

A *fib* MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

9 771419 644000 20093

Dr. Draskóczy András

**Növelhető-e a betonra
hárítható nyíróerőhányad
vasbeton gerendák
tervezésénél?**

70

Dr. Kollár László —

Dr. Dulácska Endre

**Ívhatás figyelembevétele
vasbetongerendákban
az Eurocode 2 szerint**

78

Polgár László

**Hozzászólás Dr. Kollár
László és Dr. Dulácska Endre
valamint Dr. Draskóczy
András cikkeihez**

83

Gál András — Dr. Kisbán Sándor —
Pusztai Pál

**Az M0 körgyűrű északi
Duna-hídja
5. Ferdekábeles Nagy Duna-ág
híd. Statikai számítás**

85

Novák Dénes — Novák Edit

**SLAGSTAR® 42,5 N C₃A-
mentes új speciális cement-
fajta az agresszív kémiai
korrózió ellen**

92

Prof. Stefan Polónyi

**Építőmérnöki mütárgy —
építőművészeti alkotás**

97

Tassi Géza

**Jubileumi építéstudományi
konferencia Csíksomlyón**

99

fib BULLETIN 46:

**FIRE DESIGN OF CONCRETE
STRUCTURES**

100



2009/3

ÍVHATÁS FIGYELEMBEVÉTELE VASBETON GERENDÁKBAN AZ EUROCODE 2 SZERINT



Dr. Kollár László – Dr. Dulácska Endre

Draskóczy András cikkében (2009) javaslatot ad arra, hogy hogyan vegyük figyelembe az „ívhatást” vasbeton gerendákban. A mérnökök előtt nem köztudott, hogy az Eurocode 2 is tartalmazza az ívhatás figyelembevételét egy egyszerű szabályon keresztül: egyenletesen megoszló (felül működő) teher esetén a nyírási vasalás maximális sűrűségét a feltámaszkodás szélétől d (hatékony magasság) távolságra számítható nyíróerő alapján kell meghatározni. Az alábbiakban ennek a szabálynak mechanikai hátterét ismertetjük és bemutatjuk, hogy mekkora lehorgonyzóerőre kell az alsó acélbetéteket méretezni.

Kulcsszavak: gerenda, ívhatás, rácsos tartó modell, tartóvég, Eurocode 2

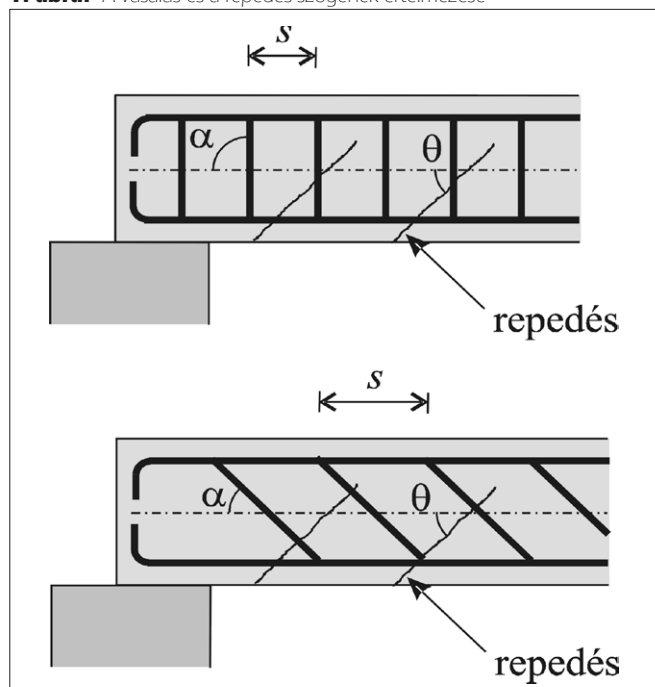
1. AZ EUROCODE ELŐÍRÁSA

Egy vasbeton gerenda nyírési teherbírása kielégítő, ha (Deák et al., 2004; MSZ EN, 2005)

- a tartó teljes hosszán
- $$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$
- a nyomott ferde beton rácsrúd teherbírása, és
- a tartón – a feltámaszkodás szélé melletti d hosszúságú szakaszon kívül eső részen
- $$V_{Ed} \leq V'_{Rd} = \max \begin{cases} V_{Rd,c} & \text{a "beton" nyírési teherbírása} \\ V_{Rd,s} & \text{a nyírési acélok teherbírása.} \end{cases}$$

A nyírési vasalást a feltámaszkodás szélén túl kell vezetni (de célszerű a vasalást a teljes tartón végig vinni).

1. ábra: A vasalás és a repedés szögének értelmezése



Ha θ -val jelöljük a nyomott rácsrudak dőlésszögét (amely közelítően egyezik a repedés szögével, 1. ábra), és α -val a nyírési vasalás vízszintessel bezárt szögét (1. ábra); a nyírési acélok, illetve a nyomott ferde beton-rácsrúd teherbírása, valamint a nyomatékábra vízszintes eltolásának mértéke:

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{s} A_{sw} f_{ywd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \sin \alpha,$$

$$V_{Rd,max} = b_w z v f_{cd} \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta}{1 + \text{ctg}^2 \theta}. \quad (1)$$

