napinju prije ugradnje betona. Cijeli se postupak događa na proizvodnoj stazi koja može imati duljinu 100 – 200 m. Žice se napinju između sidrenih blokova, nakon čega se postavi oplata i izbetoniraju elementi.



Slika 8.20. *Prikaz procesa prethodnog naprezanja*

Nakon što beton dovoljno očvrsne, krajevi žica se otpuste i odvoje od sidrenih blokova tako da se sila prednapinjanja preko prianjanja (adhezije) prenesi na betonski element. Žica koja je bila istegnuta nakon otpuštanja se želi skratiti. Međutim, betonski joj element to ne dopušta jer je žica prionula za beton te dolazi do unosa tlačne sile u betonski element.

Naravno, kod unosa sile sa žice na beton, kako je betonski element opterećen tlačno, on se malo skraćuje, dok u isto vrijeme zbog skraćenja žice dolazi do pada početnog naprezanja. Međutim i nakon pada, žice imaju visoku razinu vlačnih naprezanja.

Za adhezijsko prednaprezanje rabe se žice i užad bez bilo kakvih presvlačenja budući da je osnovni preduvjet dobro prianjanje između žica (užadi) i betona. Također, kod adhezijskog prednaprezanja uglavnom se izvodi ravno vođenje užadi ili žica, a eventualno se može izvoditi i poligonalno, s tim da je znatno složenije zbog izvedbe sidrenih blokova za preuzimanje skretnih sila u žicama ili užadi.

Ograničenje kod ovakve metode prednapinjanja jest potreba za transportom elemenata većih dimenzija (20 do 30 metara). Također, nije moguće postaviti veću koncetraciju armature zbog prianjanja u betonu.

Osim toga, da bi se elementi mogli što prije ukloniti s proizvodne staze, potrebno je što brže otpuštanje užadi ili žica, a to je moguće tek kada beton postigne potrebnu razinu tlačne čvrstoće. Stoga se za adhezijsko prednapinjanje u pravilu rabe betoni visokih čvrstoća C40/50 i više te se, da bi se ubrzalo postizanje tlačne čvrstoće, provode zaparivanja i posebna njega betona. Također, kao što je već rečeno, nije moguća izvedba krivolinijskih vođenja natega koje se bolje prilagođuju opterećenjima, nego ravnih ili pravolinijskih.



a) postava užadi i njihovo zatezanje



b) lijevanje betona u oplatu nakon što je užad zategnuta



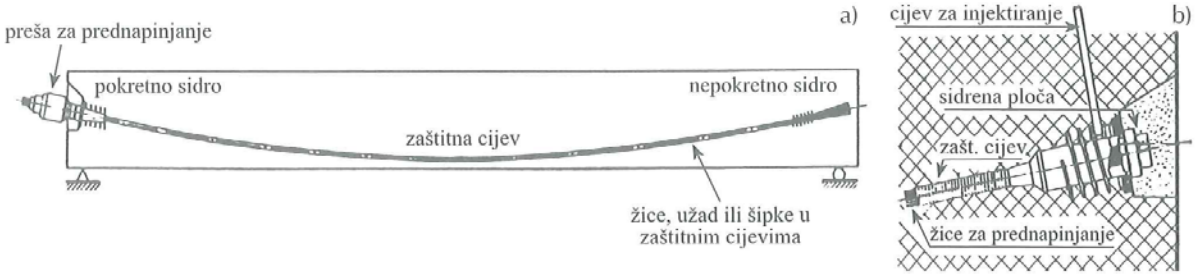
c) njega betona prekrivanjem i zaparivanjem

Slika 8.21. *Prikaz procesa prethodnog (adhezijskog) naprezanja*

8.6.2. Naknadno ili kabelsko prednapinjanje

1. Prednapinjanje nategama (kabelima) s prianjanjem

To je danas najčešći način prednapinjanja. Armatura (kabeli) se napinje nakon očvršćenja betona (no još uvijek na skeli) na mjestu sidra hidrauličkim prešama, s tim da se ona upire o beton elementa. Uslijed djelovanja preše armatura se produljuje, a element se malo skrati (trenutna elastična defomacija).



Slika 8.22. *Prikaz metode naknadnog prednapinjanja nategom: a) pogled na cijeli nosač, b) detalj pokretnog sidra [1]*

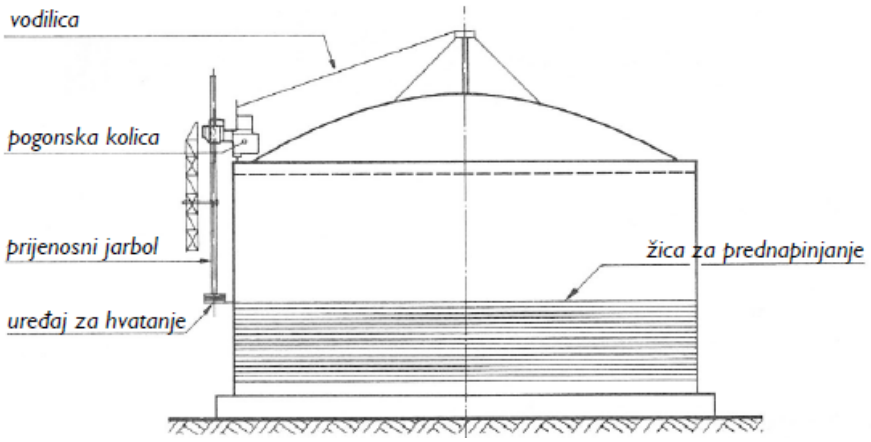
Da bi se ostvario potrebni pomak između armature za prednapinjanje i betona, armaturu je potrebno smjestiti u zaštitne cijevi (ne smije biti ostvarena prionjivost prije unosa sile prednapinjanja). Sidrenje kabela izvodi se nakon napinjanja. Zaštitne cijevi injektiraju se posebnom smjesom (cementno mlijeko s dodacima) čime se postiže veća sigurnost pri slomu i zaštita armature od korozije.

2. Prednapinjanje namatanjem

Kod spremnika i cijevi pod pritiskom moguće je postići povoljno početno stanje primjenom kružnog prednapinjanja (slika 8.23.). Tako se postiže beton bez raspucavanja koji ima veću vodonepropusnost. Posebnom opremom namata se žica oko već izvedenog spremnika i to konstantnom silom prednaprezanja (slika 8.24.). Na taj se način rješava problem gubitaka od trenja koji su znatni kod zakrivljenih natega, a znatno se smanjuje i broj sidara koja su uvijek osjetljiva mjesta u konstrukciji, a iziskuju i znatne troškove.



Slika 8.23. *Prikaz postizanja povoljnog početnog stanja kod spremnika*



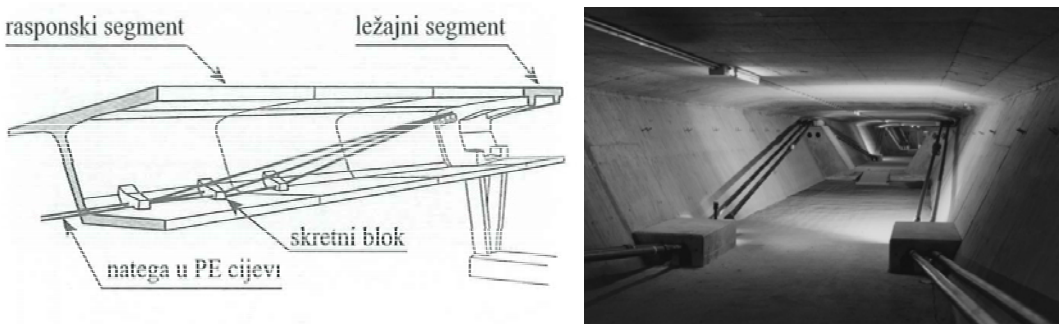
Slika 8.24. *Shema postupka prednapinjanja namatanjem*

3. Vanjsko prednapinjanje nategama bez prianjanja

Taj način prednapinjanja izumio je belgijski inženjer Gustave Magnel odmah poslije II. svjetskog rata. Učinak prednapinjanja očituje se silama na sidrima i skretnim silama na mjestima skretnih blokova (slika 8.25.).

Nedostatak je tog načina u manjim slomnim opterećenjima zbog nedostatka prianjanja pa je bio napušten. No nakon nekog vremena ponovo se vraća u uporabu zato što omogućuje jednostavniju postavu natega pa se time štedi ljudski rad. Zaštita od korozije postiže se ulaganjem natega u polietilenske cijevi koje se onda ispune specijalnom mašću ili gustim uljem.

Prednost je ovog postupka u tome što su mogući dotezanje i zamjena pojedninih natega.



Slika 8.25. *Primjer vanjskog prednapinjanja sandučastog mosta*

4. Sidrenje prednapete armature

Sidrenje prednapete armature ostvaruje se posebnim sidrima. Uređaj ili sidro služi za unošenje sile prednapinjanja s uređaja za napinjanje na beton. Sidro može biti napetljivo i u tom slučaju je pomično ili nenapetljivo što podrazumijeva nepomično sidro. Izgled pomičnog (aktivnog) i nepomičnog (pasivnog) sidra prikazan je na slici 8.26.



Slika 8.26. *Prikaz aktivnog i pasivnog sidra*

Sidrenje prednapete armature može se riješiti:

- prianjanjem s betonom
- sidrenjem na krajevima posebim sidrima koja se najčešće sastoje od čeličnih ploča za koje se natege učvrste navrtkom, klinovima i sl.
- sidrenje na krajevima ubetoniranim petljama, kukama i sl.



Slika 8.27. *Primjer sidara natega sustava BBR [1]*

8.7. Zahtjevi materijala

8.7.1. Beton

Za izradu prednapetih betonskih konstrukcija upotrebljavaju se betoni velikih čvrstoća zbog veće mogućnosti iskorištavanja tlačne čvrstoće betona. U pravilu su to betoni većeg razreda od C30/37.

8.7.2. Čelik za prednapinjanje



Slika 8.28. *Natege u kolutovima*

Već je rečeno da se prednapeti beton temelji na uporabi čelika visoke čvrstoće. Proizvodi od čelika za prednapinjanje jesu žice, užad, šipke i kabeli. Šipke se rabe pojedinačno, a žice i užad u pravilu u snopovima. Čelik za prednapinjanje je četiri do pet puta skuplji od armaturnog čelika. O najvažnijim svojstvima čelika za prednapinjanje rečeno je već u točki 4.3.

