

BETONSZERKEZETEK TERVEZÉSE AZ EUROCODE SZERINT

Farkas György¹ – Kovács Tamás² – Szalai Kálmán³

A betonszerkezetek Eurocode szerinti tervezését az épületekre vonatkozó MSZ EN 1992-1-1 [1] és a hidakra vonatkozó MSZ EN 1992-2 [2] alapján tárgyaljuk. A továbbiakban szereplő EC2 jelölés ezen előírásokat jelenti.

1. Anyagjellemzők

1.1. Betonacél

1.1.1. A betonacél anyagjellemzői

Betonszerkezetekhez olyan betonacél tervezhető, amelyre a tervezéshez szükséges folyáshatár (f_{yk}) és a szakítószilárdság (f_{tk}) karakterisztikus értéke vagy ezek aránya $k = (f_t/f_y)_k$, továbbá a legnagyobb erőhöz tartozó nyúlás (ϵ_{uk}) karakterisztikus értéke, valamint a bordázat fajlagos felületének (f_R) jellemző értéke, továbbá ha ez szükséges, a hegeszthetőség feltétele szakintézeti véleménnyel rendelkezésre áll.

A Magyarországon leggyakrabban előforduló betonacélok termék- és méretezési és adatait az 1. táblázat tartalmazza.

1. táblázat: Betonacélok jellemzői

megnevezés	Szilárdsági jel		
	S240B	S400B	S500B
f_{yk} [N/mm ²]	240	400	500
ϕ [mm]	6-40	8-40	8-28
f_{tk} [N/mm ²]	$\geq 1,1$		
ϵ_{uk} [%]	25		
α - tapadási tényező	1,0	2,0	

Megjegyzés: f_{yk} – folyáshatár; f_{tk} – szakítószilárdság; α - tapadási tényező; ϕ - névleges átmérő; ϵ_{uk} - a szakadó nyúlás karakterisztikus értéke.

1.1.2. A betonacél folyáshatárának ellenőrzése

A betonacélok folyáshatárának ellenőrzésére vonatkozó követelmények a 2. táblázatban találhatóak meg.

2. táblázat: A betonacél folyáshatárára vonatkozó követelmények

Jellemző	Minimum érték	Maximum érték
f_{yk} [N/mm ²]	0,97*minimum C_v	0,97*minimum C_v
k	0,97*minimum C_v	0,97*minimum C_v
ϵ_{uk} [%]	0,97*minimum C_v	nem alkalmazható

A folyáshatárra vonatkozó megfeleléség a következő összefüggéssel igazolható:

¹ okl. építőmérnök, Dr. habil, egyetemi tanár, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

² okl. építőmérnök, egyetemi adjunktus, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

³ okl. mérnök, MTA doktor, professor emeritus, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

$$M \geq C_v + a$$

ahol

- M átlagérték
 C_v karakterisztikus érték
 a jellemző konstans érték (értéke szilárdság esetén: 10, a k és az ϵ_{uk} esetén: 0).

1.1.3. A betonacél duktilitási feltételei

Az alkalmazható betonacélok duktilitási osztályokba való besorolásának feltételi értékeit és az anyagjellemzők karakterisztikus értékeinek megfelelő alulmaradási valószínűségek értékeit a 3. táblázat adja meg.

3. táblázat: A betonacélok duktilitási feltételei

Termék	Betonacél (rúdban vagy tekerceselve)			Hegesztett hálók			A karakterisztikus értékhez tartozó alulmaradási valószínűség [%]	
	A	B	C	A	B	C		
Duktilitási osztály								
f_{yk} vagy $f_{0,2k}$ [N/mm ²]	400 500 600						5	
$k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ < 1,35	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ < 1,35	10	
A legnagyobb erőhöz tartozó nyúlás karakterisztikus értéke, ϵ_{uk} [%]	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10	
Hajlíthatóság	Hajtogatási vizsgálat			-				
A nyírási szilárdság	-			$0,3A \cdot f_{yk}$			Minimum	
A tömeg maximális szórása [%]	Betét átérő ≤ 8 > 8 [mm]	$\pm 6,0$ $\pm 4,5$						5,0

A betonacélok minősítési követelményeit és a minősítés módszereit az MSZ EN 10080 tartalmazza [3].

A betonacél rugalmassági modulusát – pontosabb adatok hiányában - $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$ -re lehet felvenni.

1.1.4. A betonacél szilárdságának tervezési értéke

A betonacél szilárdságának tervezési értéke:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

ahol

- f_{yk} a betonacél folyáshatárának karakterisztikus értéke
 γ_s a betonacél szilárdságának parciális tényezője, melynek értéke általában 1,15, de ez a minőségellenőrzés szintjétől függően legfeljebb 1,05 értékre csökkenthető.

1.2. Feszítőacél

1.2.1. A feszítőacélok jellemzői

Feszített betonszerkezetekhez olyan feszítőacél (pászma, huzal, rúd, stb) tervezhető, amelyre a tervezéshez szükséges 0,1%-os egyezményes folyáshatár ($f_{p0,1k}$), a szakítószilárdság (f_{pk}) karakterisztikus értéke, vagy ezek $f_{pk}/f_{p0,1k}$ aránya, valamint a legnagyobb erőhöz tartozó nyúlás (ϵ_{uk}) karakterisztikus értéke, továbbá a relaxációs osztály, a méret és a felületi jellemző szakintézeti véleménnyel rendelkezésre áll (3.1.2. ábra). Az f_{pk} és az $f_{p0,1k}$ értékek 5%-os alulmaradási valószínűséghez tartozó értékek.

A leggyakrabban alkalmazott feszítőelemek szilárdsági jellemzőit a 4. táblázat tartalmazza.

4. A feszítőelemek szilárdsági jellemzői

Megnevezés	Feszítőpászma			Feszítőhuzal		Feszítőrúd	
	Jel [mm ²]	$f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Φ_k [mm]	ϕ [mm]	$f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	D [mm]	$f_{p0,1k}$ [N/mm ²]
A feszítőbetét jele	F _p 100	1500	12,9	4	1520	20	830
	F _p 150		15,7	6		25	
	F _p 139	1580	15,2	5	1435	32	1080
	F _p 150		15,7	6		40	
f_{pk}	$\geq 1,1 f_{p0,1k}$						
ϵ_{pk} [%]	3,5						
ϵ_{uk} [%]	2,5						

Megjegyzés: Φ_k - külső átmérő,

D - névleges átmérő,

$f_{p0,1k}$ - a 0,1% maradó nyúláshoz tartozó folyáshatár karakterisztikus értéke,

f_{pk} - szakító szilárdság karakterisztikus értéke,

ϵ_{pk} - legnagyobb teher alatti nyúlás karakterisztikus értéke [%],

ϵ_{uk} - a szakadó nyúlás karakterisztikus értéke [%].

A feszítőacél duktilitás szempontjából megfelelő, ha teljesül az $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,1$ feltétel.

A feszítőacélok minősítési követelményeit és a minősítés módszereit az MSZ EN 10138 [4] tartalmazza.

1.2.2. A feszítőacélok relaxációja

A relaxáció mértéke szempontjából a feszítőacélokat a következő három relaxációs osztályba lehet besorolni:

- 1. relaxációs osztály: feszítőhuzalok vagy pászmák - szokásos mértékű relaxáció
- 2. relaxációs osztály: feszítőhuzalok vagy pászmák - alacsony mértékű relaxáció
- 3. relaxációs osztály: feszítőrudak

A feszítőhuzalok és feszítőpászmák csak ún. stabilizált (R2 osztály, feszültség alatt megeresztett) minőségben tervezhetők (2. relaxációs osztály). Ezek relaxációja 20⁰C-on, 0,7 f_p

kezdeti feszítési feszültségen 1000 óra alatt legfeljebb $\rho_{1000} = 2,5\%$, ahol f_p a vizsgált próbatest tényleges szakítószilárdsága.

Melegen hengerelt feszítőrudak esetén (3. relaxációs osztály) $\rho_{1000} = 4,0\%$, a fentiekkel megegyező hőmérsékleten és kezdeti feszítési feszültség esetén.

1.2.3. A feszítőacélok rugalmassági modulusa

A feszítőacélok rugalmassági modulusát – pontosabb adatok hiányában – a következőképpen lehet felvenni.

- feszítőhuzalok és melegen hengerelt, nyújtott és megeresztett feszítőrudak esetén általában: $E_p = 205 \text{ kN/mm}^2$
- feszítőpászma esetén: $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$.

1.2.4. A feszítőacél szilárdságának tervezési értéke

A feszítőacél szilárdságának tervezési értéke:

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$$

ahol

- $f_{p0,1k}$ a feszítőacél 0,1%-os egyezményes folyáshatárának karakterisztikus értéke,
- γ_s a feszítőacél szilárdságának parciális tényezője, melynek értéke általában 1,15, de ez a minőségellenőrzés szintjétől függően legfeljebb 1,05 értékgig csökkenthető.

1.3. Beton

Az MSZ EN 1992-1-1 [1] alkalmazási területe a betonszilárdság szempontjából legfeljebb a C90/105 szilárdsági jelű betonra terjed ki.

1.3.1. A beton megnevezése és jelölése

Az MSZ EN 206-1 [5] szabvány szerint a beton megnevezésében és a kiviteli terven feltüntetett jelében minimálisan az alábbi adatoknak kell szerepelnie:

- a beton nyomószilárdsági osztálya (pl. C50/60) a 3.1.5. táblázat szerint
- környezeti osztály(ok) (pl. XF4) a 3.1.3.2.1. pont szerint
- adalékanyag legnagyobb szemnagysága [mm]-ben (pl. 16)
- konzisztencia osztály (pl. F3)

Az így megnevezett beton jele pl.: C50/60 – XF4 – 16 – F3

A beton megnevezésében szereplő egyéb adatok tekintetében az MSZ EN 206-1 szerint kell eljárni, például:

- testsűrűségi osztály (pl. D2,0)
- maximális kloridtartalom (pl. 0,10%)

Ezen adatok jelentése:

- D2,0 a testsűrűség tartománya (kg/m^3 értékben) > 1800 és ≤ 2000 .
- 0,10% a maximális $\text{Cl}^{(-)}$ tartalom a cement tömegszázalékában. (Megjegyzés: a 0,10% érték előfeszítő acélbetétek esetén a megengedett maximális érték).

A betonhoz felhasználható cementekre vonatkozó követelményeket az MSZ EN 197-1 [6] szabvány tartalmazza.

1.3.2. Tartóssági követelmények

1.3.2.1. Környezeti osztályok

A megfelelő betont az MSZ EN 206-1 szerinti környezeti osztályok figyelembevételével kell elkészíteni és a megvalósítási tervben előírni. A leggyakrabban előforduló környezeti osztályokat az 5. táblázat tartalmazza.