$$a_l = \frac{1}{2} z (\text{ctg} \theta - \text{ctg} \alpha)$$

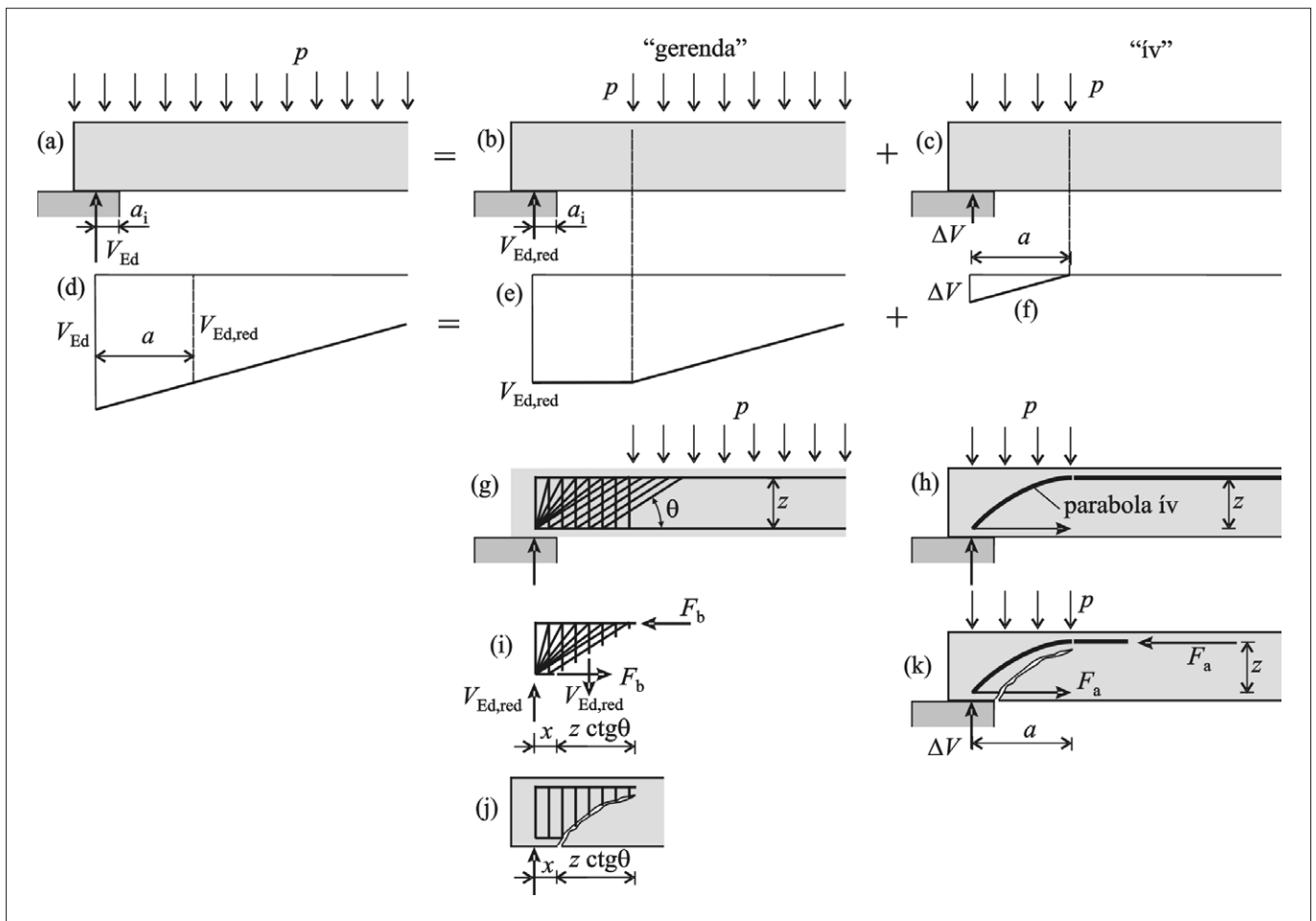
A_{sw} a nyírési acél keresztmetszeti területe, f_{ywd} a nyírési acél folyáshatárának tervezési értéke, s a nyírési acélok egymástól mért távolsága, z a belső erők karja, b_w a gerinc szélessége, $v f_{cd}$ a ferde nyomott beton rácsrúdban megengedett feszültség, $v = 0.6(1 - f_{ck} / 250)$. (Pontos számítás helyett az Eurocode megengedi a $z = 0,9 d$ alkalmazását.) A repedés szöge az $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$ határokra belül szabadon felvehető. (Egy ország a nemzeti mellékletében ennél szűkebb határt is megadhat.) Függőleges kengyelek (azaz $\alpha=90$) esetén (1) az alábbi összefüggésekre egyszerűsödik:

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{s} A_{sw} f_{ywd} \text{ctg} \theta,$$

$$V_{Rd,max} = b_w z v f_{cd} \frac{\text{ctg} \theta}{1 + \text{ctg}^2 \theta}. \quad (2)$$

$$a_l = \frac{1}{2} z \text{ctg} \theta$$

A fenti második francia bekezdés szerint a nyírési vasalás számításához nem a támasznál meghatározható maximális



2. ábra: A gerendaszerű és az ívszerű viselkedés

nyíróerőt kell figyelembe venni, hanem annál kisebb értéket, amely az elméleti támasztól a távolságra határozható meg (2.d ábra), ahol az a távolságot a későbbiekben fogjuk megadni. A csökkentett nyíróerő értékét jelöljük $V_{Ed,red}$ -tal. Ezt úgy értelmezhetjük, hogy a tartó a terheket részben gerendahatással, részben pedig egy nyomott ívtartóként veszi fel, ahogy ezt a 2.b és a c ábra mutatja. Ennek megfelelően egy egyenletesen megoszló teherrel terhelt kéttámaszú tartón a „gerendaként” viselkedő résznek a $V_{Ed,red}$ maximális nyíróerőt kell viselnie az a szakaszokon kívül működő teherből, az ívnek pedig az a szakaszra jutó terheket, amelyekből $\Delta V = a p$ reakció keletkezik.

2. GERENDASZERŰ ÉS ÍVSZERŰ VI-SELKEDÉS

A gerenda teherviselését a klasszikus Mörsch-féle rácsos tartó modell alapján számíthatjuk, vagyis feltételezünk egy alsó húzott övből, felső nyomott övből, sűrű α szögű (húzott) oszlopokból és θ szögű ferde (nyomott) rudakból álló párhuzamos öv rácsos tartót. Vagyis θ a nyomott rácsrudak dőlésszöge, amely elvileg tartalmazhatja a szemesehatást is, így lehet laposabb, mint a repedés szöge (Draskóczy, 2009, Reineck, 2005). Ennek egyensúlyából határozható meg a fenti (1) és (2) képletek, azzal a feltételezéssel, hogy a húzott oszlopok (azaz a kengyelek) folyási állapotban vannak. Ezt, az egyszerűség kedvéért függőleges nyírási vasalás (azaz $\alpha=90^\circ$) esetére mutatjuk meg. (Az általános eset levezetése (Kollár, 1997)-ben megtalálható.) Átmetszést végezve a nyomott rácsrudakkal párhuzamosan, (2i ábra) a függőleges vetületi egyenlet a fenti (2) felső összefüggését adja, vagyis a vasak által felvett nyíróerő értéke: $V_{Rd,s} = nA_{sw} f_{ywd}$, ahol n az

átvágott oszlopok (kengyelek) száma: $n = z \cdot \text{ctg} \theta / s$, s a kengyel-táv, $z \cdot \text{ctg} \theta$ pedig az átmetszés („repedés”) vízszintes vetülete. Kihasznált vasalás esetén $V_{Rd,s} = V_{Ed,red}$. A húzóerő értéke az alsó acélbetétben attól függ, hogy az átmetszés milyen messze van a reakciótól. A 2. ábrán például ez a távolság x , így a nyomatéki egyenletből:

$$F_b = V_{Ed,red} \frac{x + 0.5z \text{ctg} \theta}{z} = V_{Ed,red} \frac{x + a_l}{z}, \quad (3)$$

ahol a számlálóban található második tag az „eltolás” a_l értékével (2) egyezik meg. Fontos megjegyezni, hogy az egyensúly felírásához nem használtuk ki azt, hogy a repedés alakja milyen: az összefüggések görbült repedések esetén is fennállnak, feltéve, hogy a repedés vízszintes vetülete (pontosabban a nyomott rácsrúd vízszintes vetülete) $z \cdot \text{ctg} \theta$.