8.7.3. Zaštitne cijevi

Zaštitne cijevi izrađuju se od profiliranog lima debljine 0,2 do 0,35 mm. Profilacija je spiralna radi lakšeg izvođenje nastavaka. Ona ukrućuje cijev za poprečne pritiske, poboljšava prianjanje s betonom i

smjesom za injektiranje te, napokon, omogućuje savijanje dugih natega i njihovo namatanje u kolutove za transport. Izgledaju slično kao crijeva kod usisivača i u pravilu dolaze u kolutovima (slika 8.29.).



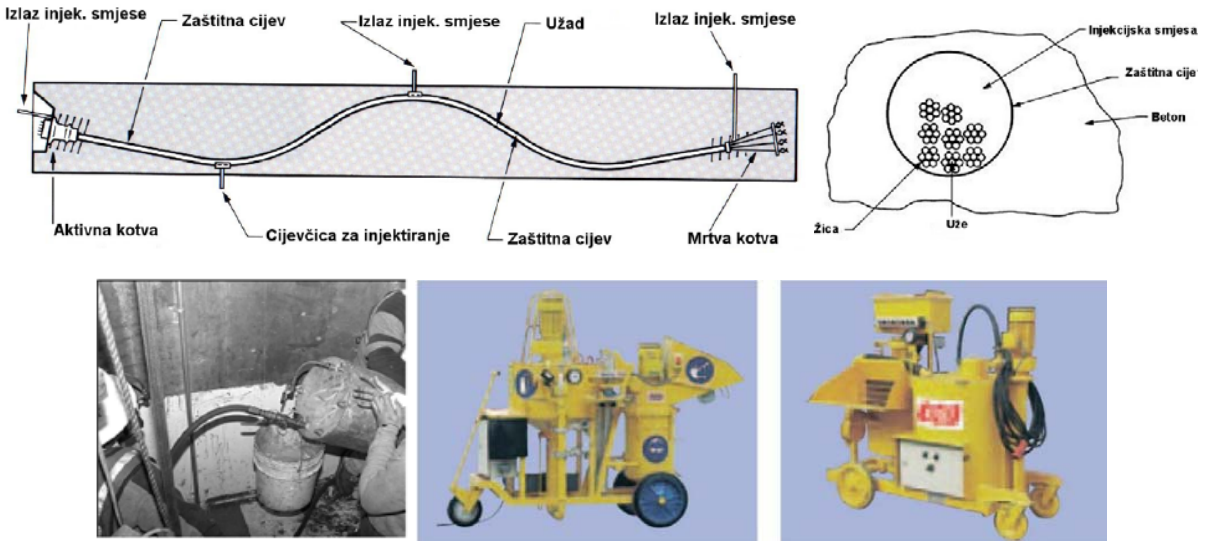
Slika 8.29. *Izgled zaštitne cijevi i njezino polaganje*

8.7.4. Smjesa za injektiranje

Smjesa za injektiranje ima dvije zadaće. Prva joj je zadaća štititi natege od korozije. Kako bi se ostvarila dobra zaštita od korozije, čelik mora biti potpuno obavijen cementnim mortom dostatne gustoće. Ne smiju se pojavljivati nezapunjeni dijelovi gdje se zadržao zrak ili voda. Voda se zimi može zaleditи i izazvati odlamanje zaštitnog sloja betona. Druga je zadaća cementnog morta za injektiranje osiguranje sprezanja natege i konstruktivnog elementa za što je potrebna dostatna čvrstoća.

Zahtjevi na smjesu za injektiranje jesu: minimalno skupljanje, dovoljna tlačna čvrstoća te otpornost na smrzavanje. Smjesa za injektiranje uglavnom je cementni mort s dodacima koji sprječavaju skupljanje.

Izvedba ukazuje na činjenicu da je problematično osiguranje potpune ispunjenosti zaštitne cijevi cementnim mortom bez šupljina. Najmanje šupljine mogu dovesti do korozije čelika. Cementni mort ne smije se injektirati pod velikim tlakom (2 MPa ili druga vrijednost određena postupkom injektiranja) ili velikom brzinom jer se, poštujući te zahtjeve, onemogućuje stvaranje zračnih čepova, segregacija, oštećivanje konstrukcije, opreme i ventila, štite se radnici te se omogućuje kontrola protoka morta. Da bi se zaštitna cijev pouzdano ispunila smjesom za injektiranje, smjesa se ubrizgava na najnižoj točki, a na najvišim su mjestima otvori za odzračivanje pa kad na njih izađe smjesa, to je pouzdan znak da su cijevi ispunjene.



Slika 8.30. *Prikaz punjenja smjesom za injektiranje i opreme za injektiranje*

8.8. Projektiranje, proračun i dimenzioniranje prednapetih betonskih konstrukcija

Projektiranje i proračun prednapetih betonskih konstrukcija vrlo su složeni, znatno složeniji nego proračun armiranobetonskih konstrukcija pa se time uglavnom bave specijalizirani stručnjaci i projektanti. Stoga će se u ovom poglavlju prikazati samo osnove tog proračuna.

8.8.1. Izbor presjeka i preliminarnih dimenzija

Visine prednapetih nosača manje su od armiranobetonskih konstrukcija istog raspona i opterećenja. Ekonomične su visine prednapetih nosača između 1/15 do 1/20 raspona, dok su minimalne visine 1/30 raspona za mostove, a 1/40 za krovne nosače s laganim pokrovom.

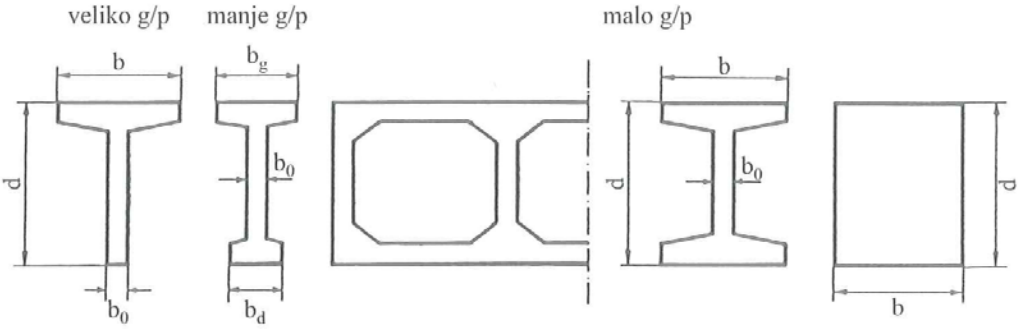
Formula za preliminarnu visinu prednapetog nosača jest:

$$d\,[\text{cm}] = (3 \text{ do } 4)\sqrt{M_{g+q}}\;[\text{kNm}] \qquad (8.9.)$$

gdje je d – visina poprečnog presjeka u cm; M_{g+q} – moment savijanja uslijed stalnog i promjenjivog opterećenja u kNm.

Oblik presjeka vrlo je važan kod prednapetih sustava. Racionalnost presjeka cijeni se prema udaljenostima gornjeg i donjeg ruba jezgre. Kao primjer ekonomičnosti uzima se relacija visine jezgre i polovice visine presjeka: $k_g + k_d = 0{,}5 \cdot d$. Općenito, racionalan presjek može se dobiti koncentracijom površine prema rubovima, odnosno što dalje od težišta presjeka.

Površina vlačnog pojasa ovisi o visini presjeka i odnosu g/q. Ako je visina velika i odnos g/q velik, donji pojas može izostati (T-presjek). Veličina gornjeg pojasa ovisi o sumi tereta $(g+q)$. Što je ovaj zbroj veći, to je potrebna veća širina pojasa. Ako je, naprotiv, g/q malo i visina mala, onda vlačni pojas treba imati veću širinu (I-presjek ili, još bolje, sandučasti presjek).



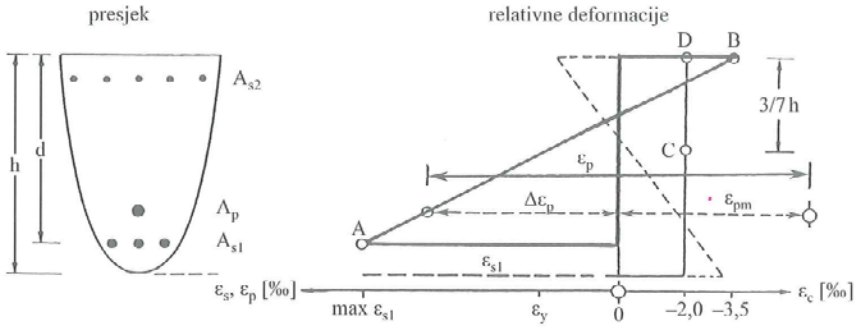
Slika 8.31. *Ovisnost racionalnog oblika poprečnog presjeka o odnosu g/q [1]*

8.8.2. Izbor sile prednapinjanja

Glavni kriterij za izbor sile prednapinjanja jesu zahtjevi trajnosti i uporabljivosti (ograničavanje raspucavanja). To se osobito odnosi na uvjet rastlačenja. Taj se uvjet svodi na dokaz da je naprezanje u točki 25 mm ispod zadnje natege veće ili jednako nuli. Ako je deformabilnost nosača kritična, treba voditi računa o saznanju da su deformacije nosača elastične, dugotrajne i najmanje kad skretne sile natega uravnotežuju stalno opterećenje.

8.8.3. Dimenzioniranje prema graničnim stanjima nosivosti

Osnovne pretpostavke i postupak dimenzioniranja prema hvatskim normama jednaki su kao i za armiranobetonski presjek, što je prikazano na slici 8.32.



Slika 8.32. *Osnovne pretpostavke za dimenzioniranje prednapetih betonskih presjeka*

Jedina je razlika u tome što kod prednapete armature treba uzeti u obzir predproduljenje koje rezultira napinjanjem natega. Kako se uglavnom radi o elementima napregnutim na savijanje, mjerodavan je onaj dijagram relativnih deformacija koji prolazi točkama A i B na slici 8.32.

Granične sile u pojedinim nategama iznose od 200 do 15000 kN. Čelik natega prilikom napinjanja izložen je vrlo velikim naponima koji iznose od 60 do 80% vlačne čvrstoće. Međutim, sila koja djeluje na sam betonski element tijekom vremena pada i smanjuje se. Razlika potječe od trenutnih i vremenskih gubitaka čiji su uzroci sljedeći:

- trenje armature u zaštitnim cijevima
- proklizavanje klinova
- relaksacija čelika za prednapinjanje (kao i puzanje, samo što je kod relaksacije deformacija konstantna uz smanjenje sile tijekom vremena)
- skupljanje betona
- puzanje betona.