5. táblázat: A leggyakrabban előforduló környezeti osztályok

Jelölés	A környezeti hatás leírása	Tájékoztató példák a környezeti osztályok előfordulására
Nincs korróziós kockázat		
X0	Vasbeton vagy beágyazott fémek tartalmazó beton esetén: nagyon száraz	Nagyon csekély, legfeljebb 35% relatív páratartalmú épületben lévő vasbeton
Karbonátosodás okozta korrózió		
XC1	Száraz vagy tartósan nedves	Csekély relatív páratartalmú épületben lévő beton. Állandóan víz alatt lévő beton
XC2	Nedves, ritkán száraz	Hosszú időn át vízzel érintkező betonfelületek
XC3	Mérsékelt nedvesség	Mérsékelt, vagy nagy relatív páratartalmú épületekben lévő beton. Esőtől védett, szabadban lévő beton
Nem a tengervízből származó kloridok által okozott korrózió		
XD1	Mérsékelt nedvesség	A levegőből származó kloridnak kitett, <i>de jégolvasztó sóknak ki nem tett</i> beton
XD2	Nedves, ritkán száraz	Úszómedencék. Kloridokat tartalmazó ipari vizeknek kitett, <i>de jégolvasztó sóknak ki nem tett</i> beton
XD3	Váltakozva nedves és száraz	Kloridot tartalmazó permetnek kitett hídelemek. Járdák és útburkolatok. Autóparkolók födémei
Fagyási/olvadási korrózió jégolvasztó anyaggal vagy anélkül		
XF1	Mérsékelt víztelítettség jégolvasztó anyag nélkül	Függőleges betonfelületek esőnek és fagnak kitéve
XF3	Nagymérvű víztelítettség jégolvasztó anyag nélkül	Esőnek és fagnak kitétt vízszintes betonfelületek
Kémiai korrózió		
XA1	Enyhén agresszív kémiai környezet az 3M2.2. táblázat szerint	Természetes talajok és talajvíz
XA2	Mérsékeltén agresszív kémiai környezet az 3M2.2. táblázat szerint	Természetes talajok és talajvíz
XA3	Nagymértékben agresszív kémiai környezet az 3M2.2. táblázat szerint	Természetes talajok és talajvíz

1.3.2.2. Minimális betonszilárdsági osztályok

A környezeti hatásoknak kitett beton megfelelő tartóssága érdekében a betonszerkezetekbe tervezett betonok minimális szilárdsági osztálya az [1] szabvány meghatározza. Például kloridok által okozott korrózió vagy olvadás/fagyás hatásának kitett szerkezetek esetén – a szilárdsági kihasználtság mértékétől függetlenül – legalább C30/37 szilárdsági jelű betont kell alkalmazni.

1.3.2.3. Minimális betonfedés

Az erőtani számításban figyelembe vett legkülső acélbetéteken értelmezett, az acélbetétek megfelelő lehorgonyzódása és a tartóssági követelmények biztosítása érdekében alkalmazott – és a kiviteli terven feltüntetett – betonfedés minimális értékét (c_{min}) a következő összefüggéssel kell meghatározni:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,d})$$

ahol:

$c_{min,b}$ az acélbetétek megfelelő lehorgonyzódása miatt szükséges minimális betonfedés

$c_{min,d}$ a tartóssági követelmények miatt szükséges minimális betonfedés

A $c_{min,b}$ értéke az alábbiak szerint számítható:

egyedi acélbetét esetén az acélbetét ϕ átmérője,

csoportos acélbetét esetén $\phi_h = \phi \sqrt{n_b}$, ahol n_b a csoportban lévő acélbetétek száma, de a következők figyelembevételével:

$n_b \leq 4$ függőleges, nyomott acélbetét esetén és átfedésses toldásnál

$n_b \leq 3$ minden egyéb esetben.

Ha a legnagyobb szemcseméret 32 mm-nél nagyobb, akkor a $c_{min,b}$ értékét 5 mm-rel célszerű megnövelni.

Utó feszített szerkezeteknél alkalmazott kábelcsatornák esetén $c_{min,b}$ értéke:

- kör keresztmetszetű kábelcsatornánál az átmérő, de maximum 80 mm,
- négyszög keresztmetszetű kábelcsatornánál a nagyobbik méret fele, illetve a kisebbik méret közül a nagyobb, de maximum 80 mm.

Kábelcsatorna nélküli feszítőbetét esetén $c_{min,b}$ értéke:

- feszítőpázsma és feszítőhuzal esetén az átmérő 2-szerese,
- rovátkolt felületű feszítőhuzal esetén az átmérő 3-szorosa.

A $c_{min,d}$ értékeit a leggyakrabban előforduló környezeti osztályok esetére a 6a. és 6b. táblázatok alapján lehet felvenni a 4. számú szerkezeti osztály (50 éves tervezési élettartam) alapulvételével.

6a. táblázat: A $c_{min,d}$ értékei betonacél esetén

A $c_{min,d}$ [mm] értéke betonacél esetén							
Szerkezeti osztály sorszáma	Környezeti osztály						
	X0	XC1	XC2, XC3, XF1	XF3	XD1	XD2	XD3
1	10	10	10	15	20	25	30
2	10	10	15	20	25	30	35
3	10	10	20	25	30	35	40
4	10	15	25	30	35	40	45
5	15	20	30	35	40	45	50
6	20	25	35	40	45	50	55

6b. táblázat: A $c_{min,d}$ értékei feszítőacél esetén

A $c_{min,d}$ [mm] értéke feszítőacél esetén							
Szerkezeti osztály sorszám	Környezeti osztály						
	X0	XC1	XC2, XC3, XF1	XF3	XD1	XD2	XD3
1	10	15	20	25	30	35	40
2	10	15	25	30	35	40	45
3	10	20	30	35	40	45	50
4	10	25	35	40	45	50	55
5	15	30	40	45	50	55	60
6	20	35	45	50	55	60	65

A 7. táblázatban szereplő körülmények esetén a figyelembevett szerkezeti osztály sorszámát módosítani kell a táblázatban szereplő értékekkel.

7. táblázat: A szerkezeti osztályba való besorolás módosító körülményei

A szerkezeti osztály sorszámának módosítása				
Körülmény	Környezeti osztály			
	X0, XC1	XC2, XC3, XF1	XD1, XD2, XF3	XD3
100 éves tervezési élettartam esetén	+2			
Szilárdsági osztály*	-1, ha			
	$\geq C30/37$	$\geq C35/45$	$\geq C40/50$	$\geq C45/55$
Felületszerkezet esetén	-1			
Kiemelt szintű minőség-ellenőrzés esetén	-1			

Egymásra betonozott szerkezeti elemek esetén a csatlakozási felület mentén alkalmazott betonfedés mértékét a tapadás miatt szükséges $c_{min,b}$ értékig lehet csökkenteni abban az esetben, ha:

- az alkalmazott beton szilárdsági osztálya legalább C25/30,
- a csatlakozó felület az egymásra betonozást megelőzően a környezeti hatásoknak rövid ideig (legfeljebb 28 napig) van kitéve,
- a csatlakozási felület durvított.

Utólag érdesített betonfelület esetén a $c_{min,d}$ 6a. és 6b. táblázatokban szereplő értékét 5 mm-rel meg kell növelni.

Koptató hatásnak kitett szerkezetek esetén c_{min} értékét – a koptató hatás mértékétől függően – 5-15 mm-rel célszerű megnövelni.

Talajra betonozott szerkezetek esetén c_{min} értéke nem lehet kisebb:

- előkészített talajra való betonozás esetén (a szerelőbetont is beleértve) 40 mm-nél,
- előkészítetlen talajra való betonozás esetén 75 mm-nél.

Az XA környezeti osztályok esetén a beton felületvédelméhez speciális bevonatok alkalmazására lehet szükség. Bevonatok hiányában XA környezeti osztály esetén a c_{min} értékét célszerű megnövelni 15 mm-rel.

Az alkalmazott betonfedés (c_{nom}) értékét úgy kell meghatározni, hogy a minimális betonfedést (c_{min}) a vasalás várható elhelyezési pontatlanságaira való tekintettel meg kell növelni egy Δc_{dev} értékkel. Ennek értéke általában 10 mm, de ez a minőség-ellenőrzés szintjétől függően akár 0 mm-re is csökkenthető.

1.3.3. A beton anyagjellemzői

A betonok legfontosabb anyagjellemzőit a 8. táblázat tartalmazza. A különböző méretű és alakú próbatestek vizsgálati eredményeinek értékelési módját és a minősítési eljárását a vonatkozó irodalom és az [5] szabvány tartalmazza.

8. táblázat: A betonok legfontosabb anyagjellemzői

Szilárdsági jel	C16/20	C20/25	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} [N/mm ²]	16	20	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	20	25	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} [N/mm ²]	24	28	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} [N/mm ²]	1,9	2,2	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ [N/mm ²]	1,3	1,5	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
E_{cm} (GPa)	29	30	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{cu3} (‰)	3,5							3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Megjegyzés: a szilárdsági jelben lévő első szám a 150 mm átmérőjű és 300 mm magas henger, míg a törtvonal utáni szám a 150 mm élhosszúságú kocka nyomószilárdságának karakterisztikus (5% alulmaradási valószínűséghez tartozó) értékét jelenti [N/mm²]-ben, ahol:

f_{ck} a 28 napos korban meghatározott nyomószilárdság (5%-os alulmaradási valószínűséghez tartozó) karakterisztikus értéke $\phi 150/300$ mm hengeren mérve,

Ha a nyomószilárdságot 28 napnál idősebb korú betonon határozzák meg, akkor a továbbiakban – az utószilárdulásra való tekintettel – a fenti f_{ck} helyett $f_{ck}^* = 0,85f_{ck}$ értéket kell használni.

$f_{ck,cube}$ a 28 napos korban meghatározott nyomószilárdság (5%-os alulmaradási valószínűséghez tartozó) karakterisztikus értéke 150 mm élhosszúságú kockán mérve,

f_{cm} a hengeren mért nyomószilárdság várható értéke 28 napos korban,

f_{ctm} a húzószilárdság várható értéke 28 napos korban,

$f_{ctk,0,05}$ a húzószilárdság 5%-os alulmaradási valószínűséghez tartozó értéke 28 napos korban,

E_{cm} a beton rugalmassági (a $\sigma_c = 0$ és $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ pontokat összekötő húrnak megfelelő) modulusa 28 napos korban (várható érték),

Az összefüggés homokos kavics adalékanyag esetén érvényes. A 8. táblázatban szereplő értéket

- mészkő adalékanyag esetén 10%-kal csökkenteni,
- homokkő adalékanyag esetén 30%-kal csökkenteni,
- bazalt adalékanyag esetén a fenti értéket 20%-kal növelni kell.

ε_{cu3} a beton egyszerűsített (téglalap vagy trapéz alakú) σ - ε diagramjához tartozó törési összenyomódás [‰]-ben.

1.3.3.1. A nyomószilárdság ellenőrzése

A nyomószilárdság MSZ EN-206-1 szerinti megfelelőségi kritériumait a 9. táblázat tartalmazza.

9. táblázat: A nyomószilárdság megfelelési kritériumai

A vizsgálati adat n száma	legkisebb érték	átlagos érték
A termelés kezdetén n = 3	$f_{c,min} \geq f_{ck} - 4$	$f_{cm} \geq f_{ck} + 4$
A folyamatos gyártásnál n ≥ 15	$f_{c,min} \geq f_{ck} - 4$	$f_{cm} \geq f_{ck} + 1,48 s$ (*)
Kiegészítő feltétel	$0,63 \cdot \sigma \leq s \leq 1,37 \cdot \sigma$ (*)	

Megjegyzés: (*) s az adott vizsgálati adatok szórása,
 σ a hosszabb megfigyelési adatbázis szórása,
 f_{cm} a nyomószilárdság várható értéke,
 f_{ck} a nyomószilárdság karakterisztikus értéke.