Az „ív” viselkedését úgy képzelhetjük el, hogy az a hosszúságú szakaszon egy másodfokú parabola ív alakul ki, ehhez – a terheletlen szakaszon – egy vízszintes rúd csatlakozik. Az ív alján fellépő húzóerő (pl. az íves és az egyenes rész találkozási pontjára írt nyomatéki egyenletből):

$$F_a = \frac{pa^2}{2z} = \frac{1}{2} \Delta V \frac{a}{z}. \quad (4)$$

Megjegyezzük, hogy a fenti magyarázatot némileg módosítja, hogy egy tartóban csak egyféle repedéskép alakul ki, amely mind az ív modellhez, mind pedig a gerenda modellhez azonos kell, hogy legyen; ezzel foglalkozik Draskóczy András cikke. (A húzóerő értékét azonban nem befolyásolja, hogy milyen támaszvonalat, vagy támaszvonarendszert feltételezünk a

megtámasztás és az ív legmagasabb pontja között. Lásd lejjebb a *Tartóvég egyensúlyát.*)

Az alsó acélbetétben keletkező húzóerő a fent kiszámított két erő összege. Ha feltételezzük, hogy a gerenda első repedése a megtámasztás szélénél alakul ki, akkor az acélbetéteket is a megtámasztástól balra kell lehorgonyozni. Jelölje ezért az elméleti támasz és a feltámaszkodás közti távolságot. a_i . Az ívhatás kiterjedését a $2k$ és j ábra szerint a következőképpen számíthatjuk:

$$a = a_i + z \operatorname{ctg} \theta \quad (5)$$

Innen a kihúzóerő, az $x = a_i$ és a $z = 0.9 d$ helyettesítéseket is elvégezzve:

$$\begin{aligned} F_{\text{Ed}} = F_b + F_a &= V_{\text{Ed,red}} \frac{a_i + 0,5z \operatorname{ctg} \theta}{z} + \frac{1}{2} \Delta V \frac{a_i + z \operatorname{ctg} \theta}{z} = \\ &= V_{\text{Ed,red}} \left(1,1 \frac{a_i}{d} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right) + \Delta V \left(\frac{1,1}{2} \frac{a_i}{d} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right) \end{aligned} \quad (6)$$

Ennek felső becslése:

$$F_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} \left(\frac{a_i}{z} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right) = V_{\text{Ed}} \left(1,1 \frac{a_i}{d} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right), \quad (7a)$$

amely 45 fokos repedés esetén $F_{\text{Ed}} \approx 1,15 V_{\text{Ed}}$.

A kihúzóerő természetesen növekszik a támasztól távolodva, ennek közelítő értéke:

$$F_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} \left(\frac{x}{z} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right) = V_{\text{Ed}} \left(1,1 \frac{x}{d} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right), \quad x \geq a_i. \quad (7b)$$

A lehorgonyzás szempontjából mértékadó keresztmetszet általában (de nem feltétlenül) az $x = a_i$ távolsághoz tartozik. Az Eurocode a levágás helyére a feltámaszkodás szélétől a d távolságot adja meg, vagyis nem veszi figyelembe, hogy az ívhatás mértéke függ a repedés vetületi hosszától. Így:

$$a = a_i + d. \quad (8)$$

Innen a kihúzóerő:

$$\begin{aligned} F_{\text{Ed}} = F_b + F_a &= V_{\text{Ed,red}} \frac{a_i + 0,5z \operatorname{ctg} \theta}{z} + \frac{1}{2} \Delta V \frac{a_i + d}{z} = \\ &= V_{\text{Ed,red}} \left(1,1 \frac{a_i}{d} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right) + \Delta V \left(\frac{1,1}{2} \frac{a_i}{d} + 0,55 \right) \end{aligned} \quad (9)$$

Ennek felső becslése szintén (7a).

Ezt a (7a) összefüggést adtuk meg (Deák et al., 2004)-ben. Megjegyezzük, hogy a kihúzóerő értéke csökken, ha felhajlított acélbetétet alkalmazunk; és nő, ha nincs méretezett nyírási vasalás. Ezekre az esetekre az alábbi összefüggés alkalmazható (Deák et al., 2004):

$$F_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} \frac{a_i + a_l}{z}, \quad (10)$$

ahol a_l a nyomatékábra eltolásának a mértéke, az (1) egyenlettel adott. Ha nincs méretezett nyírási vasalás, akkor $a_l = d$ (Deák et al., 2004; MSZ EN, 2005). (Abban az esetben, ha a tartó terhelése nem a gerenda tetején, hanem az alján működik, akkor a kengyelezés mennyiségét meg kell növelni: az alsó terhet kengyelek segítségével a tartó felső részére kell továbbítani.)

3. A TARTÓVÉG EGYENSÚLYA

A fentiekkel egyező eredményre jutunk, ha közvetlenül a tartóvég egyensúlyát vizsgáljuk. Felételezzük, hogy a repedés az elméleti támasztól a_i távolságra indul, és a repedés vízszintes vetületének hossza $z \operatorname{ctg} \theta$. A tartóvégre ható erőket a $3a$ ábra mutatja. A nyomatéki egyenlet a reakcióerő és a vízszintes nyomóerő metszéspontjára:

$$F_{\text{Ed}z} = V_{\text{Ed,red}} \left(a_i + \frac{z \operatorname{ctg} \theta}{2} \right) + \Delta V \frac{a_i + z \operatorname{ctg} \theta}{2}, \quad (11)$$

amelyből (a $z = 0,9 d$ helyettesítéssel) az

$$F_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed,red}} \left(1,1 \frac{a_i}{d} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right) + \Delta V \left(\frac{1,1}{2} \frac{a_i}{d} + 0,5 \operatorname{ctg} \theta \right) \quad (12)$$

összefüggést nyerjük, ami egyezik (6)-tal. Ennek felső becslése a javasolt (7a) képlet.