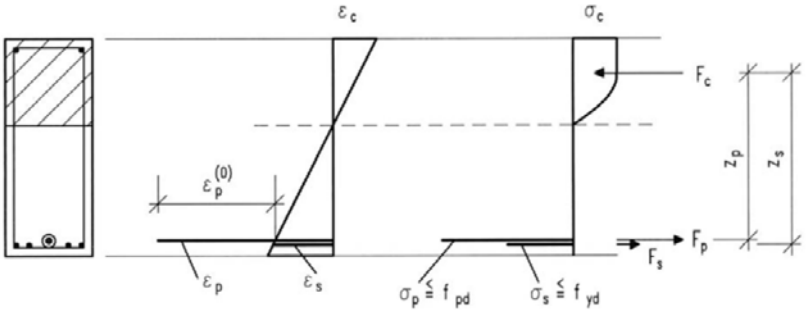
Određivanje gubitaka kod važnih građevina, npr. mostova, izvodi se računski, dok se za manje važne građevine može pretpostaviti da sila prednapinjanja za t = ∞ iznosi:

$$P_{\infty} = 0{,}85 \cdot P_0 \tag{8.10.}$$

gdje su P_{∞} – konačna prednaprezanja nakon svih gubitaka za $t = \infty$; P_0 – početna sila prednaprezanja, odnosno sila koja djeluje u sidru za $t = 0$.

Uvjet ravnoteže, kao i kod armiranobetonskih konstrukcija, može se napisati u obliku:

$$M_{\mathrm{Ed}} \le M_{\mathrm{Rd}} \,. \tag{8.11.}$$



Slika 8.33. *Granično stanje nosivosti prednapete grede*

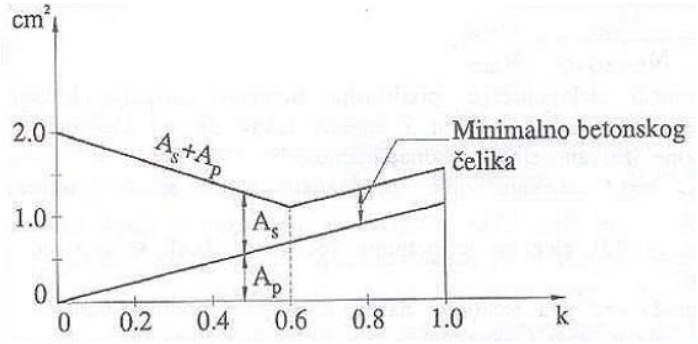
Točan proračun nosivosti na granična stanja prema važećim hrvatskim normama (HRN EN 1992-1-1) određuje se na način da se sila i učinci prednapinjanja tretiraju kao vanjsko opterećenje, s tim da se kod

dimenzioniranja uzima u obzir i doprinos armature za prednapinjanje. Pojednostavljenim postupkom temeljem izraza (8.11.) može se odrediti potrebna ploština nenapete armature prema izrazu:

$$A_{s1,req} = \frac{M_{Ed} - A_p f_{pd} z_p}{z_s f_{yd}} \tag{8.12.}$$

gdje je $A_{s1,req}$ – potrebna ploština obične armature za armiranje; M_{Ed} – proračunski moment savijanja u nekom presjeku betonskog elementa od vanjskog djelovanja uključujući i utjecaj prednapinjanja; A_p – ploština prednapete armature (kabeli, užad i žice); f_{pd} – proračunska čvrstoća čelika za prednapinjanje i može se uzeti da iznosi $f_{pd} = f_{p0,1k}/\gamma_s \approx 0{,}9 \cdot f_{pk}/\gamma_s$; f_{pk} – karakteristična vrijednost vlačne čvrstoće čelika; f_{yd} – proračunska čvrstoća (granica popuštanja) čelika za armiranje; z_p i z_s – krakovi unutarnjih sila za prednapetu i klasičnu armaturu (Vidi sliku 8.33.).

Količina potrebne armature za armiranje kod prednapetih betonskih konstrukcija ovisi o stupnju prednaprezanja. Na slici 8.34. prikazan je odnos potrebne armature za prednaprezanje i armiranje u ovisnosti o stupnju prednaprezanja. Vidljivo je da se za k = 0,6 (djelomično prednaprezanje) postiže najmanji utrošak i jednog i drugog tipa armature.



Slika 8.34. *Količina armature s obzirom na stupanj prednapinjanja*

U pogledu proračuna betonskih konstrukcija na poprečne sile, torziju i dr. postupak je identičan kao za armiranobetonske elemente, samo je u izrazima potrebno uzeti u obzir doprinos tlačnog naprezanja uslijed prednapinjanja te smanjenje poprečnih sila uslijed skretnih sila natega za slučaj krivolinijskog vođenja natega.

8.8.4. Primjeri prednapetih betonskih konstrukcija u zgradarstvu

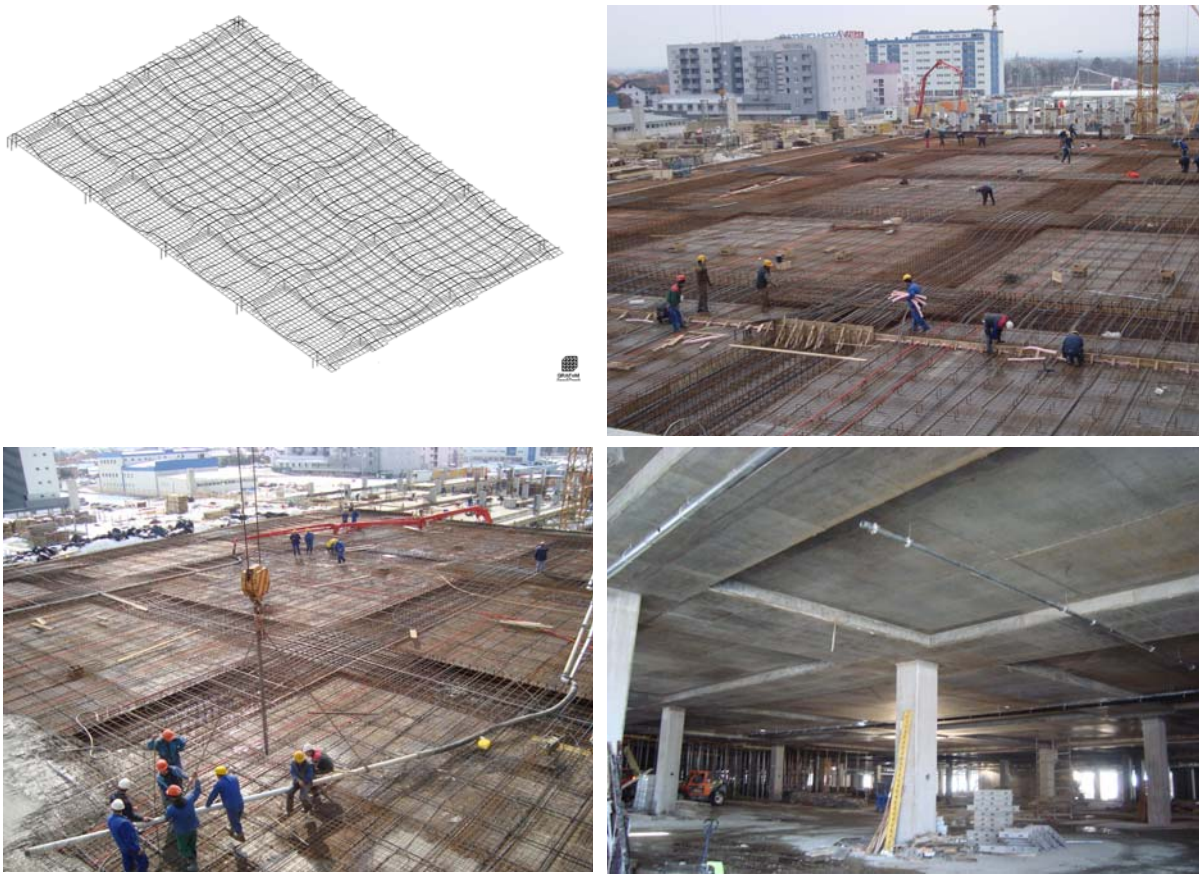
U zgradarstvu se prednapete betonske konstrukcije najviše primjenjuju kod montažnih (prefabriciranih) građevina koje imaju nosače velikih raspona. U tom slučaju se u pravilu krovni i stropni nosači uglavnom izvode kao prednapeti konstrukcijski elementi. Osim kod montažnih građevina, sve više se primjenjuje kod izvedbe stropnih konstrukcija u poslovnim zgradama, trgovačkim centrima i sl., pri čemu razlikujemo:

a) predgotovljene prednapete stropove, koji se prethodno napinju, a rabe se i kod spregnutih presjeka kako bi se uštedjelo na oplati i vremenu izvedbe i kontroli kvalitete
b) monolitne ploče koje se naknadno prednapinju, a često se upotrebljavaju kod uredskih i trgovačkih zgrada te garaža gdje su poželjni veliki prostori bez stupova i gdje trebaju svaladati veće raspone nego što su optimalni rasponi za armiranobetonske konstrukcije.

Generalno se može zaključiti da se stropne konstrukcije prednapinju kako bi se postiglo sljedeće:

- povećao odnos raspona i debljine
- smanjila vlastita težina
- presjeci ostali neraspucani pod uporabnim opterećenjem – povećanje trajnosti
- veća prilagodljivost kasnijim promjenama u projektu.

Na slici 8.35. prikazan je primjer izvedene prednapete stropne konstrukcije građevine *Arena centar* u Zagrebu.



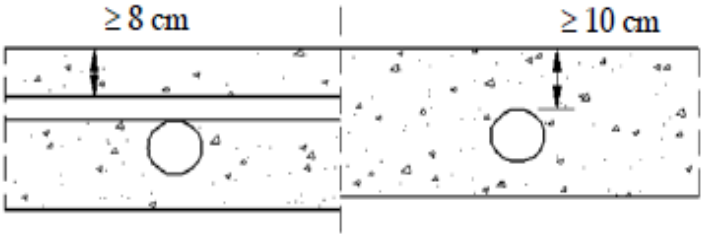
Slika 8.35. *Fotografije prikaza projektiranog stanja natega i kasnijeg izvođenja te izgleda nakon skidanja oplate stropne konstrukcije građevine Arena centar u Zagrebu*

8.8.5. Pojedinosti razrade prednapetih betonskih konstrukcija

Uz ono što je rečeno za armiranobetonske konstrukcije, treba obratiti dodatnu pozornost i kod detalja razrade prednapetih betonskih konstrukcija.