A betonok nyomószilárdságának 8. táblázatban szereplő várható és karakterisztikus értéke közötti összefüggés a következő:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$$

ahol a $8 = 1,64s$ szorzatból $s = 4,878 \text{ N/mm}^2$, a 8. táblázatban szereplő teljes szilárdsági tartományban állandónak tekintett szórás értéke.

1.3.3.2. A beton nyomószilárdságának tervezési értéke

A beton nyomószilárdságának tervezési értéke:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

ahol:

- f_{ck} a beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke,
- γ_c a beton szilárdságának parciális tényezője, melynek értéke általában 1,5, de ez a minőségellenőrzés szintétől függően legfeljebb 1,3 értékig csökkenthető.
- $\alpha_{cc} = 1,0$ a tartós szilárdság figyelembe vételére szolgáló csökkentő tényező. Hidak esetén $\alpha_{cc} = 0,85$.

2. A teherbírasi határállapotok igazolása

A szerkezeti elemek méretezésekor teherbírasi határállapotban kielégítendő erőtani követelményeket a következőkben foglaljuk össze.

2.1. Axiális igénybevételekkel szembeni teherbírás

2.1.1. Erőtani követelmények

Az axiális igénybevételekre vonatkozóan

- tiszta hajlítás esetén az

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

- ferde hajlítás és ferde külpontos nyomás esetén az

$$\left(\frac{M_{y,Ed}(N)}{M_{y,Rd}(N)} \right)^a + \left(\frac{M_{z,Ed}(N)}{M_{z,Rd}(N)} \right)^a \leq 1,0$$

feltételeket kell kielégíteni, ahol:

N_{Ed} , ill. M_{Ed} - a normálerő, ill. a hajlítónyomaték tervezési értéke

$M_{y,Ed}(N)$, ill. $M_{z,Ed}(N)$ a keresztmetszet egymásra merőleges y , ill. z tehetetlenségi irányában az N normálerő szinten meghatározott hajlítónyomatékok tervezési értéke

$M_{y,Rd}(N)$, ill. $M_{z,Rd}(N)$ a keresztmetszet egymásra merőleges y , ill. z tehetetlenségi irányában az N normálerő szinten meghatározott hajlítónyomatéki teherbírások tervezési értéke.

Az a kitevő értéke (lineáris interpolációval) a következőképpen határozható meg:

- kör és ellipszis alakú keresztmetszet esetén: $a = 2,0$

- négyszög keresztmetszet esetén: $N_{Ed}/N_{Rd} = \begin{matrix} 0,1 & 0,7 & 1,0 \\ a = & 1,0 & 1,5 & 2,0 \end{matrix}$

ahol:

N_{Ed} a normálerő tervezési értéke,

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ az elméletileg központos normálerő-teherbírás tervezési értéke, ahol:

A_c a teljes betonkeresztmetszet területe,

A_s a hosszvasalás mennyisége.

2.1.2. A keresztmetszet hajlítási teherbírásának meghatározása

2.1.2.1. Hatásos feszítőerő

A veszteségekkel csökkentett feszítőerő várható értéke (hatásos feszítőerő) a feszítőerő ráengedésének t_0 időpontját követő t időpontban a feszítés helyétől számított x távolságban lévő km-ben:

$$P_{m,t}(x) = P_{m,0}(x) - \sum \Delta P_i$$

ahol

$P_{m,0}(x) = \sum A_{pi} \sigma_{pm,0}(x)$ a kezdeti feszítőerő várható értéke,

$\sum A_{pi}$ a feszítőbetétek keresztmetszeti területe,

$\sigma_{pm,0}(x)$ a kezdeti feszítési feszültség,

$\sum \Delta P_i$ a t_0 és t időpontok között lejátszódó feszültségveszteségek összege

2.1.2.2. A feszítőerő tervezési értéke

A feszítőerő P_d tervezési értéke egy adott időpontban:

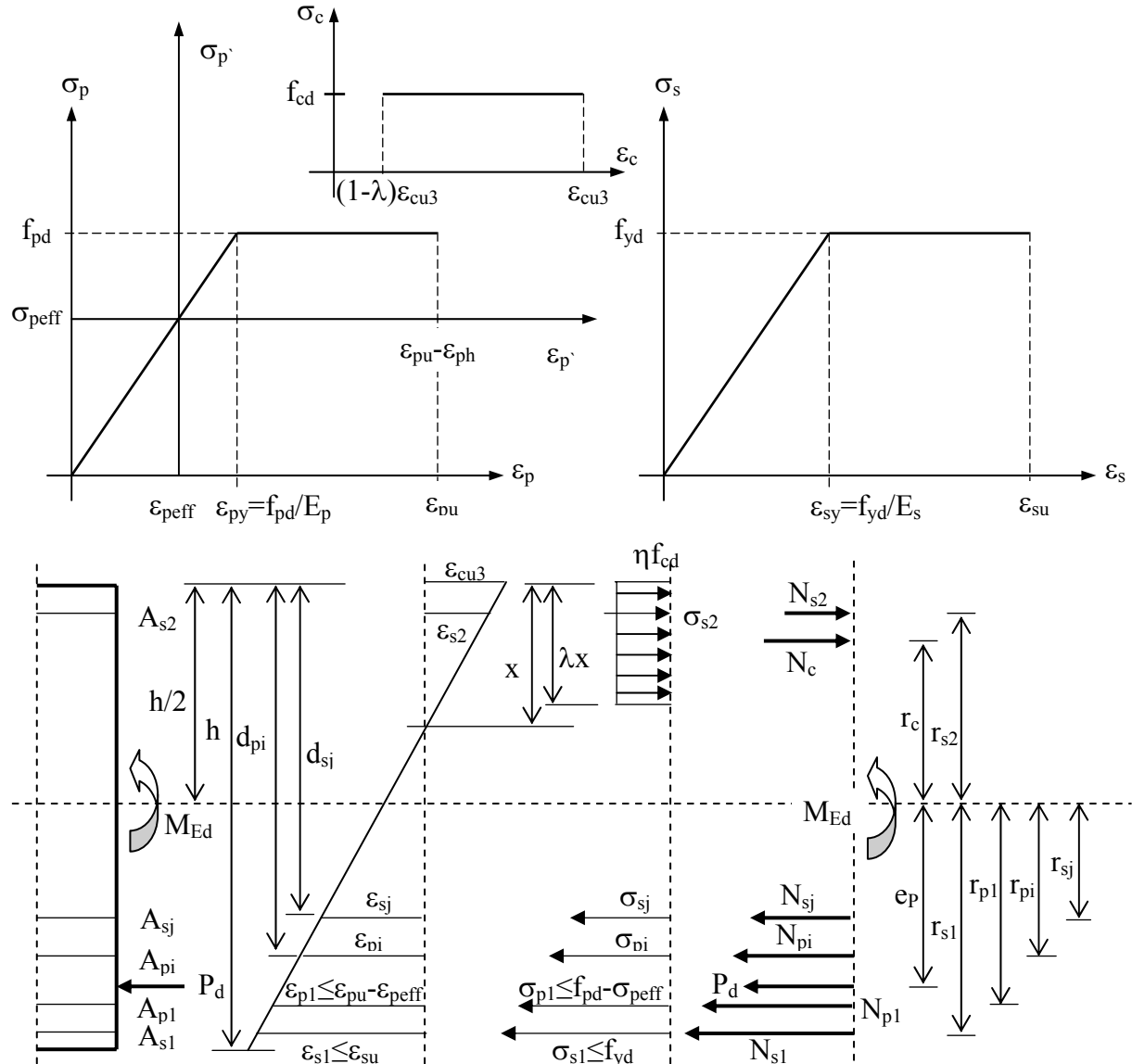
$$P_d (= P_{d,t}(x)) = \gamma_p P_{m,t}(x)$$

ahol a γ_p a feszítés parciális tényezője, melynek értéke

- általában $\gamma_p = 1,0$
- stabilitási vizsgálatok esetén, ahol a feszítőerő kedvezőtlen hatása: $\gamma_p = 1,3$,
- lokális vizsgálatoknál (pl. pecsétnyomás): $\gamma_p = 1,2$.

2.1.2.3. A feszített vasbeton keresztmetszet hajlítási teherbírásának meghatározása

A feszített vasbeton keresztmetszet hajlítási teherbírása ideálisan rugalmas-képlékeny betonacél és feszítőacél σ - ε diagramok és merev-képlékeny (téglalap alakú) beton σ - ε diagram figyelembevételével általános esetben a következőképpen határozható meg.



1. ábra: A feszített vasbeton keresztmetszet hajlítási teherbírásának meghatározása

Kiindulási feltételek:

- ha $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, akkor $\lambda = 0,8$ és $\eta = 1,0$
- ha $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$, akkor $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ és $\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200$

a) Tapadásos feszítés esetén

Vetületi egyensúlyi feltétel:

$$P_d \pm \sum_i \sigma_{pi} A_{pi} \pm \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} - A_{cc} \eta f_{cd} = 0 \quad (a)$$

ahol A_{cc} a λx magasságú nyomott betonzóna területe, x a semleges tengely helye a nyomott szélső száltól mérve.

Ekkor az acélbetétekben fellépő feszültség:

$$\text{feszítőbetétekben: } \sigma_{pi} = E_p \varepsilon_{cu3} \frac{d_{pi} - x}{x} \leq f_{pd} \sigma_{peff}$$

$$\text{betonacélokban: } \sigma_{sj} = E_s \varepsilon_{cu3} \frac{d_{sj} - x}{x} \leq f_{yd}$$

A nyomatéki egyensúlyi feltétel:

$$M_{Rd} = A_{cc} \eta f_{cd} r_c + P_d e_P + \sum_i \sigma_{pi} A_{pi} r_{pi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} r_{sj} \quad (b)$$

ahol:

$r_{pi} = d_{pi} - h/2$ az A_{pi} keresztmetszeti területű feszítőbetét távolsága a keresztmetszet félmagasságában felvett tengelytől (vonatkoztatási tengely),

$r_{sj} = d_{sj} - h/2$ az A_{sj} keresztmetszeti területű betonacél távolsága a vonatkoztatási tengelytől,

$r_c = h/2 - \lambda x/2$ az A_{cc} nyomott betonzóna súlypontjának távolsága a vonatkoztatási tengelytől,

e_P a P_d feszítőerő hatásvonalának távolsága a vonatkoztatási tengelytől.