Ugyanerre az eredményre jutunk akkor is, ha a tartóvég belsőjében feltételezzük egy ferde dúcot, amely az elemre működő erők metszéspontjait köti össze a $3b$ ábra szaggatott vonala szerint. (Az egyszerűség kedvéért a ΔV és a $V_{\text{Rd,red}}$ hatásvonalát egy vonalban feltételeztük, a repedés közepén.) Ha meghatározzuk a ferde dúcban keletkező erőt, majd ennek vízszintes vetületét, akkor F_{Ed} -re a (7a) képletet nyerjük. Ez található a Betonkalender 2005-ös kiadásában is (Reineck, 2005), azzal az eltéréssel, hogy ott az első vizsgált keresztmetszetet nem a feltámaszkodás szélénél, hanem az egyenesnek feltételezett repedés és a hosszacél metszéspontjánál kell értelmezni (azaz Reineck (2005) a (7b) képletet adja a $3c$ ábrán értelmezett x -szel), így az acélnek nagyobb lehorgonyzási hossza van. Mi ezt nem javasoljuk, mert a repedés a valóságban nem egyenes.

4. TARTÓVÉG ELLENŐRZÉSE

Az F_{Ed} húzóerő bekötéséhez szükséges l_{bd} lehorgonyzási hossz meghatározásához különféle tartóvég-kialakítások esetén a $4. ábra$ nyújt segítséget.

A felső két ábrán egy fallal vagy oszloppal megtámasztott gerendát, az alsó kettőn pedig egy gerendába bekötött gerendát ábrázolunk az alsó acélbetéttel. Az l_{bd} lehorgonyzási hossz kampós kialakítás esetén – elegendő betonfedés esetében – az egyenes acélnek 70%-a (Deák, et al. 2004; MSZ EN, 2005).

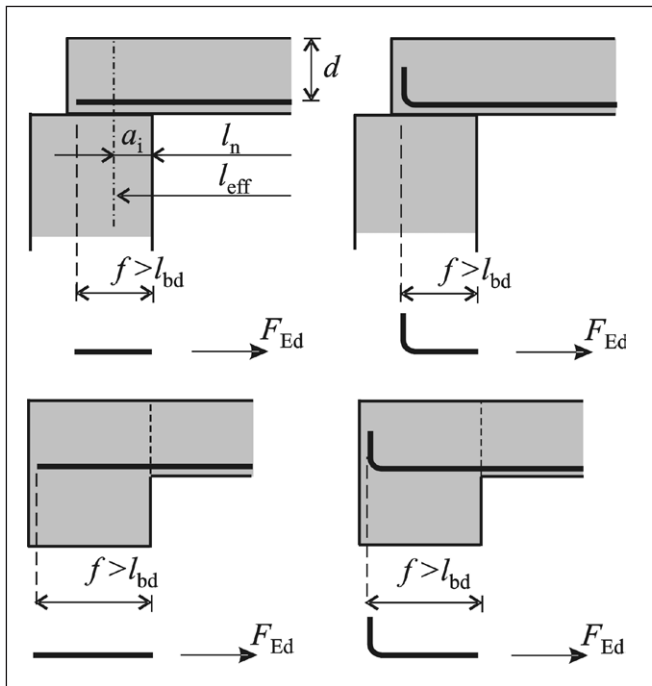
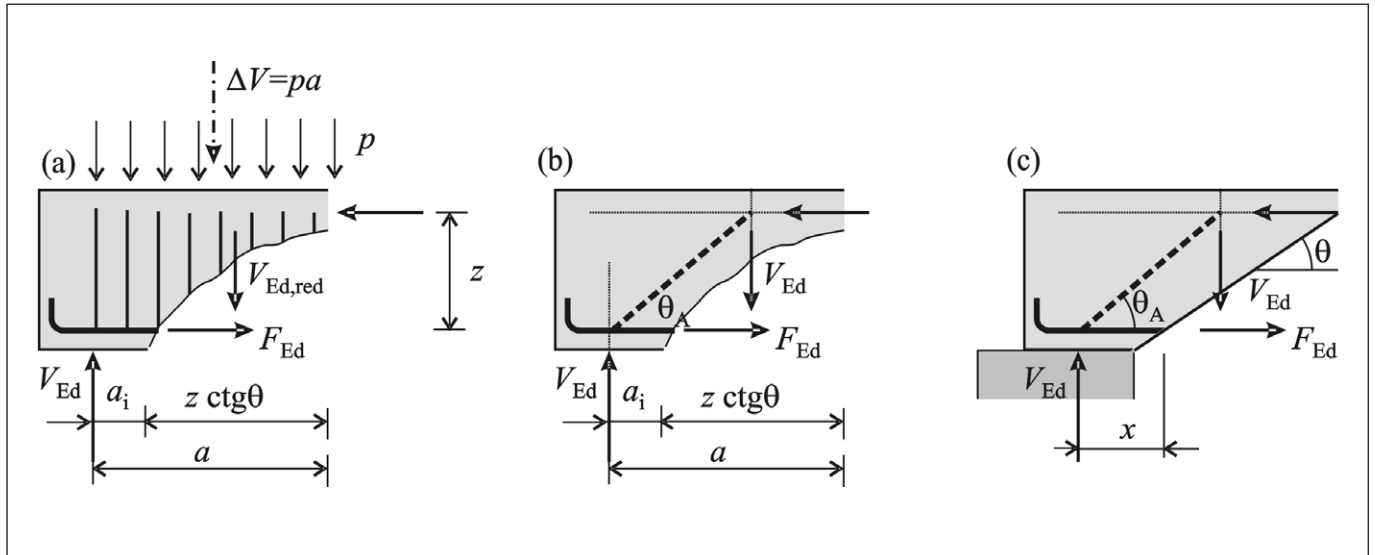
A felső két esetben, amikor közvetlenül megtámasztjuk a gerendát, a lehorgonyzási hossz egy – a keresztirányú nyomás kedvező hatását figyelembevevő – szorzóval csökkenthető (Deák, et al. 2004; MSZ EN, 2005).