1. **Smještaj natega**

Nategе trebaju biti smještene unutar armaturnog koša i minimalno udaljene od ruba prejseka kao što je prikazano na slici 8.36.



Slika 8.36. *Debljina zaštitnog sloja za zaštitne cijevi u kolničkoj ploči*

Kod prethodnog prednaprezanja betonskih elemenata potrebno je osigurati uspješno izlijevanje i zbijanje betona te postizanje dovoljno čvrste veze između užadi (žica) i betona. Stoga je potrebno pridržavati se minimalnih udaljenosti između armature za prednaprezanje prikazanih na slici 8.37.-*a*.



a) minimalna horizontalna i vertikalna udaljenost pojedinačne užadi kod prethodnog prednapinjanja

b) minimalna horizontalna i vertikalna udaljenost pojedinačnog kabela kod naknadnog prednapinjanja

Slika 8.37. *Minimalna horizontalna i vertikalna udaljenost između armature za prednapinjanje*

Kod naknadnog prednapinjanja potrebno je izvesti sljedeće radnje:

- osigurati lijevanje betona da se ne oštećuju cijevi natega ili da ne dođe do njihova pomaka (slika 8.37.-*b*)
- osigurati da se beton može oduprijeti silama koje se javljaju na zaobljenim dijelovima cijevi tijekom i nakon napinjanja
- osigurati da smjesa koja se injektira ne curi u druge cijevi tijekom procesa injektiranja.

2. Zaštitni sloj

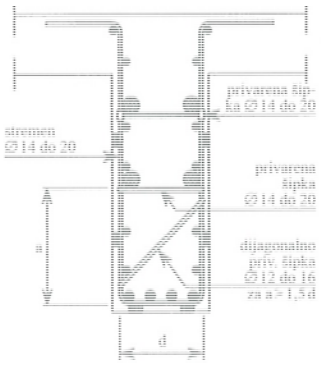
Za osiguranje trajnosti treba uzeti u obzir razrede izloženosti i razred konstrukcije. Minimalni zaštitni sloj c_{min} ne smije biti manji od vrijednosti prema normama i tablicama danim u HRN EN 1992-1-1, a ovisi o projektnom vijeku uporabe i razredu tlačne čvrstoće te o tome radi li se o pločastim konstruktivnim elementima.

Tablica 8.2. *Najmanje debljine zaštitnog sloja s obzirom na razred konstrukcije i razred izloženosti*

Najmanja debljina zaštitnog sloja iz uvjeta okoliša prema EN 1992-1-1: PREDNAPETA ARMATURA							
Razred konstrukcije	**RAZREDI IZLOŽENOSTI**						
	X0	**XC1**	**XC2 XC3**	**XC4**	**XD1**	**XD2 XS1**	**XD3 XS2 XS3**
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65
Projektirani vijek uporabe 100 godina							
	+2	+2	+2	+2	+2	+2	+2
Razred čvrstoće							
	≥C30/37 -1	≥C30/37 -1	≥C35/45 -1	≥C40/50 -1	≥C40/50 -1	≥C40/45 -1	≥C45/55 -1
Pločasti konstr. element (izvedba nema utjecaj na položaj armature)							
	-1	-1	-1	-1	-1-	-1	-1
Osigurana posebna kontrola kvalitete proizvodnje betona							
	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Dopuštena odstupanja od gornjih vrijednosti							
-gore navedene granice za kriterij razreda čvrstoće se mogu ublažiti tj. može se kao granica uzeti za jedan niži razred čvrstoće ako je sadržaj zraka veći od 4% -poseban sastav betona kojim se dobiva beton manje propusnosti nije uzet u obzir u ovoj tablici, ali se dopušta razmotriti njegov utjecaj							

3. Osiguranje položaja natege

Potrebno je da se natege ne pomaknu tijekom betoniranja. Položaj im se osigurava sponama s privarenim šipkama kao i graničnicima od morta. Takvi se stremeni izvode na razmaku od 1,0 do 1,5 m. Točan oblik određuje se prema proračunu ordinata natega u odgovarajućem presjeku.



Slika 8.38. *Spone i privarene šipke za osiguranje položaja natega*

4. Dodatna armatura protiv cijepanja na mjestu sidara

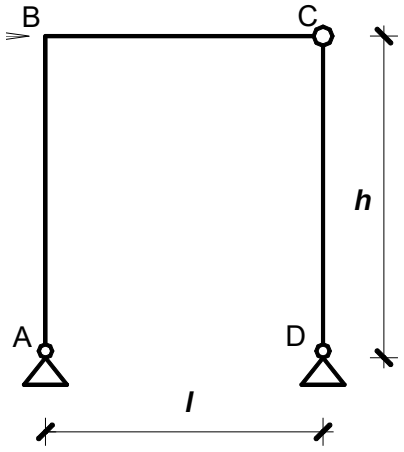
Na krajevima nosača unose se velike tlačne sile pa se pojavljuje problem lokalnog tlačnog naprezanja. Osim toga, natege na mjestu unosa opterećenja uzrokuju velike sile cijepanja betona koje treba osigurati u skladu s poglavljem 5.2.7.

9. Podloga za izradu programa – riješeni primjer

U okviru kolegija *Nosive konstrukcije II* studenti trebaju izraditi programski zadatak koji se sastoji od proračuna i dimenziniranja armiranobetonske konstrukcije jednostavnog statičkog sustava (trozglobni okvir). U ovom će se poglavlju obraditi jedan primjer programskog zadatka kao podloga i uputa studentima za bolje razumijevanje i izradu programa.

9.1. Zadatak programa

Zadan je statički sustav (trozglobnog) okvira kao primjer nosive konstrukcije, koja se sastoji od armiranobetonskih elemenata. Osnovni konstrukcijski elementi jesu armiranobetonska greda BC te stupovi AB i CD (slika 9.1.).



Slika 9.1. *Izgled okvira koji se proračunava*

Okviri se nalaze na razmaku a = 5 m. Vertikalno plošno opterećenje na stropnu konstrukciju koju podupiru okviri iznosi: a) plošno stalno opterećenje → g = 3,0 kN/m^2 i plošno uporabno opterećenje → q = 1,0 kN/m^2. Osim vertikalnog plošnog opterećenja okviri moraju prihvatiti horizontalno opterećenje vjetrom koje je zadano kao koncentrirana horizontalna sila u razini grede okvira i to u iznosu od H = 30 kN. Raspon okvira je l = 9,0 m, a visina je okvira H = 5,0 m.

Dimenzije grede mogu se preliminarno odrediti na temelju raspona prema izrazu: $h = l/12$ [cm].
U ovom slučaju, budući da je raspon grede l = 9,0 m, može se uzeti da visina grede iznosi:
h = 900/12 = 75 cm.

Za širinu grede poželjno je da iznosi $b = h/3 – h/2$. Obično se u zgradarstvu odabiru sljedeće vrijednosti: b = 20, 25, ..., 60 cm. U ovom slučaju optimalna širina grede iznosi b = 75/3 – 75/2 = 25 – 37,5 cm. Iz oblikovnih razloga odabire se širina grede b = 30 cm.

Stoga su usvojene dimenzije grede b/h = 30/75 cm.

9.2. Proračun proračunskih reznih sila

U skladu s poglavljem 5.1.2. potrebno je provesti analizu opterećenja na predmetni okvir pri čemu je potrebno izračunati vertikalna linijska opterećenja za stalno i promjenjivo opterećenje (g' i q'). Ona se određuju na način da se plošna opterećenja (g i q) množe s razmakom okvira, a te im se doda težina grede (Vidi analizu opterećenja na gredu POZ 2 u poglavlju 5.1.2.). Slijedi prikaz analize opterećenja.

Analiza vertikalnog opterećenja na gredu

Stalno opterećenje

- opterećenje sa stropa ($g' = g \cdot a$)..... $3{,}00 \cdot 5{,}0 = 15{,}0$ kN/m
- težina grede ($g'_{vt} = b \cdot h \cdot \gamma_c$)..... $0{,}3 \cdot 0{,}75 \cdot 25 = 5{,}6$ kN/m

Ukupno stalno opterećenje..... $\boldsymbol{g = 20{,}6}$ **kN/m**

Promjenjivo opterećenje

- uprabno opterećenje sa stropa ($q' = q \cdot a$)..... $1{,}00 \cdot 5{,}0 = 5{,}0$ kN/m

Ukupno promjenjivo opterećenje..... $\boldsymbol{q = 5{,}0}$ **kN/m**

Pored vertikalnog opterećenja na gredu, postoji i vertikalno opterećenje od vlastite težine stupova koje se u ovom zadatku zanemaruje. $q' = q \cdot a$

Analiza horizontalnog opterećenja na okvir

Od horizontalnog opterećenja postoji samo zadano promjenjivo horizontalno opterećenje od vjetra u iznosu $\boldsymbol{Q_h = H = 30}$ **kN**, koje djeluje u razini grede.

Proračunsko opterećenje

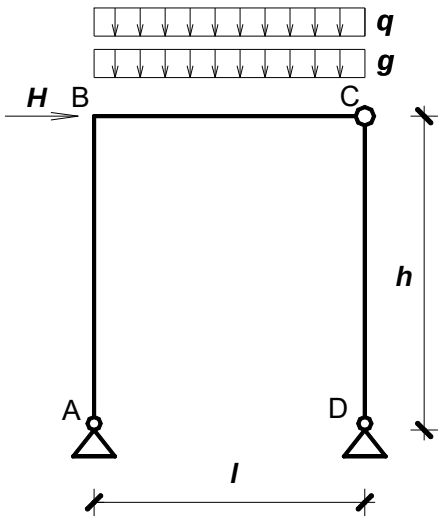
Budući da se radi o jednostavnom statičkom sustavu, kako se ne bi ponavljao proračun posebno za stalno i posebno za promjenjivo opterećenje, dopušteno je odmah izračunati proračunsko opterećenje i za njega odmah odrediti proračunske rezne sile. Proračunsko se opterećenje dobije tako da se odgovarajuća opterećenja pomnože s faktorima sigurnosti u skladu s poglavljima 2.7. i 5.2.