A fenti eljárás általános esetre vonatkozik. Amennyiben az (a) és (b) egyensúlyi feltételekben feltételezzük, hogy

- $P_d = 0$ és $A_{pi} = 0$, akkor a nem feszített, tiszta hajlítással terhelt vasbeton keresztmetszet hajlítási teherbírását kapjuk.
- a keresztmetszetet a vonatkoztatási tengelytől mért e_N külpontosságú N normálerő terheli, akkor $P_d = N$ és $e_P = e_N$ helyettesítéssel a (síkban) külpontosan nyomott vasbeton keresztmetszet hajlítási teherbírását kapjuk.

b) Tapadásmentes feszítés esetén

Tapadásmentes feszítés esetén a fenti (a) és (b) egyenletekben - a biztonság javára történő közelítéssel - általában $\sigma_{pi} = 0$ veendő figyelembe. Ha a teherbírás számítása során a teljes szerkezet alakváltozásából származó és a tapadásmentes feszítőbetétekben fellépő feszültségnövekményt is figyelembe vesszük, akkor ennek maximális értéke $\sigma_{pi} \leq 100 \text{ N/mm}^2$ lehet.

2.1.2.4. Minimális vasalás

Vasbeton és feszített vasbeton gerendák esetén a gyengén vasaltság miatti ridegtörés külön vizsgálata nem szükséges, ha a húzott övben alkalmazott minimális hosszirányú acélmennyiség - melybe a tapadásos feszítőbetétek is beszámíthatók - a következő minimális mennyiséget eléri.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

ahol:

- b_t - a húzott zóna átlagos szélessége, T keresztmetszetű gerendák esetén a gerincszélesség,
- f_{ctm} - a beton húzószilárdságának várható értéke.

2.1.3. Nyomott szerkezeti elemek

Külpontosan nyomott szerkezeti elemek keresztmetszeteinek teherbírását növelt külpontossággal kell számítani a névleges görbületen alapuló, elkülönített oszlop módszerrel. A nyomóerő külpontosságának e_{Ed} tervezési értéke:

$$e_{Ed} = e_0 + e_a + e_2$$

ahol:

- e_0 az igénybevételekből számított kezdeti külpontosság,
- e_a az elem tényleges tengelyének a terv szerinti tengelytől való véletlen jellegű, kedvezőtlen irányú geometriai eltérését figyelembe vevő külpontosság-növekmény,
- e_2 a kúszás hatását is tartalmazó másodrendű hatást figyelembe vevő külpontosság-növekmény.

2.1.3.1. Zömök elemek

Az elkülönített elem a másodrendű hatás figyelmen kívül hagyható abban az esetben, ha az nem haladja meg az elsőrendű hatás 10%-át, vagy ha a λ karcsúsága kisebb, mint az alábbi karcsúsági határ (λ_{lim}):

$$\lambda < \lambda_{lim} = 20 A B C / \sqrt{n}$$

ahol közelítően $A = 0,7$, $B = 1,1$ és $C = 0,7$ alkalmazható, továbbá $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$.

2.1.3.2. Kihajlási hossz

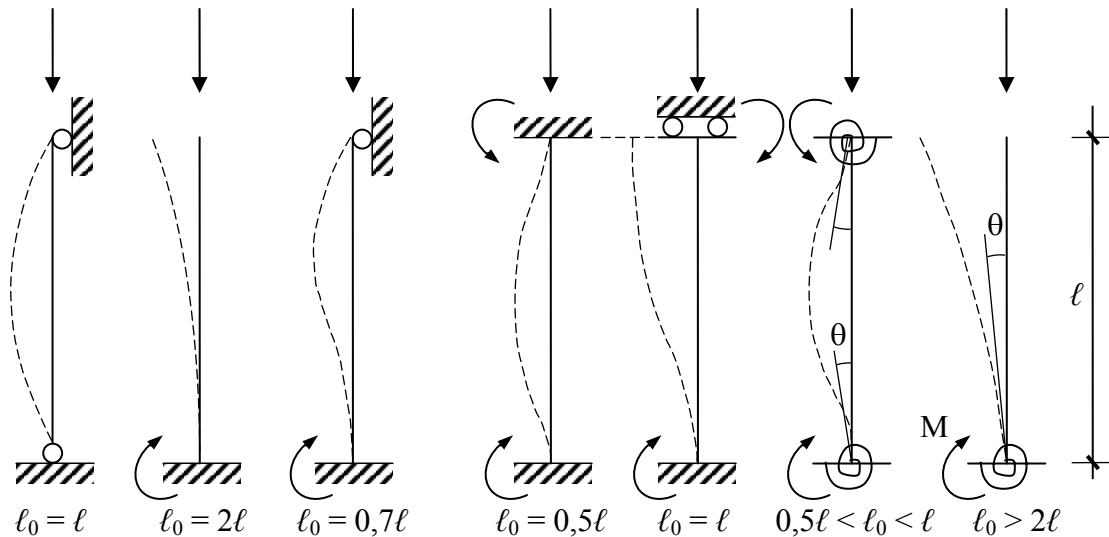
Az elkülönített elemek karcsúsága

- általában: $\lambda = \ell_0 / i$
- négyszög keresztmetszetek esetén: $\lambda = \sqrt{12} \ell_0 / d$

összefüggéssel számítható ahol:

- ℓ_0 - a kihajlási hossz az alábbiak szerint
- i - a repedésmentes keresztmetszet alapján számított inerciasugár
- d - a hasznos magasság.

Az ℓ_0 kihajlási hosszat a szokásos esetekben (állandó keresztmetszet, statikailag tiszta erőjátékú szerkezeteknek megfelelő befogási viszonyok) a következőképpen lehet felvenni.



2. ábra: A kihajlási hossz meghatározása szokásos esetekben

Abban az esetben, ha a befogási merevségek nehezen becsülhetők meg, a keretszerkezet oszlopának kihajlási hosszát az alábbi összefüggésekkel lehet meghatározni:

- Fix csomópontú oszlop esetén:

$$\ell_0 = 0,5\ell \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

- Elmozduló csomópontú oszlop esetén:

$$\ell_0 = \ell \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

ahol:

k_1, k_2 a rugalmas befogások relatív elfordulási képessége az oszlop végein

$$k = \frac{\sum E_{cm} I_{col} / \ell_{col}}{\sum E_{cm} \alpha I_b / \ell_{b,eff}} = 0 \quad \text{végtelen merev befogás esetén}$$

$$= \infty \quad \text{szabad vég esetén}$$

A gyakorlatban kialakított merev befogás esetén $k_{min} = 0,1$ alkalmazható.

E_{cm} a beton rugalmassági modulusa az 3.1.5. táblázat alapján

I_{col} a csomópontba befutó oszlop inercianyomatéka a betonkeresztmetszet alapján számítva

I_b a csomópontba befutó gerenda inercianyomatéka a betonkeresztmetszet alapján számítva

$\ell_{col} = \ell$ az oszlop elméleti hossza

ℓ_b a gerenda elméleti támaszköze

α a gerenda tulsó végének befogási viszonyait figyelembe vevő tényező:

$\alpha = 1,0$ ha a gerenda tulsó vége rugalmasan, vagy mereven megfogott

$\alpha = 0,5$ ha a tulsó vég szabadon elforduló

$\alpha = 0$ ha konzolgerenda esetén.

2.1.3.3. A görbület meghatározásán alapuló eljárás

A hajlítónyomaték tervezési értéke a kritikus helyen az alábbi összefüggéssel számítható:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

ahol:

M_{0Ed} az elsőrendű nyomaték tervezési értéke a geometriai méreteltérések (e_a - a normálerő véletlen jellegű külpontosságát és az elem kezdeti görbeségét figyelembe vevő külpontosság-növekmény) figyelembevételével

M_2 a másodrendű nyomaték (az M_2 nyomaték hossz menti eloszlása parabola, vagy sinus függvénnyel közelíthető)

A geometriai méreteltérésekből származó külpontosság-növekmény értékét a θ_l ferdeség figyelembevételével alábbi módon kell meghatározni:

$$e_a = \theta_l \ell_0 / 2$$

ahol:

$$\theta_l = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$$

$\theta_0 = 1/200$, a kezdeti ferdeség alapértéke,

$\alpha_h = 2/\sqrt{\ell} \leq 1,0$ a hossz szerinti csökkentő tényező

ℓ_0 - az oszlop kihajlási hossza.

Az elem végein fellépő, különböző mértékű elsőrendű végnyomatékok ($|M_{02}| \geq |M_{01}|$) esetén az elem végén figyelembe veendő M_{0Ed} értékét az alábbi módon kell számítani:

$$M_{0Ed} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$$

ahol M_{01} és M_{02} előjele akkor azonos, ha az oszlop azonos oldalán okoznak húzást.

A másodrendű nyomatékokat az alábbi módon kell meghatározni:

$$M_2 = N_{Ed} e_2$$

ahol:

N_{Ed} - a normálerő tervezési értéke teherbírasi határállapotban

e_2 - a másodrendű hatásokat figyelembe vevő külpontosság-növekmény

A másodrendű hatásokat figyelembe vevő külpontosság növekmény állandó keresztmetszet – és sinus kihajlási alak - esetén a következőképpen határozható meg:

$$e_2 = \frac{1}{r} \left(\frac{\ell_0}{\pi} \right)^2$$

ahol:

$1/r$ - a görbület

ℓ_0 - az oszlop kihajlási hossza.

A görbület értéke egyszeresen szimmetrikus, állandó keresztmetszet esetén:

$$1/r = K_r K_\varphi 1/r_0$$

ahol:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1,0 \text{ a normálerő mértékétől függő módosító tényező}$$

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} \geq 1,0, \text{ a kúszás hatását figyelembe vevő tényező}$$

$$1/r_0 = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 d}$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$$

d a hasznos magasság.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \text{ a normálerő átlagos fajlagos értéke}$$

$$N_{Ed} \text{ a normálerő tervezési értéke}$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$n_{bal} \text{ az } n \text{ értéke a keresztmetszet maximális nyomatéki teherbírásának megfelelő normálerő szinten; általában } n_{bal} = 0,4 \text{ alkalmazható}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$A_s \text{ a keresztmetszetben lévő összes vasalás keresztmetszeti területe}$$

$$A_c \text{ a betonkeresztmetszet területe}$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi(\infty, t_0) \text{ a kúszási tényező végértéke}$$

$$M_{0Eqp} \text{ a kvázi-állandó nyomaték}$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150, \text{ ahol } f_{ck} [\text{N/mm}^2]\text{-ben szerepel.}$$

2.1.3.4. Minimális vasalás

A hosszirányú acélmennyiség minimális ($A_{s,min}$) értéke:

$$A_{s,min} = \frac{0,1 N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 A_c$$

ahol:

$$N_{Ed} \text{ a normálerő tervezési értéke.}$$

A hosszirányú acélmennyiség maximális értéke $0,08A_c$, ahol A_c a betonkeresztmetszet területe.

2.1.4. Karcsú gerendák kifordulása

A kedvezőtlen irányú geometriai méreteltéréseket (imperfekciókat) általános esetben $\ell/300$ -ra lehet feltételezni, ahol ℓ a gerenda teljes hossza.

A másodrendű hatások elhanyagolhatók, ha teljesülnek az alábbi feltételek:

- tartós tervezési állapotban: $\frac{\ell_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}}$ és $h/b \leq 2,5$
- ideiglenes tervezési állapotban: $\frac{\ell_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}}$ és $h/b \leq 3,5$

ahol:

$$\ell_{0t} \text{ az elcsavarodással szembeni megfogások távolsága}$$

- h az ℓ_{0r} hossz közepén lévő keresztmetszet teljes magassága
- b a nyomott öv szélessége.