A feltámaszkodás szélén az acélokat ellenőrizni kell az

$$F_{\text{Ed}} \leq F_{\text{Rd}} = A_s f_{\text{yd}} f / l_{\text{b,eq}} \quad (13)$$

feltételre, ahol F_{Ed} a fentiekben, f a $4. ábrán$ adott, $l_{\text{b,eq}}$ pedig a húzásra kihasznált acél lehorgonyzási hosszának tervezési értéke. f nem lehet kisebb, mint $l_{\text{bd,min}}$ (Ha a fenti feltétel nem teljesül, meg kell növelnünk a feltámaszkodás hosszát, vagy más módon kell gondoskodnunk az acélbetétek lehorgonyzásáról (Deák, et al. 2004; Dulácska, 2005).

3. ábra: A tartóvég egyensúlya



4. ábra: Az acélbetétek lehorgonyozása a tartóvégen

5. ÖSSZEFOGLALÓ MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az Eurocode előírása roppant egyszerű módon veszi figyelembe az ívhatást: megengedi, hogy a nyíróerőábrát redukáljuk. A modell szerint a lehorgonyozandó erő nagysága csak kis mértékben függ attól, hogy az ívhatást figyelembe vesszük-e, vagy sem. Kengyelezés esetén a húzóerőt az

$$F_{Ed} = V_{Ed} \left(\frac{a_i}{z} + 0.5 \text{ctg} \theta \right) = V_{Ed} \left(1.1 \frac{a_i}{d} + 0.5 \text{ctg} \theta \right)$$

összefüggésből számíthatjuk, ahol V_{Ed} a teljes reakcióerő, a_i az első repedés helye (célszerűen a merev megtámasztófelület szélénél az elméleti támasztól mért távolsága), $z=0.9d$ pedig a belső erők karja. (Méretezett nyírási vasalást nem tartalmazó, vagy felhajlított vasakkal kialakított tartóvég esetén az összefüggés (10)-re módosul, lásd (Deák, et al. 2004).

Az igen egyszerű számításban az „ív” modellt önkényesen a tartó végéhez közeli szakaszra korlátoztuk. Draskóczy András módszere az ívet hosszabb tartományra terjeszti ki, ennek

azonban a számítás jelentős komplikálódása az eredménye. További vizsgálatokat igényel annak eldöntése, hogy (1) az eltérések milyen jelentősek és (2) milyen paramétertartományban javasolható az Eurocode egyszerűsített vagy Draskóczy (2009) pontosított modelljének a használata.

6. JELÖLÉSEK

a_i	az elméleti támasz és a feltámaszkodás széle közti távolság
a_i	a nyomatékábra eltolásának mértéke
d	a hatékony magasság
f_{ywd}	az acélszilárdság tervezési értéke
F_{Ed}	a lehorgonyozandó vízszintes húzóerő a támasznál
s	a kengyeletáv
V_{Ed}	mértékadó nyíróerő (a terhekből számított nyíróerő tervezési értéke)
$V_{Rd,max}$	a nyomott ferde beton rácsrúd tönkremeneteléhez tartozó nyírási teherbírás
$V_{Rd,C}$	a „beton” nyírási teherbírása
$V_{Rd,s}$	a nyírási acélbetétek nyírási teherbírása
z	a belső erők karja
α	a nyomott ferde rácsrúdban keletkező erő vízszintessel bezárt szöge
ΔV	az ívhatás révén viselt nyíróerő

7. HIVATKOZÁSOK

- Deák Gy., Draskóczy A., Dulácska E., Kollár L. P. és Visnovitz Gy. (2004), „Vasbetonszerkezetek tervezése az Eurocode alapján”, Springer Media Magyarország (2. javított kiadás: 2007)
- Draskóczy András (2009), „Növelhető-e a betonra hárítható nyíróerőhányad vasbeton gerendák tervezésénél”, *Vasbetónépítés*, 2009/3, pp. 70-77.
- Dulácska E. (2005) „Vasbetonszerkezetek az Eurocode figyelembevételével.”, Jegyzet építésmérnök hallgatók részére, *BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék*
- Kollár L. P. (1997), „Vasbetonszerkezetek. Vasbetonszilárdságtan az Eurocode-2 szerint”, egyetemi jegyzet, Műegyetemi Kiadó, Budapest, J95025, p. 295.
- MSZ EN, Eurocode 2, 1992-1-1 (2005), Eurocode-2, „Betonszerkezetek tervezése” – Part 1-1: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok (angol nyelven)
- Reineck, K.H. (2005). „Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen, Bemessung von Balken”, A „*Beton-Kalender*” fejezete, Ernst und Sohn, Berlin

Dr. Kollár László P. (1958), okleveles építőmérnök (1982), mérnök matematikus szakmérnök (1986), a műszaki tudomány kandidátusa (1986), az MTA doktora (1995), az MTA tagja (levelező tag 2001, rendes tag 2007), a BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékének egyetemi tanára. Fő érdeklő-

dési területei: kompozit szerkezetek, mérnöki tartószerkezetek, földregézési méretezés, vasbetonszerkezetek.

Dr. Dulácska Endre (1930) professzor emeritus, okl. építészmérnök, a műszaki tudomány doktora. Munkahelyek: 1950-82 Buváti, 1982-91 Tervezésfejlesztési és Technikai Építészeti Intézet (TTI), 1991- BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti tanszék. Tagság: **fib** Magyar Tagozat, IASS (Térbeli Héjszerkezetek Nemzetközi Egyesülete), EAEE (Európai Földregésmérnöki Egyesület), IAEE (Nemzetközi Földregésmérnöki Egyesület), IABSE (Híd és Szerkezetépítő Mérnökök Nemzetközi Egyesülete), Magyar Mérnöki Kamara. Díjak 1990 Eötvös-díj, 1994 Akadémiai-díj, 1998 Széchenyi-díj. Tevékenységek: épületek tartószerkezeteinek tervezése, megerősítése és az ehhez tartozó szakértői tevékenység. Kutatási területek: héjszerkezetek stabilitása, szerkezetek és talaj együttdolgozása, épületkár prognózis, szerkezetek viselkedése földregézésre,

beton-, vasbeton-, feszített vasbeton-, falazott- és faszerkezetek viselkedése. Publikációk száma (könyv, könyvrészlet, cikk) több, mint 200.