Proračunske vrijednosti opterećenja u ovom zadatku iznose:

- vertikalno proračunsko opterećenje: $q_{Ed} = \gamma_G \cdot g' + \gamma_Q \cdot q' = 1{,}35 \cdot 20{,}6 + 1{,}50 \cdot 5{,}0 = 35{,}3$ kN/m
- horizontalno proračunsko opterećenje: $Q_{h,Ed} = \gamma_Q \cdot H = 1{,}50 \cdot 30{,}0 = 45$ kN.

Statička shema

Da bi se ispravno mogle proračunati rezne sile, potrebno je izraditi statičku shemu kao što je prikazano na slici 9.2. Na shemi treba biti jasan statički sustav sa svim dimenzijama i opterćenjima koja na njega djeluju. U ovom slučaju umjesto g', q' i H dopušteno je na shemi odmah upisati proračunske vrijednosti opterećenja, q_{Ed} i $Q_{h,Ed}$.



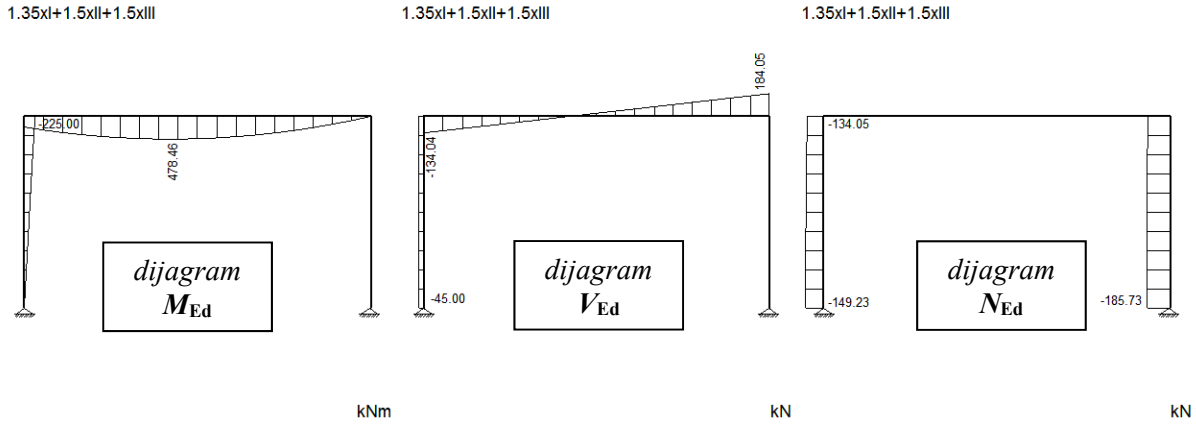
Slika 9.2. *Opći oblik statičkog sustava računskog primjera*

Proračun reznih sila

Postupcima građevne statike (kolegij *Nosive konstrukcije I*), sukladno opisu u poglavlju 5.1.3., potrebno je odrediti rezne sile za statički sustav s opterećenjima prikazan na slici 9.2. Postupak je takav da se prvo izračunaju reakcije za proračunska opterećenja rabeći uvjete ravnoteže:

$$\sum M_{\mathrm{A}} = 0\,;\ \sum M_{\mathrm{D}} = 0 \ \text{ i } \ \sum M_{\mathrm{C,lijevo}} = 0\,.$$

Nakon toga potrebno je izračunati rezne sile u kritičnim presjecima i iscrtati dijagrame proračunskih reznih sila za poznate reakcije i opterećenja. Na slici 9.3. prikazane su proračunske rezne sile za predmetni zadatak. Rezne sile dobivene su primjenom računalnog programa, što je također dopušteno pri rješavanju programskih zadataka.



Slika 9.3. *Prikaz vrijednosti proračunskih reznih sila za dimenzioniranja po GSN*

Napomena: Lijevi stup ima uzdužne i poprečne sile te momente savijanja, a desni stup samo uzdužnu silu.

9.3. Dimenzioniranje grede

Grede se u pravilu dimenzioniraju na savijanje i poprečne sile. Slijedom toga slijedi prikaz dimenzioniranja na savijanje i poprečne sile sukladno poglavljima 5.2.3 i 5.2.4.

Ulazni parametri za dimenzioniranje

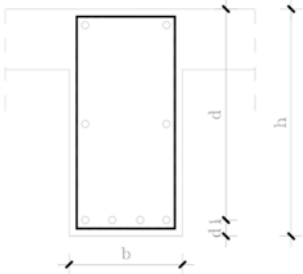
Beton je razreda C25/30 → f_{ck} = 25 N/mm^2.

Čelik je razreda B500B → f_{yk} = 500 N/mm^2.

Širina presjeka: b = 30 cm

Visina presjeka: h = 75 cm

Zaštitni sloj betona: c_{nom} = 2,5 cm



Slika 9.4. *Izgled poprečnog presjeka grede*

9.3.1. Dimenzioniranje grede na savijanje

Maksimalni proračunski moment savijanja u polju grede iznosi: $\boldsymbol{M_{Ed}}$ **= 478,46 kNm**
i nalazi na udaljenosti x od desnog ležaja, koja se odredi iz izraza: $x = R_{D,Ed}\,/\,q_{Ed}$ [m].

Za predmetni slučaj: $x = R_{D,Ed} / q_{Ed} = 185{,}76/35{,}3 = 5{,}26\,\text{m}$.

Proračunske čvrstoće materijala

Proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 500/1{,}15 = 434{,}78\ \text{N/mm}^2 = 43{,}48\ \text{kN/cm}^2$.

Proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C = 1{,}0 \cdot 25/1{,}50 = 16{,}67\ \text{N/mm}^2 = 1{,}67\ \text{kN/cm}^2$.

Određivanje statičke visine presjeka, d

Određivanje statičke visine presjeka u polju i na ležaju izvodi se na način da se pretpostave profili uzdužne i poprečne armature i zatim se određuje sukladno slici 5.26. U zgradarstvu su za spone uobičajeni profili ϕ6, ϕ8 i ϕ10 pa je logično pretpostaviti kao najveći profil $\phi_w = 10$ mm, dok su za grede ovih raspona uobičajeni profili ϕ14 – 25 mm te se pretpostavlja $\phi_s = 20$ mm. Stoga se statička visina odredi na način da se prvo odrede udaljenosti težišta armature do bližih rubova, a zatim se odredi statička visina prema izrazu $d = h - d_1$.

Udaljenost do težišta armature (polje): $d_1 = c + \phi_w + \phi_s/2 = 2{,}5 + 1{,}0 + 2{,}0/2 = 4{,}5\ \text{cm}$

Udaljenost do težišta armature (ležaj): $d_1 = c + \phi_w + \phi_s/2 + \phi_{ss} = 2{,}5 + 1{,}0 + 2{,}0/2 + 1{,}0 = 5{,}5\ \text{cm}$

Statička visina presjeka (polje): $d = h - d_1 = 75 + 4{,}5 = 70{,}5\ \text{cm}$

Statička visina presjeka (ležaj): $d = h - d_1 = 75 + 5{,}5 = 69{,}5\ \text{cm}$.

Proračun potrebne uzdužne armature

Bezdimenzijski koeficijent momenta savijanja (određuje se prema izrazu (5.21)):

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{47846}{30 \cdot 70{,}5^2 \cdot 1{,}67} = 0{,}192\,.$$

Iz tablice 5.4. za $\mu_{Ed} = 0{,}192$ očitaju se isti ili prvi veći μ_{Rd} i pripadni ζ, ξ i ω te relativne deformacije.

Tako za ovaj primjer iz tablice 5.4. za $\mu_{Rd} = 0{,}194$ vrijedi:

$$\zeta = 0{,}888,\ \xi = 0{,}269;\ \omega = 0{,}218;\ \varepsilon_{s1} = 9{,}5\ ‰;\ \varepsilon_c = -3{,}5\ ‰.$$

Provjeravamo potrebu dvostrukog armiranja: $\xi = 0{,}269 < \xi_{lim} = 0{,}45$ - Nije potrebno dvostruko armiranje.

Potrebna ploština armature, a određuje se prema izrazu (5.23.), iznosi:

$$A_{s1,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (\zeta \cdot d)} = \frac{47846}{43{,}48 \cdot (0{,}888 \cdot 70{,}5)} = 17{,}58\,\text{cm}^2\,.$$

Minimalna armatura

Minimalna se armatura određuje prema izrazima (5.39.) i (5.40.) te iznosi:

$A_{s1,min} = 0{,}0013 \cdot b \cdot d = 0{,}0013 \cdot 30 \cdot 70{,}5 = 2{,}75\ \text{cm}^2$

$A_{s1,min} = 0{,}26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d = 0{,}26 \cdot (2{,}6/500) \cdot 30 \cdot 70{,}5 = 2{,}86\ \text{cm}^2$ – mjerodavno.

Maksimalna armatura

Za jednostruko armiran presjek maksimalna se armatura odredi izrazom (5.42.) i iznosi:

$A_{s1,max} = 0{,}022 \cdot b \cdot d = 0{,}022 \cdot 30 \cdot 70{,}5 = 46{,}53\ \text{cm}^2$.

Odabrana armatura

Na temelju potrebne armature, $A_{s1,req}$, minimalne armature, $A_{s1,min}$ i maksimalne armature, $A_{s1,max}$, iz tablice 5.6. odabire se potreban broj šipki određenog promjera uvažavajući pri tome maksimalan broj šipki koje stanu u 1 red dan tablicom 5.7., kao i uvjet dan izrazom (5.44.).

U ovom slučaju odabrana je armatura **6ϕ20 ($A_{s1,prov} = 18{,}85\ \text{cm}^2$)**.

Odabrana armatura zadovoljava sljedeći uvjet:

$$\max\begin{Bmatrix} A_{s1,req} = 17{,}58\,\text{cm}^2 \\ A_{s1,min} = 2{,}86\,\text{cm}^2 \end{Bmatrix} \le A_{s1,prov} = 18{,}85\,\text{cm}^2 \le A_{s1,max} = 46{,}53\,\text{cm}^2 .$$

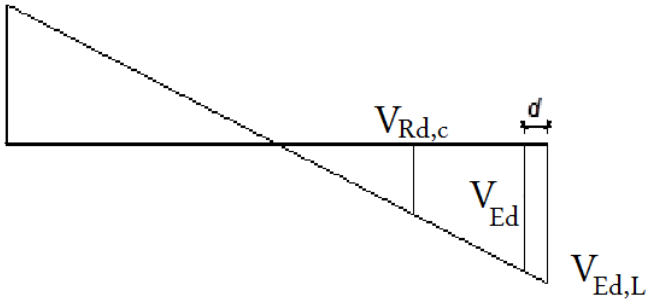
Iz prethodno prikazanog proračuna može se izvesti zaključak da je presjek ispravno dimenzioniran i da je ispravno odabrana vlačna armatura. Analogno provedenom postupku potrebno je provesti dimenzioniranje presjeka nad ležajem.