2.2. Tangenciális igénybevételek szembeni teherbírás

Tangenciális igénybevételek nyírásból és csavarásból, valamint a közvetlen terhelésből fellépő átszűrődés során lépnek fel.

2.2.1. A nyírási teherbírás számítása

2.2.1.1. Erőtani követelmények

Méretezett nyírási vasalással ellátott keresztmetszetek esetén igazolni kell, hogy:

- a keresztmetszet nyírási teherbírására vonatkozóan:

$$\min(V_{Ed}, V_{Ed,red}) \leq V_{Rd,s}$$

- a beton (nyírásból származó) ferde nyomási teherbírására vonatkozóan:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

ahol:

V_{Ed} a külső terhekből és terhelő hatásokból (terhelő mozgásokból és terhelő alakváltozásokból, pl. feszítésből) az elméleti (vonalszerű) statikai vázon meghatározott nyíróerő tervezési értéke

$V_{Ed,red}$ a külső terhekből és terhelő hatásokból (terhelő mozgásokból és terhelő alakváltozásokból, pl. feszítésből) meghatározott nyíróerő tervezési értéke, mely tartalmazza az elméleti (vonalszerű) statikai vázon meghatározott nyíróerő (V_{Ed}) és az adott szerkezeti méretek és szerkezeti kialakítás következtében a vizsgált tartószerkezet vizsgált keresztmetszetében ténylegesen fellépő nyíróerő közötti eltérést is.

$V_{Rd,s}$ a méretezett nyírási vasalással ellátott keresztmetszet nyírási teherbírása

$V_{Rd,max}$ a beton ferde nyomási teherbírása alapján számított nyírási teherbírás.

A keresztmetszetben csak minimális (nem méretezett) nyírási vasalást kell elhelyezni, ha:

$$\min(V_{Ed}, V_{Ed,red}) \leq V_{Rd,c}$$

ahol:

$V_{Rd,c}$ a méretezett nyírási vasalás nélküli keresztmetszet nyírási teherbírása.

2.2.1.2. A nyíróerőt módosító tényezők

Az elméleti statikai vázon meghatározott V_{Ed} nyíróerőt a következők miatt kell módosítani:

- a) az axiális igénybevételek tangenciális összetevőinek nyíróerőt módosító hatása miatt,
- b) a megtámasztás környezetébe létrejövő közvetlen, nyomott ívnek megfelelő teherátadás („ívhatás”) miatt.

a) Az axiális igénybevételek tangenciális összetevői

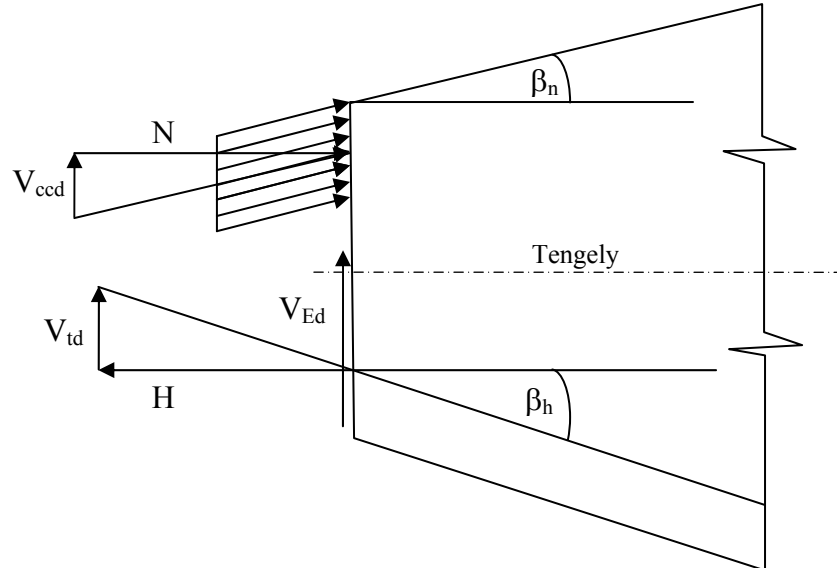
Az elem változó keresztmetszetű szakaszán a V_{Ed} nyíróerő helyett a V_{Ed}^* értéket kell alkalmazni:

$$V_{Ed}^* = V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$$

ahol:

$V_{ccd} = N \tan(\beta_n)$ - a keresztmetszet nyomott zónájában keletkező belső erő (N) nyíróerőt csökkentő tangenciális összetevője a 3. ábra szerint

$V_{td} = H \tan(\beta_h)$ - a hosszvasalásban keletkező belső erő (H) nyíróerőt csökkentő tangenciális összetevője a 3. ábra szerint.



3. ábra: Az axiális igénybevételek nyíróerőt csökkentő komponensei

b) A megtámasztás környezetében kialakuló közvetlen teherátadás

Ha a teher a szerkezetnek az alátámasztással ellentétes oldalán működik, és a támadáspontja a támasz szélétől (rugalmas támasz esetén a támasz tengelyétől) $a_v \leq 2d$ távolságra van (pl. rövid konzol vagy a támasz közelében terhelt gerendák, stb), akkor – a támaszra történő közvetlen teherátadásra való tekintettel - az e tartományban ható terhekből a tartószerkezeten fellépő $V_{Ed,red}$ nyíróerőt a 4. ábra szerint a következőképpen kell meghatározni:

$$V_{Ed,red} = \beta V_{Ed}$$

ahol:

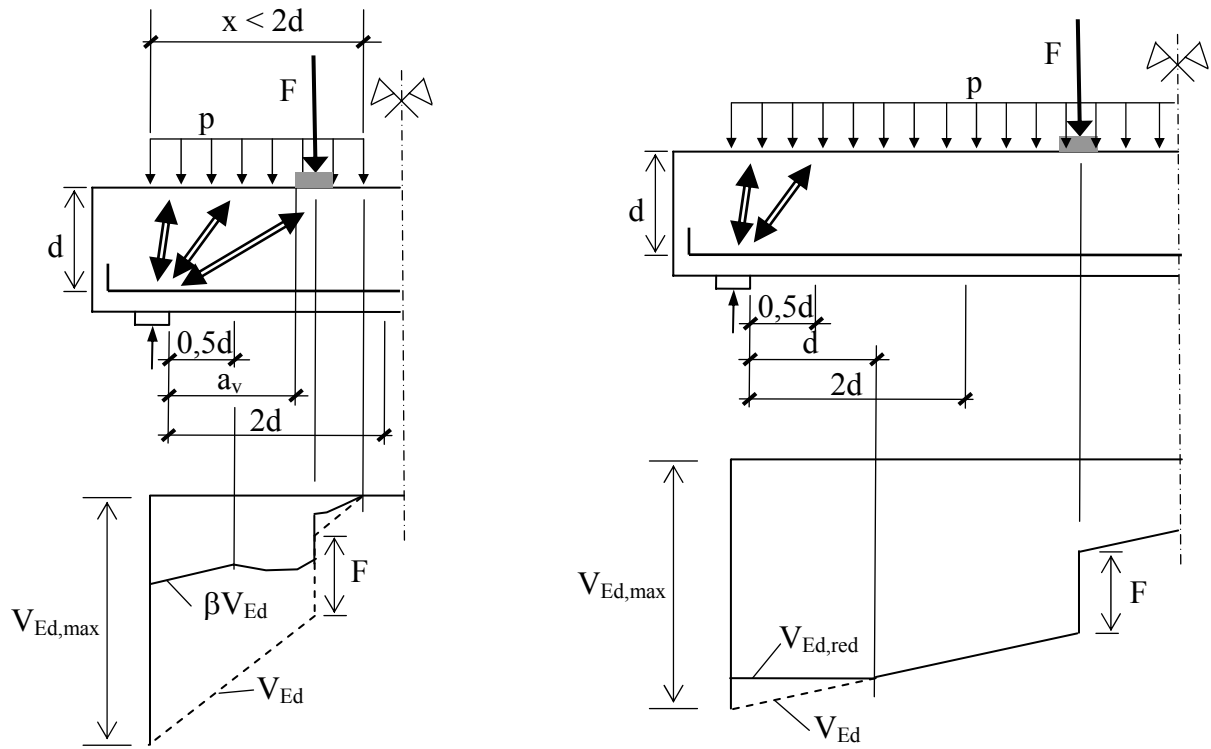
V_{Ed} a külső terhekből az elméleti (vonalszerű) statikai vázon meghatározott nyíróerő tervezési értéke

$\beta = a_v/2d$ redukciós tényező. Ha a teher az $a_v \leq 0,5d$ szakaszon működik, akkor a redukciót $a_v = 0,5d$ figyelembevételével kell elvégezni.

a_v a teher támadáspontja a támasz szélétől

d a szerkezeti elem hasznos magassága, melyet ez esetben a terhek támadáspontjának szintje és a megtámasztás szintje közötti szerkezeti magasságból kell meghatározni (pl. ha a terhek a tartó alsó síkjára vannak felkötve, akkor $d = 0$).

A fenti eljárás csak akkor alkalmazható, ha a vizsgált keresztmetszetben lévő hosszvasalás a támasz mögött megfelelően le van horgonyozva.



Teher csak az $a_v < 2d$ szakaszon működik

Az $a_v < 2d$ szakaszon belül csak megoszló teher működik

4. ábra: A nyíróerő redukciója a megtámasztás környezetében

Döntően egyenletesen megoszló teherrel (közel a teljes hosszban) terhelt szerkezetek esetén a támasz szélétől (rugalmas támasz esetén a támasz tengelyétől) d távolságon belül működő (egyenletesen megoszló) terheket a $V_{Ed,red}$ nyíróerő számításakor nem kell figyelembe venni.

A beton ferde nyomási teherbírásának (V_{Rd2}) igazolásakor ezt a lehetőséget nem szabad alkalmazni, ezért a támasz környezetében a a támasz tengelyében meghatározott V_{Ed} nyíróerőt (a 4. ábrán $V_{Ed,max}$) vagy annak módosított V_{Ed}^* értékét kell alkalmazni.

2.2.1.3. Méretezett nyírési vasalást nem tartalmazó keresztmetszetek nyírési teherbírása

a) Általános esetben a nyíróerővel terhelt tartószakaszon hajlítási repedések kialakulására kell számítani, azaz:

$$\sigma_{Ed} > f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

ahol:

- σ_{Ed} a külső terhekből és a terhelő hatásokból (pl. feszítésből) számított normál feszültség tervezési értéke,
- f_{ctd} a húzószilárdság tervezési értéke.

Ez esetben a nyírési teherbírást ($V_{Rd,c}$) a nyomott zóna nyírési teherbírása biztosítja, mely a következőképpen számítható:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_\ell f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

ahol:

f_{ck} [N/mm²]-ben értendő

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{ahol } d \text{ [mm]-ben értendő}$$

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} a vizsgált keresztmetszetben megfelelően lehorgonyzott hosszvasalás keresztmetszeti területe, melybe a tapadásos feszítőbetét is beszámítható

b_w a keresztmetszet legkisebb szélessége a húzott zónában

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$, σ_{cp} értékét [N/mm²]-ben kell számítani

N_{Ed} a külső terhekből és a feszítésből származó normálerő tervezési értéke (nyomás esetén pozitív). A terhelő mozgásokból származó normálerő figyelmen kívül hagyható

A_c a betonkeresztmetszet területe

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

b) Repedésmentes tartószakaszok (pl. feszített szerkezetek) esetén, a keresztmetszet nyírási teherbírásában a teljes magasságú (nyomott) keresztmetszet szerepet játszik. Tehát ha

$$\sigma_{Ed} \leq f_{ctd}$$

akkor a nyírási teherbírást (a főfeszültségek ellenőrzésén alapuló) alábbi összefüggéssel kell meghatározni.