ARCH-EFFECT IN REINFORCED CONCRETE BEAMS ACCORDING TO EUROCODE 2

László Kollár – Endre Dulácska

Draskóczy (2009) presents a solution for taking into account the „arch-effect” in reinforced concrete beams. It is not well-known for the engineers that the Eurocode 2 also contains the arch-effect in a simple rule: in case of uniformly loaded beams (when the beam is loaded on the top) the maximum intensity of the shear reinforcement can be calculated at a distance d from the face of the support. In this paper we summarize the mechanical background of this rule and give expressions for the calculation of the tensile force in the longitudinal bars, which must be anchored at the end of the beam.

SZEMÉLYI HÍREK

BELUZZÁR JÁNOS 65 ÉVES



A vasbetonépítési szakterület számos ága igényli művelőinek sokrétű felkészültségét. E tekintetben talán legjellemzőbb az üzemi előregyártás. A betontechnológia, a gépészet, a szerkezettervezés, a szállítás, az üzemgazdaság, a kutatás-fejlesztés, a szervezés, a menedzsment, a marketing és több más diszciplína ismerete és művelése szükséges

az ágazat sikereinek eléréséhez. Beluzsár János munkássága bizonyítja, hogy van szakember, aki tehetségével, széleskörű ismereteivel és tapasztalatával, nagy munkabírásával eleget tesz a szakma komplex követelményeinek.

1944. augusztus 31-én született az akkori Abaúj-Torna vármegyei Pamlényben. Gépészmérnöki oklevelét 1967-ben Miskolcon szerezte. Pályáját egy esztergomi gépgyárban tervező mérnökként kezdte. Érdeklődése igen hamar a vasbeton előregyártásra irányult. 1970-től technológus volt a vasbetongyárban, Lábatlanban. A technológiai osztály vezetője volt, amikor a vasbeton iránti ihletettsége folytán a BME-n megszerzte az előregyártó szakmérnöki oklevelet 1974-ben. Pályája a műszaki osztályvezetői, műszaki igazgatói megbízásokon át vezetett 1991. évi vezérigazgatói kinevezéséig, amely funkciót 2008-ig töltötte be.

Magas szinten ellátott vezetői feladatai mellett a Lábatlani Vasbetonipari Zrt igazgatósági tagja 1992-től, a Komárom-Esztergom megyei gyáripárosok szövetségének elnöke 2002 óta.

Számtalan jelentős tevékenysége a vasbeton előregyártáshoz

kapcsolódott. Így más munkák mellett vezetése alatt folyt a lábatlani gyár rekonstrukciója (1974-81), a vasúti beton aljtechnológia exportját irányította, hazai és exportra gyártott vasúti aljak tervezése, a lábatlani kutatás-fejlesztés irányítása fűződött nevéhez.

Igen értékes a hazai és nemzetközi szakmai szervezetekben folytatott tevékenysége. Tagja a Magyar Betonelem Előregyártó Szövetségnek (MABESZ), az OSZZSD nemzetközi vasúti aljak bizottság tagja, a vasúti aljak MÁV házi szabványának egyik szerzője, tagja a vasúti aljak EN szabványosító műszaki bizottságnak, a vasúti aljak EN szabványokat kidolgozó bizottságnak. Ennek keretében több munkabizottság tevékenységében vett részt.

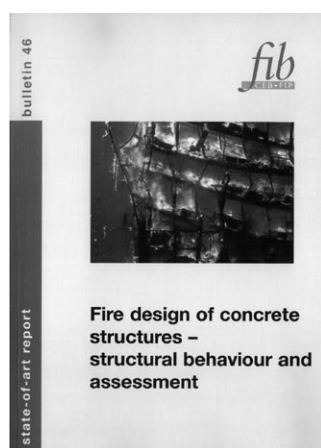
A FIP, ill. **fib** Magyar Tagozatában hosszú idő óta tölt be jelentős szerepet. A **fib** előregyártási bizottságának, továbbá a **fib** vasúti alj munkacsoport tagja. – Egyesületünk honi munkájában is sok szerepet vállalt.

A munkabizottsági üléseken kívül a FIP, ill. **fib** valamint más nemzetközi szakmai szervezetek rendezvényein előadásokkal, kiállításokkal vett részt. Publikációs szakterületéről magyar, német, angol nyelven jelentek meg.

Beluzsár János széles körű tudásával, szervező erejével hazánk egy fontos iparágát virágoztatta fel, s hozzájárult ahhoz, hogy a magyar vasbeton-előregyártás megbecsült nemzetközi hírre tegyen szert. Jubiláris születésnapja alkalmából kívánjuk, hogy sokrétű tevékenységét kedve szerint folytassa, tudását, tapasztalatát adja át az őt követő fiataloknak, élvezze nagyon sokáig, jó egészségben eddigi sikeres munkája gyümölcsét, gazdagítsa tovább a **fib** Magyar Tagozatának eredményeit.

T. G.

FIB BULLETIN 46: FIRE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – STRUCTURAL BEHAVIOUR AND ASSESSMENT



Concrete is well known to behave efficiently in fire conditions, as it is incombustible, does not emit smoke, and provides good thermal insulation. Furthermore, in reinforced concrete structures, the concrete cover gives a natural protection to the reinforcement, and the size of the sections often delays the heating of the core, thus favouring the fire resistance of the structural members. In

addition, concrete structures are often robust and therefore able to accommodate local damage without major consequences to the overall structural integrity. However, past experience with real fires shows that a thorough understanding of concrete behaviour and structural mechanics is still needed to improve the design of reinforced concrete structures with respect to fire.

The objective of **fib** Bulletin 46 is to augment the current knowledge about concrete and concrete structures under fire,

not only for the design of new structures, but also for the analysis and repair of existing fire-damaged structures. Both structural and materials issues are examined, and the results of the most recent research activities on the structural performance of concrete subjected to fire are reported. Special attention is paid to the indirect actions caused by the restrained thermal deformations and several basic examples show how a local fire influences global structural behaviour.

fib Bulletin 46 is intended for use by practicing engineers to improve their understanding of the behaviour of concrete structures in fire and thereby produce better and safer design standards.