9.3.2. Dimenzioniranje grede na poprečne sile

Maksimalna proračunska poprečna sila na ležaju iznosi $\boldsymbol{V_{Ed,L}}$ **= 184,05 kN**.

Sukladno izrazu (5.55.) i slici 5.38., potrebno je provesti smanjenje proračunske poprečne sile. Za predmetni primjer smanjena proračunska poprečna sila (slika 9.5.) iznosi:

$$V_{Ed} = V_{Ed,L} - (b/2 + d)\cdot q_{Ed} = 184{,}05 - (0{,}3/2 + 0{,}695)\cdot 35{,}3 = 160{,}55 \text{ kN}.$$



Slika 9.5. *Prikaz dijagrama poprečnih sila s naznačenim pozicijama*

gdje je $V_{Ed,L}$ – maksimalna proračunska poprečna sila na osloncu; V_{Ed} –proračunska poprečna sila na osloncu; q_{Ed} – proračunsko jednoliko kontinuirano opterećenje grede; d – statička visina poprečnog presjeka grede na osloncu; b – širina oslonca grede i u ovom slučaju odgovara visini stupa, h (u ovoj fazi pretpostavlja se da je visina poprečnog presjeka stupa h = 30 cm); $V_{Rd,c}$ – proračunska otpornost na poprečnu silu elementa bez poprečne armature (otpornost samog betona i uzdužne armature).

Proračunske čvrstoće materijala

Proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 500/1{,}15 = 434{,}78$ N/mm^2 = 43,48 kN/cm^2.
Proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc}\cdot f_{ck}/\gamma_C = 1{,}0\cdot 25/1{,}50 = 16{,}67$ N/mm^2 = 1,67 kN/cm^2.

Proračunska otpornost na poprečnu silu bez poprečne armature **($V_{Rd,c}$)**

Proračun se provodi sukladno izrazima (5.57.) i (5.58). Slijedi prikaz proračuna:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}\cdot k\cdot \sqrt[3]{(100\cdot\rho_1\cdot f_{ck})} + k_1\cdot\sigma_{cp}\right]\cdot b_w\cdot d \ge V_{Rd,c,min} = (\nu_{min} + k_1\cdot\sigma_{cp})\cdot b_w\cdot d$$

$$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_C \ \rightarrow\ C_{Rd,c} = 0{,}18/1{,}5 = 0{,}12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2{,}0 \ \rightarrow\ k = 1 + \sqrt{\frac{200}{695}} = 1{,}53 \ \rightarrow\ k = 1{,}53$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b\cdot d} \le 0{,}02 \ \rightarrow\ \rho_1 = \frac{0{,}5\cdot 18{,}84}{30\cdot 69{,}5} = 0{,}0045 \ \rightarrow\ \rho_1 = 0{,}0045 .$$

Napomena: u proračunu se za A_{s1} uzima 50% armature na ležaju ili iz polja prema slici 5.41.

$k_1 = 0{,}15$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \le 0{,}2 \cdot f_{cd} \;\rightarrow\; \sigma_{cp} = 0\ \text{N/mm}^2$ jer je $N_{Ed} = 0{,}0\ \text{kN}$

$\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \;\rightarrow\; \nu_{min} = 0{,}035 \cdot 1{,}54^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0{,}33\ \text{N/mm}^2$

$V_{Rd,c} = \left[0{,}12 \cdot 1{,}54 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0{,}0045 \cdot 25)} + 0{,}15 \cdot 0\right] \cdot 300 \cdot 695 = 86336\ \text{N} = 86{,}34\ \text{kN}$ - mjerodavno

$V_{Rd,c,min} = (0{,}33 + 2{,}0 \cdot 0) \cdot 300 \cdot 695 = 68805\ \text{N} = 68{,}81\ \text{kN}$

$V_{Rd,c} = 86{,}34\ \text{kN}$

Budući da je $V_{Ed} = 160{,}55\ \text{kN} > V_{Rd,c} = 86{,}34\ \text{kN}$ → potrebna je poprečna armatura.

Napomena: U slučaju da se proračunom dobije da je $V_{Ed} \le V_{Rd,c}$, nije potreban daljnji proračun, nego se treba odabrati minimalna poprečna armatura.

Proračun maksimalno dopuštene poprečne sile ($V_{Rd,max}$) - kontrola tlačnih dijagonala

Proračun se provodi sukladno izrazu (5.59.). Slijedi prikaz proračuna:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta}$$

$\alpha_{cw} = 1{,}0$

$z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}9 \cdot 69{,}5 = 62{,}6\ \text{cm} = 626\ \text{mm}$

$\nu_1 = 0{,}6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0{,}6 \cdot (1 - 25/250) = 0{,}54$

$\theta = 39{,}8° \;\rightarrow\; \cot\theta = 1{,}20$ i $\tan\theta = 0{,}83$

$$V_{Rd,max} = 1{,}0 \cdot 300 \cdot 626 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot \frac{1}{1{,}20 + 0{,}833} = 831548\ \text{N} = 831{,}55\ \text{kN}$$

Budući da je $V_{Ed} = 160{,}55\ \text{kN} < V_{Rd,max} = 831{,}55\ \text{kN}$ → nema drobljenja tlačnih dijagonala.

S obzirom na to da je $V_{Rd,c} = 86{,}34\ \text{kN} < V_{Ed} = 160{,}55\ \text{kN} < V_{Rd,max} = 831{,}55\ \text{kN}$, potreban je proračun potrebne poprečne armature, a presjek je zadovoljavajući glede geometrije i kvalitete materijala.

Proračun potrebne ploštine poprečne armature na* 1 m *duljine nosača ($a_{sw,req}$)

Proračun se provodi sukladno izrazu (5.63.). Slijedi prikaz proračuna:

$$a_{sw,req} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}$$

$z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}9 \cdot 69{,}5 = 62{,}6\ \text{cm} = 626\ \text{mm}$

$f_{ywd} = f_{yd} = 434{,}78\ \text{N/mm}^2$

$\theta = 39{,}8° \;\rightarrow\; \cot\theta = 1{,}20$

$$a_{sw,req} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{100 \cdot 160{,}55}{62{,}6 \cdot 43{,}48 \cdot 1{,}20} = 4{,}91\ \text{cm}^2/\text{m}\,.$$

***Minimalna armatura za vertikalne spone* ($\alpha = 90°$)**

Proračun se provodi sukladno izrazu (5.68.). Slijedi prikaz proračuna:

$a_{\mathrm{sw,min}} = 100 \cdot \rho_{\mathrm{w,min}} \cdot b_w \cdot \sin\alpha$

$\rho_{\mathrm{w,min}} = 0{,}00090$ - Iz tablice 5.8. očita se za C25/30 veća vrijednost ili se rabe izrazi (5.69.) i (5.70.).

$a_{\mathrm{sw,min}} = 100 \cdot 0{,}00090 \cdot 30 \cdot 1{,}0 = 2{,}70\,\mathrm{cm^2/m} \;<\; a_{\mathrm{sw,req}} = 4{,}91\,\mathrm{cm^2/m}$.

Maksimalni razmak poprečne armature

Proračun se provodi sukladno tablicama 5.9. i 5.10. Slijedi prikaz proračuna:

$V_{\mathrm{Ed}} / V_{\mathrm{Rd,max}} = 160{,}55/831{,}55 = 0{,}19 < 0{,}30$

- najveći uzdužni razmak spona (tablica 5.9.): $s_{\mathrm{l,max}} = 0{,}75 \cdot d \le 30{,}0\,\mathrm{cm}$

$s_{\mathrm{l,max}} = 0{,}75 \cdot 69{,}5 = 52{,}1\,\mathrm{cm} > 30{,}0\,\mathrm{cm} \;\rightarrow\; s_{\mathrm{l,max}} = 30\,\mathrm{cm}$

- najveći poprečni razmak spona (tablica 5.10.): $s_{\mathrm{t,max}} = 0{,}75 \cdot d \le 60{,}0\,\mathrm{cm}$

$s_{\mathrm{t,max}} = 0{,}75 \cdot 69{,}5 = 52{,}1\,\mathrm{cm} < 60{,}0\,\mathrm{cm} \;\rightarrow\; s_{\mathrm{t,max}} = 52\,\mathrm{cm}$

Odabrana poprečna armatura

Poprečna se armatura odabire tako da se prvo odabere reznost, *m*, poprečne armature. Minimalna je reznost spona u nekom poprečnom presjeku $m = 2$. Stoga se prvo provjeri je li najveći poprečni razmak, $s_{\mathrm{t,max}}$, manji od širine rebra grede, b_{w}. Ako je manji, to znači da je potrebno da greda ima reznost veću od minimalne $m = 2$. Stoga se reznost prvenstveno odabire da bude zadovoljen zahtjev glede najvećeg poprečnog razmaka.

Zato je u ovom slučaju, budući da je $b_{\mathrm{w}} = 30\,\mathrm{cm} < s_{\mathrm{t,max}} = 52\,\mathrm{cm} \rightarrow$ reznost $m = 2$.

Potrebna prosječna ploština jedne grane spona, $a^1_{\mathrm{sw,req}}$, dobije se iz izraza (5.64.) te u ovom slučaju iznosi:

$$a^1_{\mathrm{sw,req}} = \frac{a_{\mathrm{sw,req}}}{m} = \frac{4{,}91}{2} = 2{,}46\,\mathrm{cm^2/m}.$$

Kada se zna potrebna prosječna ploština jedne grane spona, onda se iz tablice 5.5. odabere profil, ϕ, na razmaku, *s*, koji ima ploštinu na 1 m dužine veću od potrebne prosječne ploštine jedne grane, $a^1{}_{\mathrm{sw,req}}$. Pri odabiru treba voditi računa da se ne smije odabrati veći razmak od najvećeg dopuštenog uzdužnog razmaka spona, $s_{\mathrm{l,max}}$.