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_{\ell} \sigma_{cp} f_{ctd}}$$

ahol:

I a keresztmetszet inercianyomatéka

b_w a keresztmetszet szélessége a súlypont magasságában, melyet kábelcsatornába helyezett feszítőbetéteket tartalmazó gerinc esetén csökkenteni kell.

S a súlypont feletti keresztmetszetrész statikai nyomatéka a súlypontra

$\alpha_{\ell} = \ell_x / \ell_{pt2} \leq 1,0$ előfeszített betétek esetén
 $= 1,0$ más típusú feszítőbetétek esetén

ℓ_x a vizsgált keresztmetszet és az erőátadódási hossz kezdete közötti távolság

$\ell_{pt2} = 1,2\ell_{pt}$ ahol ℓ_{pt} az erőátadási hossz

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ (nyomás esetén pozitív).

A számítást nem kell elvégezni a súlyvonal és a támasz szélétől 45⁰-ban húzott vonal metszéspontjától a támasz felé eső szakaszon. Változó vastagságú gerinc esetén a számítást a maximális főfeszültség magasságában kell elvégezni.

2.2.1.4. Méretezett nyírási vasalást tartalmazó keresztmetszetek nyírási teherbírása

A nyírási teherbírás számítását a változó dőlésű rácsrúd módszere alapján kell végezni, ahol a ferde nyomott betonrudaknak a tartó hossz tengelyével bezárt θ szögét a következő korlátok betartásával úgy célszerű felvenni, hogy a vasalás kialakítása optimális legyen.

$$1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$$

a) A beton ferde nyomási teherbírása

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v f_{cd} \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta}, \quad \alpha = 90^\circ \text{ esetén: } V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v f_{cd} \frac{1}{\tan\theta + \cot\theta}$$

ahol:

$$\begin{aligned} \alpha_{cw} &= 1,0 \text{ feszítés nélküli szerkezetek esetén} \\ &= 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{ha } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ &= 1,25 \quad \text{ha } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \\ &= 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \quad \text{ha } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{aligned}$$

σ_{cp} átlagos nyomófeszültség az ideális keresztmetszeten meghatározva. A támasz szélétől $0,5d \cot\theta$ távolságon belül értékét zérusnak lehet tekinteni.

b_w a húzott és nyomott öv közötti legkisebb keresztmetszeti szélesség, melyet kábelcsatornába helyezett feszítőbetéteket tartalmazó gerinc esetén csökkenteni kell

z a belső kar, általános esetben $z = 0,9d$ érték alkalmazható.

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ általában – hatékonysági tényező}$$

α a nyírási vasalás síkjának a tartó hossz tengelyével bezárt szöge.

b) A nyírási vasalás teherbírása (mely egyben a keresztmetszet nyírási teherbírása):

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad \alpha = 90^\circ \text{ esetén: } V_{Rd} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta$$

ahol:

$$\begin{aligned} A_{sw} &\text{ a nyírási vasalás keresztmetszeti területe} \\ f_{ywd} &\text{ a nyírási vasalás szilárdságának tervezési értéke.} \\ s &\text{ kengyeltávolság a tartó hossz tengelye mentén mérve.} \end{aligned}$$

A nyírási vasalás maximális mennyisége ($A_{sw,max}$) a fenti jelölésekkel:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \frac{\alpha_c v f_{cd} \sin\alpha}{1 - \cos\alpha}$$

c) A minimális nyírási vasalás mennyisége a fenti jelölésekkel:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin\alpha} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

A szükséges nyírási vasalás legalább 50%-át függőleges kengyelekkel kell kialakítani.

- d) Ha a támasz környezetében ($a_v < 2d$) működő terhekre a 4. ábra szerinti redukciót alkalmazzák, akkor az e tartományban működő terhek felvételéhez a következő többletvasmennyiséget kell biztosítani:

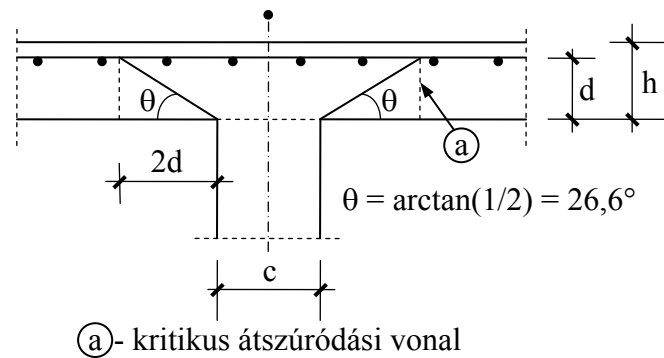
$$V_{Ed,red}^{2d} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha$$

ahol a jelölések a fentiek, de az A_{sw} vasmennyiséget a $0,75a_v$ szakaszon kell elhelyezni.

2.2.3. Az átszűrődési teherbírás számítása

2.2.3.1. Az átszűrődés modellje és az erőtani követelmények

Az átszűrődést a kritikus átszűrődési vonal mentén és ha szükséges, az azon kívül eső, további átszűrődési vonalak mentén kell vizsgálni.



5. ábra: Az átszűrődési teherbírás meghatározásának modellje

Az átszűrődési vizsgálat során az alábbi feltételek teljesülését kell igazolni:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs} \quad \text{és} \quad v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

ahol:

- v_{Ed} az átszűrődési fajlagos nyíróerő tervezési értéke
- $v_{Rd,cs}$ az átszűrődési teherbírás tervezési értéke átszűrődési vasalás esetén
- $v_{Rd,max}$ a ferde nyomott betonrudak teherbírásának tervezési értéke átszűrődés esetén.

Nem szükséges átszűrődési vasalást alkalmazni, ha:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

ahol:

- $v_{Rd,c}$ az átszűrődési teherbírás tervezési értéke átszűrődési vasalás nélkül.

A V_{Ed} átszűrődési erőt csökkenteni lehet

- a lemez átellenes oldalán, a vizsgált átszűrődési vonalon belül működő terhekkel, továbbá
- a vizsgált átszűrődési vonalat keresztező ferde feszítőbetétekben lévő erőknek az átszűrődési erővel párhuzamos V_{pd} komponensével.

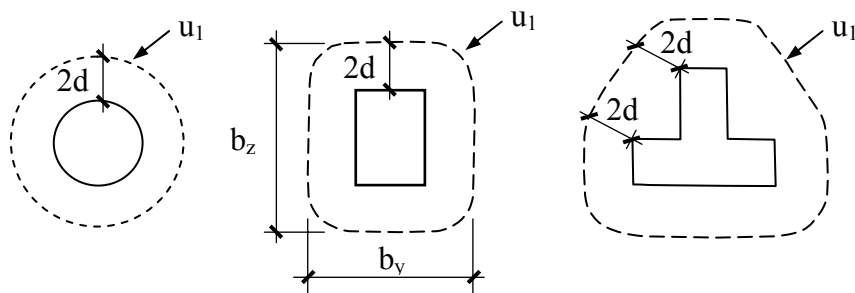
2.2.3.2. Kritikus átszűrődési vonal

A kritikus átszűrődési vonal meghatározásakor a lemez hasznos magasságát az alábbi értékkel kell figyelembe venni:

$$d = d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}$$

ahol d_y és d_z az egymásra merőleges y és z irányú, kritikus átszűrődési vonalon belül elhelyezett hajlítási vasalás helyzetéből számított hasznos magasságok.

A kritikus átszűrődési vonalat általános esetben a 6. ábra szerint, a közvetlenül terhelt felület szélétől $2d$ távolságban ($\cot\theta = 2,0$) kell kijelölni.



6. ábra: A kritikus átszűrődési vonal felvétele általános esetben

Ha a kritikus átszűrődési vonalon belül jelentős mértékű koncentrált terhek működnek, vagy a lemez átellenes oldalán nagy nyomófeszültségek lépnek fel (pl. alaptesteknél), akkor lehetséges, hogy $\cot\theta < 2,0$ értékek figyelembevételével kijelölt átszűrődési vonalakat is vizsgálni kell.

2.2.3.3. Az átszűrődési fajlagos nyíróerő tervezési értéke

Az átszűrődési vonalra központosan működő átszűrődési erő (V_{Ed}) (pl. támaszreakció) esetén:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i d}$$

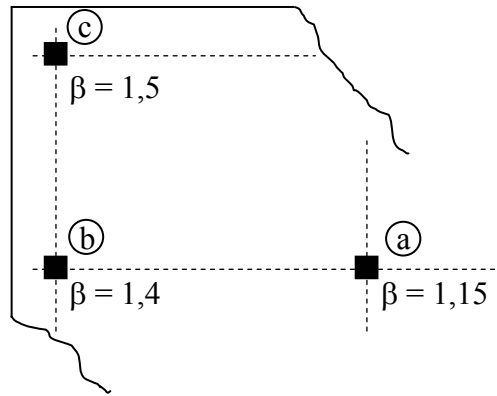
ahol:

- u_i - a vizsgált átszűrődési vonal kerülete
- d - hasznos magasság

Az átszűrődési vonalra külpontosan működő átszűrődési erő (V_{Ed}) (pl. támaszreakció) esetén:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}$$

ahol a β tényező 7. ábra szerinti közelítő értékei alkalmazhatók, ha a szerkezet vízszintes terhekkel szembeni teherbírását nem az oszlop-lemez kapcsolat merevségéből adódó kerethatás biztosítja és a szomszédos támaszközök hosszai nem térnek el egymástól 25%-nál nagyobb mértékben. Egyéb esetekre az EC2 pontosabb eljárást ad meg.



(a) – belső oszlop (b) – lemezszélen lévő oszlop
 (c) – sarokoszlop

7. ábra: A β tényező közelítő értékei

2.2.3.4. Átszűrődési vasalás nélküli szerkezetek átszűrődési teherbírása

Általános esetben:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_{\ell} f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp} \geq v_{\min} + 0,10 \sigma_{cp}$$

ahol:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{ahol } d \text{ [mm]-ben értendő}$$

$$\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell y} \rho_{\ell z}} \leq 0,02$$

$\rho_{\ell y}, \rho_{\ell z}$ az oszlop körüli együttdolgozó lemezszélességekben elhelyezett tapadásos vasalásra meghatározott átlagos acélhányadok az y és z irányokban. Itt az együttdolgozó lemezszélességen az oszlop-szélességet + az oszlop mindkét oldalán $3d$ szélességű lemezszélességet kell érteni.

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$$

σ_{cy}, σ_{cz} átlagos normálfeszültségek a lemezben az átszűrődési vonalon belül az y és a z irányokban (nyomás esetén pozitív)

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

A kritikus átszűrődési vonalon belül felvett átszűrődési vonalak figyelembevételével végzett átszűrődési vizsgálatok esetén az átszűrődési teherbírás:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_{\ell} f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \geq v_{\min} \frac{2d}{a}$$

ahol a a közvetlenül terhelt felület (oszlop) széle és a figyelembe vett átszűrődési vonal távolsága.