Pages: 344

Price: CHF 150 (non-member price), including surface mail
ISBN 978-2-88394-085-7

To order this Bulletin, use the order form at www.fib-international.org/publications/order/.

fédération internationale du béton (**fib**)

International federation for structural concrete
Case Postale 88, 1015 Lausanne, Switzerland

Phone +41 21 693 2747 * Fax +41 21 693 6245

fib@epfl.ch * www.fib-international.org

JUBILEUMI ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KONFERENCIA CSÍKSOMLYÓN

A **fib** Magyar Tagozata hosszú idő óta figyelemmel kíséri az Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság (EMT) által szervezett tudományos rendezvényeket. Az évenként tartott Építéstudományi Konferencia (ÉPKO) igen közel áll egyesületünk szakterületéhez. A kezdetektől arra törekedtünk, hogy részvételünkkel és támogatásunkkal hozzájáruljunk a nemes kezdeményezés sikeréhez.

2009. júniusában a XIII. ÉPKO-ra került sor. Azért nevezték jubileuminak, mert a helyszín immár tizedszer a csíksomlyói kegytemplom melletti Jakab Antal Tanulmányi Ház volt.

A konferencia az építéstudományon belül széles programot nyújtott. E beszámolóban – szokásaink szerint - az általános ismertetés mellett a **fib** MT és tagjai szerepét, közreműködését mutatjuk be részletesebben.

A konferencia egyik védnöke Lovas Antal volt. a hét támogató egyike a **fib** Magyar Tagozata. A tudományos bizottságban helyet foglalt Farkas György és Balázs L. György.

A kerekén 200 regisztrált résztvevő közül 12-en a **fib** MT tagjai.

A konferencia megszokott rendben plenáris üléssel kezdődött Köllő Gábor, az EMT elnöke vezetésével. Az elnökségben helyet foglalt Lovas Antal, Farkas György és Balázs L. György is, aki a jubileumi ülés alkalmából egy Zsolnay-vázát adott át Köllő Gábornak a **fib** MT tagjai gratulációját kifejező plakett kíséretében.

A plenáris ülés előadói Balázs L. György, Köllő Gábor és Jancsó Árpád, Mecsi József, Dunai László valamint Gobesz F. Zsinger és Kopenetz Ludovic voltak. Ezeket az előadásokat három cégbemutató követte.

Az ülésen Köllő Gábor az EMT Építéstudományi Szakosztálya „*Jubileumi Emléklapját*” adta át több kollegának, aki „*a kárpátmedencei és az erdélyi magyar építéstudományi szakemberek együttműködésében és szakmai fejlődésében kifejtett tevékenységéért*” nyerték el ezt a megtisztelést. A **fib** MT tagjai közül e gesztusban részesült Balázs L. György, Farkas György, Kegyes Csaba, Lovas Antal és Tassi Géza.

A konferencia szekciókban folytatódott. A szekciók címének következő felsorolásában a megnevezés után az előadások száma szerepel zárójelben:

Betonszerkezetek – e szekció társelnöke volt Balázs L. György (16), Építészet (11), Épületgépészet (18). Közlekedésépítészet – híd- és vasútépítés (13), Közlekedésépítészet – vasútépítés (13), Közlekedésépítészet – útépítés (11).

A korábbi ÉPKO-kiadványokat is meghaladó konferencia-kiadvány a rendezvény maradandó értéke. Bibliográfiai adatait az irodalomjegyzék tartalmazza. Ugyanott soroljuk fel a **fib** MT tagjainak szerzői által közzétett tanulmányokat.

A csíksomlyói konferenciák emlékezetes élményei a szakmai, természeti, történelmi, föld- és néprajzi értékű kirándulások. Ezúttal a résztvevők a Csíksomlyó-Bálványos-Kézdivásárhely-Nyereghegy-Ojtoz-Kászónújfalú-Csíkszereda-Gyimes-Borospaták-Csíksomlyó útvonalon ismerhettek meg sok természeti szépséget, településtípust, történelmi monumentumot. Borospatakon a közelmúltban létesített skanzenben a székely és csaángó házépítési kultúra, népművészet és háziipar alkotásai kötötték le figyelmünket. Mindezt magasan képzett

idegenvezetők kapcsolták a múlt és a jelen erdélyi világához, az ott lakó magyar ajkú emberek életéhez.

A skanzen meglátogatásához kapcsolódott egy lelkes gyimesi művészcsoporthoz zeneegyüttese és tánckara. Sikeres előadásukból szép és tájékoztató képet kaptunk a környék folklórájáról.

Bizton elmondhatjuk, hogy a 2009. évi csíksomlyói ÉPKO hasznos volt a szakmai ismeretek cseréje, a szakemberek kapcsolatainak fejlesztése terén. A konferencia kávészünetei, az ojtózi ebéd, a borospataki vacsora, a konferencia végén Csíksomlyún tartott állófogadás segítette meglévő szakmai-baráti kapcsolatok elmélyítését, új jó ismeretségek létrejöttét. Bízunk abban, hogy Csíksomlyó e szelleme a jövőben is kedvezően hat a Kárpát-medencében élők együttműködésére és jó barátságára elősegítésére, az Európai Unió nyújtotta lehetőségek mielőbbi gyümölcsöző kihasználására.

Ennek szellemében búcsúztunk EMT-beli barátainktól azzal, hogy szívből gratulálunk elért kiváló eredményeikhez, s kívánunk további sok sikert, a magyar építéstudományi szakemberek érdekében végzett, összes szomszédunknak is hasznára váló tevékenységet.

Köszönjük a meghívást, a példamutató szervezést, a gondos lebonyolítást, a hasznos tapasztalatokat és mindenek felett a szívéllyesség, a barátság számtalan jelét.

IRODALOM

Az ÉPKO 1009 kiadványa:

Köllő G. (szerk.) 2009: „*XIII. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia – ÉPKO 2009*”, Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, Csíksomlyó, 612 p.

A kötetben szereplő, a **fib** Magyar Tagozat tagjai által írt cikkek:

Balázs L. Gy.: „Mérnöki szerkezetek esztétikai megítélésének szempontjai”, pp. 20-25.

Barta J.: „Új híd épül a Tiszán Szegednél”, pp. 26-32.

Csák B.: „Szeizmikus szigetelés”, pp. 77-83.

Farkas Gy. – Kovács T.: „A tartószerkezeti EUROCODE-ok honosítása”, pp. 125-130.

Fódi A. – Bódi I.: „Tömör téglából épített vasalt és vasalás nélküli téglafalazat kísérleti és numerikus vizsgálata saját síkjában történő nyírásra” pp. 144-151.

Imre L.: „Tapasztalatok a XX. század szerkezeti acéljairól”, pp. 183-186.

Józsa Zs. – Nemes R. – Fenyvesi O.: „Lehet-e könnyűbetonból hidat építeni?”, pp. 201...208.