Za spone se u zgradarstvu uobičajeno rabe profili ϕ6, ϕ8 i ϕ10 te kod većih greda ϕ12 pa čak i ϕ14 ako su izrazito velike grede i poprečne sile. Poželjno je da razmak poprečne armature (spona) bude10 – 30 cm pri čemu uvijek treba odabrati djeljive razmake, kao što su npr. sljedeći: 10, 12,5, 15, 17,5, 20, 25 i 30 cm jer su to praktični razmaci spona za postavu, ali i za ugradnju betona. Razmak manji od 10 cm treba rabiti samo u iznimnim slučajevima, primjerice kada se zahtijeva ovijanje betona u zoni plastičnih zglobova okvira.

U ovom se zadatku iz tablice 5.5. može odabrati nekoliko varijanti:

a) ϕ6/10 cm $\rightarrow a^1_{\mathrm{sw,prov}} = 2{,}83\,\mathrm{cm^2/m} > 2{,}46\,\mathrm{cm^2/m}$, $s = 10\,\mathrm{cm} < s_{\mathrm{l,max}} = 30\,\mathrm{cm}$

b) ϕ8/20 cm $\rightarrow a^1_{\mathrm{sw,prov}} = 2{,}51\,\mathrm{cm^2/m} > 2{,}46\,\mathrm{cm^2/m}$, $s = 20\,\mathrm{cm} < s_{\mathrm{l,max}} = 30\,\mathrm{cm}$

c) ϕ10/30 cm $\rightarrow a^1_{\mathrm{sw,prov}} = 2{,}62\,\mathrm{cm^2/m} > 2{,}46\,\mathrm{cm^2/m}$, $s = 30\,\mathrm{cm} = s_{\mathrm{l,max}} = 30\,\mathrm{cm}$.

U ovom je slučaju kao optimalna odabrana varijanta **ϕ8/20 cm, reznosti *m* = 2**.

U slučaju da je potrebna prosječna ploština jedne grane izrazito velika, da odabir za bilo koji profil spona zahtijeva mali razmak vilica, potrebno je povećati reznost poprečne armature i ponoviti odabir.

9.4. Dimenzioniranje stupa

9.4.1. Dimenzioniranje stupa na centrični tlak

Dimenzioniranje stupa na centrični i ekscentrični tlak provest će se sukladno izrazima danim u poglavlju 5.2.6. Stup CD opterećen je samo uzdužnom silom, tj. opterećen je na centrični tlak.

Maksimalna proračunska uzdužna sila u stupu iznosi: N_{Ed} **= 185,73 kN** (tlačna).

Određivanje dimenzija poprečnog presjeka stupa

U skladu s izrazom (5.82.) prvo se na temelju uzdužne sile odredi preliminarna dimenzija stupa tako da se izračuna potrebna ploština betonskog presjeka:

$$A_c = (0{,}40 \text{ do } 0{,}70) \cdot N_{Ed} \rightarrow A_c = 0{,}70 \cdot 185{,}73 = 130{,}0 \text{ cm}^2.$$

Odabirom manjeg koeficijenta dobijemo stup manjeg poprečnog presjeka, ali veću potrebnu ploštinu armature, a odabirom većega suprotno. Uvijek kada je to moguće, treba odabirati veći koeficijent budući da je poželjno da što veći udio uzdužne sile preuzima beton, a ne armatura jer je beton jeftiniji materijal i time je cijena takvog stupa manja nego da je on manjih dimenzija s većim utroškom armature.

Na temelju potrebne ploštine presjeka stupa odrede se dimenzije njegova poprečnog presjeka.

Kod stupova koji su opterećeni na centrični tlak optimalni je presjek kvadratni.

Stoga se dimenzije poprečnog presjeka stupa za slučaj kvadratnog poprečnog presjeka određuju prema izrazu $a = \sqrt{A_c}$) uz poštivanje minimalne dimenzije stupa od 20/20 cm. Osim toga, često se dimenzije stupova odabiru da budu u skladu s arhitetkonskim oblikovanjem.

U ovom slučaju, budući da je širina grede b=30 cm, preuzet će se ista dimenzija za širinu stupa. Dakle, proračunat će se kvadratni stup dimenzija $b/h = 30/30$ cm.

Proračunske čvrstoće materijala

Proračunska čvrstoća armature: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$ = 500/1,15 = 434,78 N/mm^2 = 43,48 kN/cm^2.
Proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C$ =1,0·25/1,50 = 16,67 N/mm^2 = 1,67 kN/cm^2.

Potrebna armatura

Potrebna armatura određuje se prema izrazu (5.81.) koji je izveden iz izraza (5.80.).
Duljina izvijanja stupa CD odgovara visini stupa budući da su zglobne veze stupa na vrhu i dnu

$$l_{cr} = H = 500 \text{ cm}.$$

Vitkost stupa kvadratnog (ili pravokutnog) poprečnog presjeka odredi se sljedećim izrazom:

$$\lambda_y = l_{cr}/(0{,}289 \cdot b) = 500/(0{,}289 \cdot 30) = 57{,}7 .$$

→ iz tablice 5.11. očita se vrijednost: $k = 0{,}62$.

Potrebna ploština armature iznosi:

$$A_{s,req} = \left(N_{Ed}/k - A_c f_{cd}\right)/f_{yd} = \left(185{,}73/0{,}62 - 30 \cdot 30 \cdot 1{,}67\right)/43{,}48 = -27{,}68 \text{ cm}^2 .$$

Budući da se dobila negativna vrijednost potrebne armature, to znači da cijelu tlačnu silu preuzima beton te da je mjerodavna minimalna armatura.

Minimalna armatura

- $A_{s,min} = 4\phi12 = 4{,}52\ cm^2$ – mjerodavno
- $A_{s,min} = 0{,}15 \cdot N_{Ed}/f_{yd} = 0{,}15 \cdot 185{,}73/43{,}48 = 0{,}64\ cm^2$
- $A_{s,min} = 0{,}003 \cdot A_c = 0{,}003 \cdot 30 \cdot 30 = 2{,}70\ cm^2$.

Maksimalna armatura

- $A_{s,max} = 0{,}040 \cdot A_c = 0{,}040 \cdot 30 \cdot 30 = 36{,}00\ cm^2$.

Odabrana armatura

Budući da stup ne preuzima seizmička djelovanja, može se odabrati:

a) uzdužna armatura $4\phi12$ ($A_{s,prov} = 4{,}52\ cm^2$) i spone $\phi6/12{,}5$ cm ili
b) uzdužna armatura $4\phi14$ ($A_{s,prov} = 6{,}16\ cm^2$) i spone $\phi6/15$ cm.

Odabrana armatura zadovoljava uvjet: $\max\{A_{s,req}; A_{s,min}\} \le A_{s,prov} \le A_{s,max}$.

U praksi je uobičajeno da se za stupove okvira ne odabire manji profil od $\phi14$ te se kao odabrana armatura stupa CD može usvojiti varijanta *b*, tj. **$4\phi14$ ($A_{s,prov} = 9{,}24\ cm^2$) i spone: $\phi6/15$ cm**.

9.4.2. Dimenzioniranje stupa na ekscentrični tlak

Dimenzioniranje stupa na ekscentrični tlak provest će se sukladno izrazima danim u poglavlju 5.2.6. Stup AB opterećen je uzdužnom silom i momentom savijanja. Najveći moment savijanja nalazi se na mjestu upetosti grede u stup (čvor B). Stoga će se dimenzioniranje provesti za presjek stupa AB na vrhu gdje maksimalne proračunske rezne sile iznose:

- Proračunska uzdužna sila u stupu u presjeku B iznosi: **$N_{Ed} = 134{,}05$ kN** (tlačna).
- Proračunski moment savijanja u stupu u presjeku B iznosi: **$M_{Ed} = 225{,}00$ kNm**.

Određivanje dimenzija poprečnog presjeka stupa

Budući da je stup opterećen na ekscentrični tlak, tj. dio je okvira, preliminarnu dimenziju stupa nije moguće odrediti pomoću izraza (5.82.).

Kada su stupovi dio okvira te preuzimaju i savijanje, optimalni poprečni presjek je pravokutan pri čemu je dulja stranica u smjeru savijanja. Stoga se u ovom slučaju usvaja pravokutni poprečni presjek stupa dimenzija *b*/*h*, gdje je *b* – širina poprečnog presjeka stupa; *h* – visina poprečnog presjeka stupa.

U pravilu se za širinu stupa, *b*, usvaja širina grede ili dimenzija veća za 10 cm. U ovom slučaju će se usvojiti da je širina stupa jednaka širini grede jer je to i arhitektonski i izvedbeno najpoželjnije rješenje. Stoga je širina poprečnog presjeka stupa $b = 30$ cm.

Za visinu pravokutnog poprečnog presjeka stupa, koji je dio okvira, preporuka je da se usvoji vrijednost koja se odredi prema izrazu: $h = l/20$, gdje je *l* – raspon grede koja se upinje u stup.

U ovom slučaju poželjna visina poprečnog presjeka stupa iznosi $h = l/20 = 900/20 = 45$ cm. Na temelju proračunate poželjne visine poprečnog presjeka usvaja se vrijednost $h = 50$ cm, samo iz razloga što se visina stupova u pravilu bira na 10 cm.

Dakle, odabrana dimenzija poprečnog presjeka stupa je pravokutni presjek dimenzija $b/h = 30/50$ cm.

Provjera mogućnosti proračuna po pojednostavljenom postupku

Potrebno je provjeriti djeluje li uzdužna tlačna sila na malom ili velikom ekscentricitetu i to u skladu s izrazom (5.88.). Prema izrazu (5.88.) vrijedi sljedeće:

$e/h = M_{\mathrm{Ed}} / \left(N_{\mathrm{Ed}} \cdot h\right) = 22500/\left(134{,}05 \cdot 50\right) = 3{,}35 > 0{,}3$ - Radi se o velikoj ekscentričnosti.

Za slučaj da se radi o velikom ekscentricitetu, dimenzioniranje se može provesti prema dvama postupcima:

a) dimenzioniranje pomoću dijagrama interakcije

b) dimenzioniranje pomoću postupka Wuczkowskog.

U ovom slučaju odabire se postupak dimenzioniranja pomoću dijagrama interakcije i to iz razloga što je to općeniti postupak koji je primjenjiv za sve iznose ekscentriciteta tlačne (i vlačne) sile. Osim toga, taj postupak daje simetrično armiranje presjeka, što je ovdje slučaj budući da je moment savijanja rezultat horizontalne sile od vjetra, koje ima alternirajuće djelovanje. Slijedi prikaz postupka dimenzoiniranja pomoću dijagrama interakcije.