2.2.3.5. Átszűrődési vasalással ellátott szerkezetek átszűrődési teherbírása

a) Általános esetben:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw} f_{ywd,ef}}{u_t d} \sin \alpha$$

ahol:

A_{sw} az oszlop körül koncentrikus körök mentén elhelyezett átszűrődési vasalás esetén az egy körön lévő acélbetétek keresztmetszeti területe

s_r a koncentrikus körök távolsága

$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d$ [mm] $\leq f_{ywd}$ az átszűrődési vasalás szilárdságának csökkentett tervezési értéke

d hasznos magasság

α az átszűrődési acélbetétek tengelyének a lemez síkjával bezárt szöge.

Egyetlen sor felhajlított acélbetéttel kialakított átszűrődési vasalás esetén $d/s_r = 0,67$ érték vehető figyelembe.

b) A ferde nyomott betonrudak teherbírását a következőképpen kell ellenőrizni:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$$

ahol:

u_0 belső oszlop esetén: $u_0 = \text{az oszlop kerülete}$

lemezszélen lévő oszlopnál: $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$

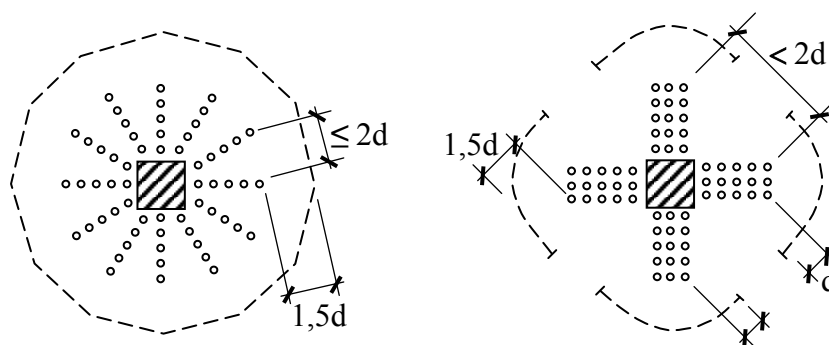
sarokoszlopnál: $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$

c_1, c_2 négyyszög keresztmetszetű oszlop keresztmetszeti méretei

$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ - hatékonysági tényező

c) Átszűrődési vasalás

Az átszűrődési vasalást a 8. ábra szerint úgy kell elhelyezni, hogy a külső acélbetét-sor $1,5d$ -nél ne kerüljön távolabb attól az átszűrődési vonaltól, amelyre a fentiek szerint átszűrődési vasalás nélkül igazolható a szükséges átszűrődési teherbírás.



8. ábra: Az átszűrődési vasalás elhelyezése

3. A használhatósági határállapotok igazolása

A vasbeton szerkezetek használhatóságát a vonatkozó hatáskombinációk alapján, az alábbi követelmények révén kell igazolni:

- a normálfeszültségek korlátozása
- a repedezettség ellenőrzése
- az alakváltozások korlátozása.

A használhatósági határállapotok ellenőrzése során a szerkezet feszültségeit és alakváltozásait akkor szabad repedésmentes állapot feltételezésével számítani, ha a figyelembe veendő hatáskombinációból számított igénybevétel hatására repedésmentes állapot feltételezésével meghatározott beton-húzófeszültség nem haladja meg a 3.2.2. pont szerinti $f_{ct,eff}$ értéket.

3.1. A normálfeszültségek korlátozása

A normálfeszültségeket

- a betonban a hosszirányú repedések megelőzése, a tartósság csökkenése és a túlzott mértékű kúszás elkerülése érdekében,
- az acélbetétek esetén a képlékeny alakváltozások (és az ebből származó jelentős repedezettség) megelőzése,
- a teljes szerkezet vonatkozásában pedig a túlzott mértékű alakváltozások elkerülése érdekében kell korlátozni.

Ha a kvázi-állandó kombinációból számított beton-nyomófeszültségek nem haladják meg a $0,45f_{ck}$ értéket, akkor elegendő lineáris kúszást lehet feltételezni. Ellenkező esetben a nemlineáris kúszás hatását is figyelembe kell venni.

A fentiek érdekében a karakterisztikus kombináció figyelembevételével számított normálfeszültségek nem haladhatják meg a 10. táblázatban szereplő megengedett feszültségeket.

10. táblázat: Megengedett feszültségek

Igénybevétel típusa	Tervezési állapot	Megengedett feszültség, σ_{Rd} [N/mm ²]	Megjegyzés	
Beton				
Nyomásra	Tartós és (általában) ideiglenes	$0,6f_{ck}$	általában	
		$0,66f_{ck}$	ha a nyomott öv megfelelő keresztirányú vasalást tartalmaz	
	Ideiglenes feszítéskor*	$0,6f_{ck}(t)$	Általában	ha a feszítőerő ráengedése $t < 28$ nap-os korban történik
		$0,7f_{ck}(t)$ ***	Előrefeszített elemek esetén	
Betonacél				
Húzásra és nyomásra	Tartós és ideiglenes	$0,8f_{yk}$	erő jellegű terhelés esetén	
		f_{yk}	terhelő mozgások esetén	
Feszítőacél				
Húzásra és nyomásra	Tartós	$0,75f_{pk}$	általában	
	Ideiglenes feszítéskor	$\min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k})$	maximális feszültség a feszítési művelet során	
		$0,95f_{p0,1k}$	túlfeszítés esetén**	
		$\min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k})$	közvetlenül a feszítőerő ráengedése után	

Megjegyzések:

* A feszítőerő ráengedésének időpontjában (t) a beton nyomószilárdságának várható értéke minden esetben el kell, hogy érje a $0,5f_{cm}$ értéket.

** A feszítőbetét túlfeszítése csak abban az esetben lehetséges, ha a feszítő berendezésben a feszítőerő aktuális értékét $\pm 5\%$ tűréssel mérni lehet a feszítési művelet során.

*** Az előfeszített elemekre történő feszítőerő-ráengedéskor a vonatkozó megengedett feszültség értéke a gyártási tapasztalatok birtokában magasabb is lehet.

3.2. A repedezettség vizsgálata

A repedezettség mértékét a vasbeton szerkezetek funkciója, megfelelő tartóssága és a kedvezőtlen megjelenés elkerülése érdekében kell korlátozni.

3.2.1. Repedéstágassági követelmények

A repedéstágasság EC2 szerint ajánlott maximális értékeit a környezeti osztálytól függően a 11. táblázat tartalmazza.

11. táblázat: A repedéstágasság megengedett maximális értékei

Környezeti osztály	Vasbeton szerkezetek és tapadásmentes feszítőbetéteket tartalmazó feszített vasbetonszerkezetek	Tapadásos feszítőbetéteket tartalmazó feszített vasbetonszerkezetek
	Kvázi-állandó kombináció	Gyakori kombináció
X0, XC1	0,4 mm	0,2 mm
XC2, XC3, XC4	0,3 mm	0,2 mm, továbbá kvázi-állandó kombinációban dekompressziós állapot
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		dekompressziós állapot

Kizárólag tapadásmentes feszítést tartalmazó szerkezeti elemek esetén a vasbeton szerkezetekre vonatkozó követelményeket kell kielégíteni.

3.2.2. Minimális vasalás

Ha a repedéstágasság mértékét korlátozni kell, akkor a húzófeszültségek várható megjelenésének helyén a következő $A_{s,min}$ mennyiségű, tapadásos vasalást kell elhelyezni:

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s}$$

ahol:

- A_{ct} az első repedés megjelenése előtti húzott betonzóna területe
- σ_s az első repedés megjelenése után az acélbetétben megengedett maximális feszültség, melynek értéke általában f_{yk} .
- $f_{ct,eff}$ a beton húzószilárdságának várható értéke az első repedés megjelenésének időpontjában,
- k a gátolt alakváltozásokat leépítő sajátfeszültségek hatását figyelembe vevő tényező, értéke:
 $= 1,0$ ha a gerinc magassága $h \leq 300$ mm, vagy az öv szélessége $b \leq 300$ mm
 $= 0,65$ ha a gerinc magassága $h \geq 800$ mm, vagy az öv szélessége $b \geq 800$ mm
közbeneső méretek esetén lineáris interpoláció alkalmazható.
- k_c a keresztmetszeten belüli feszültségeloszlás jellegét és a belső kar repedés felléptekor bekövetkező változásának hatását figyelembe vevő tényező.

A minimális vasalásba a tapadásos feszítőbetétek is beszámíthatók a következő módon:

$$A_{s,min} \sigma_s + \xi_1 A_p \Delta\sigma_p = k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct}$$

ahol:

A_p az $A_{c,eff}$ területen lévő tapadásos feszítőbetétek keresztmetszeti területe
 $A_{c,eff}$ hatékony, húzott betonzóna, azaz a húzott vasalás körüli, $h_{c,ef}$ magasságú betonterület, melynek magassága:

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5(h-d) \\ \frac{h-x}{3} \\ h/2 \end{cases}$$

$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$ a tapadási szilárdság módosító tényezője, a ξ értéke a 12. táblázat szerinti.

12. táblázat: A ξ tényező értékei

Feszítőbetét	ξ		
	Előfeszített betét	Tapadásos utófeszített betét	
		C50/60	> C55/67
sima feszítőrúd vagy huzal	nem alkalmazható	0,3	0,15
pászma	0,6	0,5	0,25
rovátkolt feszítőhuzal	0,7	0,6	0,3
bordás feszítőrúd	0,8	0,7	0,35

ϕ az alkalmazott legnagyobb betonacél átmérő

ϕ_p a feszítőbetét egyenértékű átmérője.

$\Delta\sigma_p$ a feszítőbetétben lévő feszültségnövekmény a feszítőbetétet körülvevő beton feszültségmentes állapotában meglévő feszítőbetét-feszültséghez képest.

Olyan feszített szerkezetekben, ahol a karakterisztikus kombinációból számított igénybevételek hatására a szerkezetben lévő nyomó-normálfeszültség mindenhol nagyobb, mint $1,0 \text{ N/mm}^2$, repedéskorlátozás céljából minimális vasalás alkalmazására nincsen szükség.

3.2.3. A repedéstágasság számítása

A repedéstágasságot a következő összefüggéssel lehet meghatározni:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

ahol:

$s_{r,max}$ a legnagyobb repedéstávolság

ϵ_{sm} az acélbetét átlagos nyúlása a vonatkozó kombinációból származó igénybevétel hatására, a húzott betonzóna merevítő hatásának figyelembevételével. A számítás során csak az acélbetétet körülvevő beton feszültségmentes állapotában meglévő acélbetét-feszültséghez képesti acélfeszültség-növekményt ($\Delta\sigma_p$) kell figyelembe venni.

ϵ_{cm} átlagos nyúlás a betonban a repedések közötti repedésmentes szakaszokon.