Proračunske čvrstoće materijala

Proračunska čvrstoća armature: $f_{\mathrm{yd}} = f_{\mathrm{yk}}/\gamma_{\mathrm{S}} = 500/1{,}15 = 434{,}78\ \mathrm{N/mm^2} = 43{,}48\ \mathrm{kN/cm^2}$.

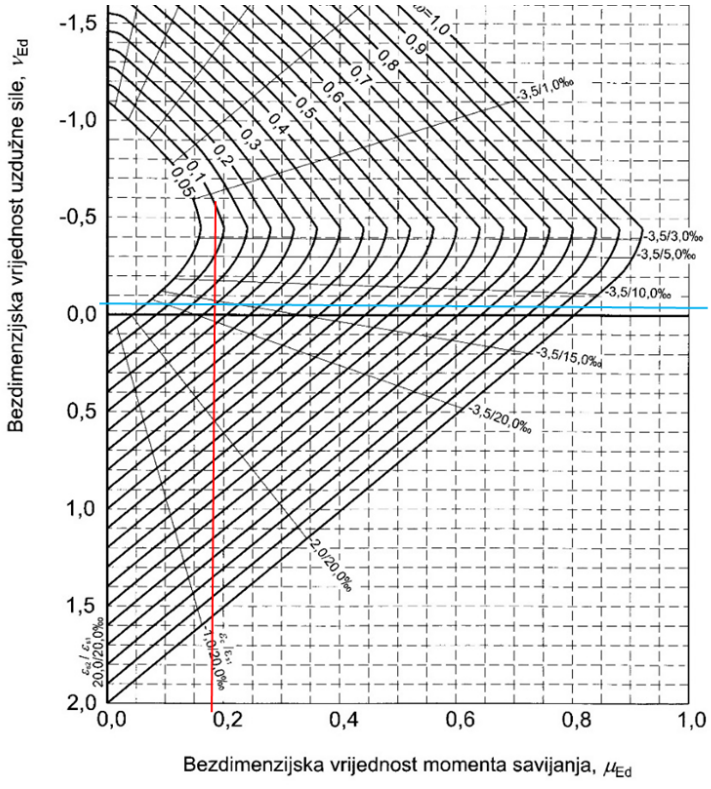
Proračunska čvrstoća betona: $f_{\mathrm{cd}} = \alpha_{\mathrm{cc}} \cdot f_{\mathrm{ck}}/\gamma_{\mathrm{C}} = 1{,}0 \cdot 25/1{,}50 = 16{,}67\ \mathrm{N/mm^2} = 1{,}67\ \mathrm{kN/cm^2}$**.**

Potrebna armatura

Bezdimenzijske se vrijednosti odrede pomoću izraza (5.96.) i (5.97.):

$$\nu_{\mathrm{Ed}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{b \cdot h \cdot f_{\mathrm{cd}}} = \frac{-134{,}05}{30 \cdot 50 \cdot 1{,}67} = -0{,}053\,; \quad \mu_{\mathrm{Ed}} = \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{b \cdot h^2 \cdot f_{\mathrm{cd}}} = \frac{22500}{30 \cdot 50^2 \cdot 1{,}67} = 0{,}179\,.$$

Za izračunate se vrijednosti ν_{Ed} i μ_{Ed} iz dijagrama interakcije sa slike 5.62. očita vrijednost mehaničkog koeficijenta armiranja, $\boldsymbol{\omega = 0{,}20}$ (Vidi isječak iz dijagrama ispod.).



Slika 9.6. *Isječak dijagrama interakcije sa slike 5.62. s primjerom očitanja za predmetni primjer*

Potrebna armatura iznosi:

$$A_{s1,req} = A_{s2,req} = \omega \cdot \left(f_{cd} / f_{yd}\right) \cdot b \cdot h = 0{,}20 \cdot \left(1{,}67/43{,}48\right) \cdot 30 \cdot 50 = 11{,}52\ \text{cm}^2 .$$

Ukupna potrebna armatura iznosi:

$$A_{s,tot} = A_{s1,req} + A_{s2,req} = 11{,}52 + 11{,}52 = 23{,}04\ \text{cm}^2 .$$

Minimalna armatura

- $A_{s,min} = 4\phi 12 = 4{,}52\ \text{cm}^2$ – mjerodavno
- $A_{s,min} = 0{,}15 \cdot N_{Ed}/f_{yd} = 0{,}15 \cdot 134{,}05/43{,}48 = 0{,}46\ \text{cm}^2$
- $A_{s,min} = 0{,}003 \cdot A_c = 0{,}003 \cdot 30 \cdot 50 = 4{,}50\ \text{cm}^2$.

Maksimalna armatura

- $A_{s,max} = 0{,}040 \cdot A_c = 0{,}040 \cdot 30 \cdot 50 = 60{,}00\ \text{cm}^2$.

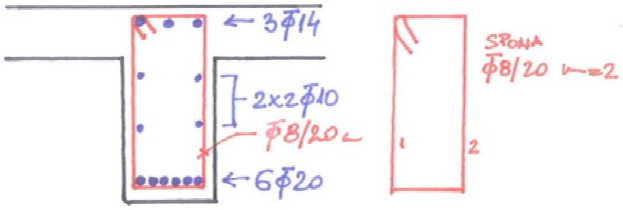
Odabrana armatura

Budući da stup ne preuzima seizmička djelovanja, može se odabrati sljedeće:

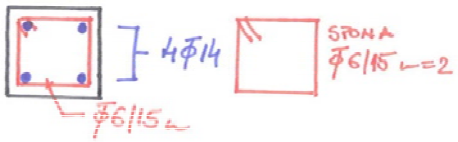
- uzdužna armatura: 4ϕ20 (vlak) + 4ϕ20 (tlak) + (2×1)ϕ14 (bočno) i spone: ϕ8/15 cm
- $A_{s1,prov} = A_{s1,prov} = 4\phi 20 = 12{,}56\ \text{cm}^2 > A_{s1,req} = A_{s2,req} = 11{,}52\ \text{cm}^2$
- $A_{s,min} = 4{,}52\ \text{cm}^2 < A_{s,prov} = 12{,}56 + 12{,}56 + 3{,}08 = 28{,}20\ \text{cm}^2 < A_{s,max} = 60{,}00\ \text{cm}^2$.

Sheme armiranja poprečnih presjeka grede i stupa prikazani su ispod. Te su sheme podloga za izradu izvedbenog projekta, tj. nacrta armature.

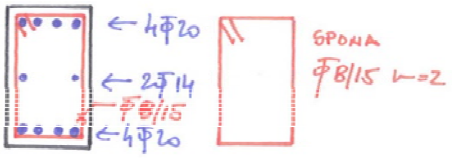
a) Armatura grede BC →



b) Armatura stupa CD →



c) Armatura stupa AB →



10. Literatura

1. Podhorsky, I. 2008. *Nosive konstrukcije I*. Golden marketing – Tehnička knjiga i Arhitektonski fakultet Sveučilišta u Zagrebu. Zagreb.
2. Podhorsky, I. 2008. *Nosive konstrukcije II*. Golden marketing – Tehnička knjiga i Arhitektonski fakultet Sveučilišta u Zagrebu. Zagreb.
3. Behaim, B. 2010. *Armirani beton*. Ars nova. Zagreb.
4. Sorić, Z., Kišiček, T. 2014. *Betonske konstrukcije 1*. Sveučilišta u Zagrebu. Građevinski fakultet. Zagreb.
5. Radić, J. i suradnici. 2006. *Betonske konstrukcije – priručnik*. Sveučilišna naklada. Sveučilište u Zagrebu – Građevinski fakultet. Andris. Zagreb.
6. Radić, J. i suradnici. 2006. *Betonske konstrukcije – riješeni primjeri*. Sveučilišna naklada. Sveučilište u Zagrebu – Građevinski fakultet. SECON. HDGK. Andris. Zagreb.
7. Tomičić, I. 1996. *Betonske konstrukcije*. DHGK. Zagreb.
8. Tomičić, I. 1996. *Betonske konstrukcije – odabrana poglavlja*. Sveučilište u Zagrebu. Građevinski fakultet. Zagreb.
9. Tomičić, I. 1993. *Priručnik za proračun armiranobetonskih konstrukcija*. DHGK. Zagreb.
10. Gukov, I. 2010. *Betonske konstrukcije I*. Skripta Tehničkog veleučilišta u Zagrebu. Zagreb.
11. Ukrainczyk, V. 1994. *Beton – struktura, svojstva, tehnologija*. Alcor. Zagreb.
12. Zilch, K., Zehetmaier, G. 2010. *Bemessung im konstruktivem Betonbau. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. Springer.
13. Beer, K. 2009. *Bewehren nach DIN 1045-1, Tabellen und Beispiele für Bauzeichner und Konstrukteure*. 2. aktualisierte Auflage. Vieweg+Teubner. Wiesbaden.
14. Schneider, K. J. 2009. *Bautabellen für Ingenieure mit Berechnunungshinweisen und Beispielen*.19. Auflage. Werner Verlag. Köln.
15. Salvadori, M. 1995. *Nosive konstrukcije u arhitekturi*. UPI-2M. Zagreb.
16. Tomaževič, M. 1999. *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*. Imperial College Press. London.
17. Sorić, Z. 2004. *Zidane konstrukcije I.* MTG-topgraf. Zagreb.
18. Radić, J. i suradnici. 2007. *Zidane konstrukcije – priručnik*. Hrvatska sveučilišna naklada. Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu. Andris. SECON. HDGK. Zagreb.
19. FIB (CEB-FIP). ožujka 2012. *Model Code 2010 – Final draft, Volume 1*. Technical report, bulletin no. 65. FIB.
20. FIB (CEB-FIP). ožujka 2012. *Model Code 2010 – Final draft, Volume 2*. Technical report. bulletin no. 66. FIB.
21. FIB (CEB-FIP). ožujka 2016. *Precast-Concrete Buildings in Seismic Areas*, Technical report, bulletin no. 78, FIB,
22. HRN EN 1990:2011. Eurokod. *Osnove projektiranja konstrukcija (EN 1990:2002+AC:2009+A1:2005 /AC:2010)* + nacionalni dodatak.

23. 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.

24. 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.

25. 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.

26. 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.

27. 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.

28. 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.

29. 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.

30. 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.

31. 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.

32. 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.