Az $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ nyúláskülönbség a következőképpen számítható:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ahol:

σ_s a húzott acélbetétben lévő feszültség berepedt keresztmetszet feltételezésével a vonatkozó kombináció alapján számított igénybevételből. Feszített szerkezetek esetén σ_s értékét az ε_{sm} fenti értelmezésében szereplő $\Delta\sigma_p$ értékkel kell helyettesíteni.

$$\alpha_e = E_s/E_{cm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{c,eff}}$$

k_t a teher tartósságától függő tényező, értéke:

$k_t = 0,6$ rövididejű terhelés esetén

$k_t = 0,4$ tartós terhelés esetén.

Ha a tapadásos acélbetétek egymáshoz közel helyezkednek el, azaz egymástól való távolságuk $\leq 5(c + \phi/2)$, a legnagyobb repedéstávolságot 9. ábra alapján a következőképpen kell számítani:

$$s_{r,max} = 3,4 c + 0,425 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

ahol:

ϕ az acélbetét átmérője. Különböző átmérőjű acélbetétek esetén a ϕ_{eq} egyenértékű átmérőt kell alkalmazni az alábbiak szerint:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}, \text{ ahol } n_1 \text{ a } \phi_1 \text{ átmérőjű, } n_2 \text{ a } \phi_2 \text{ átmérőjű acélbetétek száma.}$$

c betonfedés

k_1 az acélbetét és a beton közti tapadási tulajdonságokat figyelembe vevő tényező

$k_1 = 0,8$ bordás acélbetét esetén

$k_1 = 1,6$ sima felületű acélbetét esetén (pl. feszítőbetétnél)

k_2 a keresztmetszeten belüli feszültség(nyúlás)eloszlást figyelembe vevő tényező

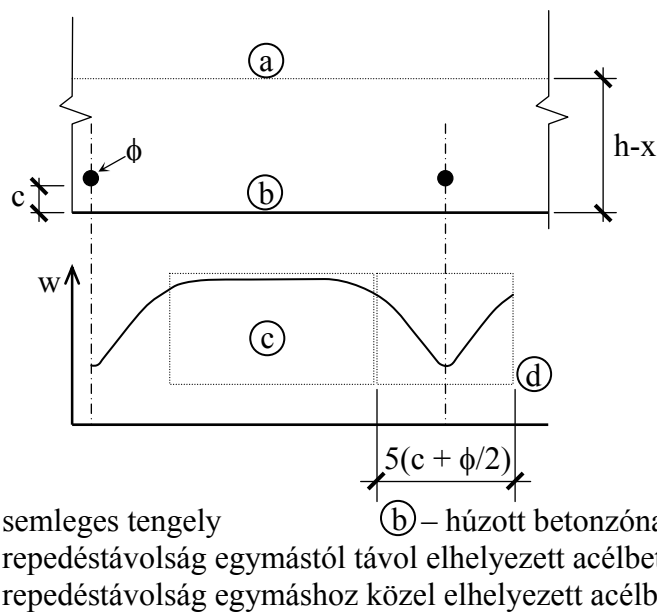
$k_2 = 0,5$ hajlítás esetén

$k_2 = 1,0$ tiszta húzás esetén

Külponatos húzás esetén a k_2 közbenső értékei:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}, \text{ ahol } \varepsilon_1 \text{ a nagyobbik, } \varepsilon_2 \text{ a kisebbik a berepedt keresztmetszet szélső}$$

szálaiban számított nyúlások közül.



9. ábra: A repedéstávolság és a repedéstávolság mértéke az acélbetétek egymástól mért távolságának függvényében

Ha a tapadásos acélbetétek egymástól távol helyezkednek el, azaz egymástól való távolságuk $> 5(c + \phi/2)$, vagy a húzott zónában nincs tapadásos acélbetét, a legnagyobb repedéstávolság a 9. ábra alapján a következő:

$$s_{r,max} = 1,3 (h-x)$$

3.3. Az alakváltozások ellenőrzése

Az alakváltozásokat a vasbeton szerkezetek funkciója, a szerkezeti elemek megfelelő működése, a csatlakozó elemek károsodásának megelőzése és a kedvezőtlen megjelenés elkerülése érdekében kell korlátozni.

A szerkezet funkciója, a szerkezeti elemek megfelelő működése és a kedvezőtlen megjelenés elkerülése érdekében a szerkezet lehajlását a kvázi-állandó kombinációnak megfelelő teher hatására a támaszköz 1/250-ed részében célszerű korlátozni.

A csatlakozó elemek károsodásának megelőzése érdekében és hídszerkezetek esetén a szerkezet lehajlását a kvázi-állandó kombinációnak megfelelő teher hatására a támaszköz 1/500-ed részében célszerű korlátozni.

A tervezett, és a szerkezeten kialakuló alakváltozások mértéke eltérhet egymástól, különösen akkor, ha a működő hajlítónyomaték értéke a repesztónyomaték közelében van. Az eltérés mértéke függ az anyagjellemzők szórásától, a környezeti feltételektől, a terhelési történettől, a támaszok alakváltozást gátló hatásának mértékétől, az altalaj jellemzőitől, stb.

Az alakváltozások számítása során, a szerkezet repedésmentességének megítélésakor a 3. pontjának bevezetőjében leírtak szerint kell eljárni. A nem repedésmentes szerkezetek alakváltozásainak számításakor a szerkezet viselkedését a repedésmentes és a teljes hosszban berepedt állapotok közti átmenettel kell figyelembe venni, ahol az átmenet leírására az alábbi összefüggés alkalmazható:

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I$$

ahol:

α alakváltozási paraméter, mely lehet pl. nyúlás, görbület, elfordulás, lehajlás, stb

- α_I, α_{II} az α paraméter I. (repedésmentes), ill. II. (teljes hosszban berepedt) feszültségi állapot alapján számított értéke
 ζ a húzott betonzóna merevítő hatását figyelembe vevő tényező:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

ahol:

β a teher tartósságát és ciklikusságát figyelembe vevő tényező az alábbiak szerint:

$\beta = 1,0$ egyszeri, rövididejű terhelés esetén

$\beta = 0,5$ tartós, vagy ismétlődő terhelés esetén

σ_s a húzott acélbetétben keletkező feszültség a vonatkozó hatáskombináció alapján, berepedt keresztmetszet feltételezésével számítva

σ_{sr} a húzott acélbetétben keletkező feszültség a repesztőnyomaték hatására, berepedt keresztmetszet feltételezésével számítva

A σ_{sr}/σ_s hányados tiszta hajlítás esetén az M_{cr}/M , tiszta húzás esetén az N_{cr}/N hányadosokkal helyettesíthető, ahol M_{cr} a repesztőnyomaték, és N_{cr} a repesztő húzóerő.

Az erő jellegű terhelésből származó alakváltozások számítása során a beton húzószilárdságát az f_{ctm} mennyiséggel célszerű figyelembe venni. Ha a normálfeszültségek nagyrészt terhelő mozgásokból (pl. zsugorodás, hidratációs hő) származnak, akkor az alakváltozások számítása során a beton húzószilárdságát az $f_{ctm,fl}$ hajlító-húzószilárdsággal célszerű figyelembe venni.

A tartós terhelés hatására bekövetkező kúszás hatását az alakváltozások számításakor a következő $E_{c,eff}$ alakváltozási tényező alkalmazásával lehet figyelembe venni.

$$E_{c,eff} = \frac{1,05 E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

ahol:

$\varphi(\infty, t_0)$ a kúszási tényező végértéke

E_{cm} a rugalmassági modulus értéke 28 napos korban.

Pontosabb vizsgálat esetén az alakváltozásokat az α alakváltozási paraméter alkalmazása helyett numerikus integrálással kell meghatározni a görbületnek a szerkezeti elem szükséges számú pontjában való számítása után.

Irodalom

- [1] MSZ EN 1992-1-1:2005 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
- [2] MSZ EN 1992-2:2006 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 2. rész: Betonhidak. Tervezési és szerkesztési szabályok
- [3] MSZ EN 10080:2005 Betonacél. Hegeszthető betonacél. Általános követelmények
- [4] MSZ EN 10138 Feszítési huzalok
- [5] MSZ EN 206-1:2002 Beton. 1. rész: Feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés
- [6] MSZ EN 197-1:2000 Cement 1. rész: Az általános felhasználású cementek összetétele, követelményei és megfelelési feltételei

A cikk témaköréhez kapcsolódó további EC előírások

- [7] MSZ EN 1990:2005 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai
- [8] MSZ EN 1990:2002/A1:2006 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai
- [9] MSZ EN 1991-1-1:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei
- [10] MSZ EN 1991-1-4:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás
- [11] MSZ EN 1991-1-5:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-5. rész: Általános hatások. Hőmérsékleti hatások
- [12] MSZ EN 1991-1-6:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-6. rész: Általános hatások. Hatások a megvalósítás során
- [13] MSZ EN 1991-1-7:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-7. rész: Általános hatások. Ütközésből és robbanásból származó rendkívüli hatások
- [14] MSZ EN 1991-2:2004 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 2. rész: Hidak forgalmi terhei
- [15] MSZ EN 1997-1:2005 Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok
- [16] MSZ EN 1998-1:2005 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezési előírásai. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok
- [17] MSZ EN 1998-2:2006 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezési előírásai. 2. rész: Hidak

A cikk témaköréhez kapcsolódó cikkek és könyvek

- [18] Farkas Gy.: A tartószerkezeti Eurocode-ok, *Közúti és Mélyépítési Szemle*, LVI. évf. 1. szám
- [19] Farkas Gy. – Lovas A. – Szalai K.: A tartószerkezeti tervezés alapjai az Eurocode szerint, *Közúti és Mélyépítési Szemle*, LVI. évf. 1. szám
- [20] Huszár Zs. – Lovas A. – Szalai K.: A tartószerkezeti hatások az Eurocode szerint, *Közúti és Mélyépítési Szemle*, LVI. évf. 2. szám
- [21] Kovács T.: Közúti hidak terhei az Eurocode szerint, *Közúti és Mélyépítési Szemle*, LVI. évf. 2. szám
- [22] Farkas Gy. – Huszár Zs. – Kovács T. – Szalai K.: *Betonszerkezetek méretezése az Eurocode szerint*, TERC, Budapest, 2006.

Összefoglalás

A cikk a betonszerkezetek (beton, vasbeton és feszített vasbeton) Eurocode 2 szerinti méretezésének elveit és általános összefüggéseit ismerteti. A főbb témakörök a következők. A beton, a betonacél és a feszítőacél anyagjellemzői és a szilárdságok tervezési értékei. Környezeti osztályok és tartóssági követelmények. Teherbírási határállapotok vizsgálata axiális és tangenciális igénybevételekre: keresztmetszetek hajlítási és nyírási teherbírása, nyomott szerkezeti elemek méretezése. Használhatósági határállapotok: a normálfeszültségek korlátozása, a repedezettség vizsgálata, az alakváltozások meghatározása.

Summary

This paper presents the principles and the general design equations for design of (plain, reinforced and prestressed) concrete structures according to the Eurocode 2. The main topics are the following. Material properties and design values of strengths for concrete, reinforcing and prestressing steel. Exposure classes and durability requirements. Verifications in ultimate limit states for axial and tangential forces: design resistance of cross sections for bending and shear, design of structural elements subjected to normal compression force. Serviceability limit states: stress limitation, crack and deflection control.