Kausay T.: „Betonok környezeti osztályai”, pp. 216-223.

Kegyes-Brassai M. – Kegyes-Brassai O. – Kegyes Cs.: „Gondolatok az MSZ EN 1998-1:2006 kapcsán. Előregyártott vasbeton szerkezetek kapcsolatainak méretezése földrengésre”, pp. 224-231.

Kopecskó K.: „Hány év alatt éri el a kloridion az acélbetétet?”, pp. 283-290.

Szabó K. Zs. – Balázs L. Gy.: „Szálerősítésű polimerek tapadásának körvizsgálatai”, pp. 432-438.

Tassi G.: „Gondolatok a feszített vasbeton 80 éve kapcsán”, pp. 467-474.

Völgyi I. – Farkas Gy.: „Betontechnológiai és erőtani kérdések a pörgetett vasbeton oszlopok esetén”, pp.501-506.

Tassi Géza

HOZZÁSZÓLÁS

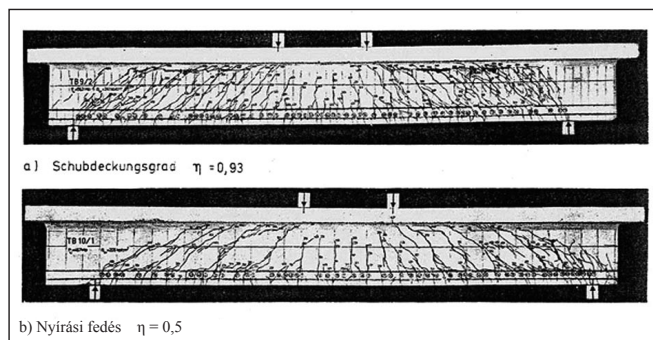
DR. KOLLÁR LÁSZLÓ ÉS DR. DULÁCSKA ENDRE „ÍVHATÁS FIGYELEMBEVÉTELE VASBETON GERENDÁKBAN AZ EUROCODE 2 SZERINT” VALAMINT

DR. DRASKÓCZY ANDRÁS „NÖVELHETŐ-E A BETONRA HÁRÍTHATÓ NYÍRÓERŐHÁNYAD VASBETON GERENDÁK TERVEZÉSÉNÉL?” CÍMŰ CIKKEIHEZ

Már több, mint 40 éve jelent meg Herbert Kupfer müncheni professzor cikke a Beton und Stahlbeton című folyóiratban (10/1967): Összefüggés a karcsú gerendák nyomatóki és nyírási teherbírásának biztosítása címmel. Ez a cikk az akkori idők vitáinak egyik tömör összefoglalója a vasbeton gerendák nyírási méretezéséről. Érdeemes felidézni néhányat ezen cikk hivatkozásaiból:

- Mörsch vasbeton könyve 1929-ből
- Kupfer: a Mörsch-féle rácsos tartó analógia továbbfejlesztése az alakváltozási munka minimum elv segítségével, CEB füzet az 1962. évi stuttgarti nyírási kollokvium előadása alapján
- Leonhardt: a csökkentett nyírási vasalás vasbeton tartóknál (1965)
- Rehm: Vasalás vezetés a vasbeton tartókban (1963)
- Bay: Nyírási probléma és konstruálási gyakorlat (1963).

Nagyon sokat lehetne bemutatni az akkori idők vitáiból. Ezek lényege, hogy a vasbeton tartók esetében a betonacél vezetése jelentősen befolyásolja a tartók belső erőjátékát, és emiatt a Mörsch-féle rácsos tartó modell jelentős módosítása indokolt. A vasbeton gerenda a vasalás vezetésétől és a beton gerinc nyírási kihasználtságától függően a rácsos tartó és a vonórudas ív valamilyen keverékéhez áll a legközelebb. Emiatt alkotta meg Leonhardt professzor az azóta oly sok szakcikkben közölt modelljeit a vasbeton tartók számításához.



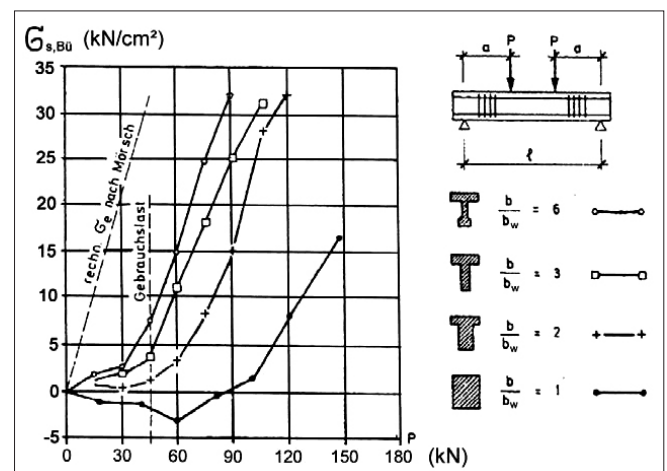
Ez a két ábra vasbeton gerenda repedésképét mutatja Leonhardt tankönyvéből (Bild 9.1-5) 1973-ból.

A 80-as években, főleg a stuttgarti Schlaich professzor cikke nyomán tűnt fel a szakirodalomban a kiterjesztett rácsos tartó analógia, mely a vasalások konstruálásához nyújt egyre szélesebb körű segítséget. Azon tartományokat, ahol már érvénytelenek a klasszikus rugalmasságtan szabályai, „D” tartománynak nevezték el (diszkontinuitási, azaz rendhagyó állapotú tartományok), mely tartományok belső erőjátéka különösen függ a vasalások vezetésétől.

A nyírási méretezések fejlődéséről jó képet kapunk olyan országokban, ahol 100 éven keresztül egységes keretben jelennek meg a kutatási eredmények. Így a Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 100 éves fennállásának jubileumi kiadása sorra veszi a vasbeton gerendák nyírási viselkedésével kapcsolatos „Heft”-eket, (10, 12, 16, 20, 48, 58, 67 a világháború előtti időkből, majd a 145, 151, 152, 163, 179, 187, 201, 210, 218, 275, 307, 359, 364, 453, 517 számú

újabb füzeteket. Egy-egy füzet 80-100 oldal terjedelmű!). A magyar tervezők nagyon hosszú időn keresztül ahhoz szoktak, hogy a szabványok egyszerű méretezési formulákat adnak. Ezen formulák szerint viszonylag egyszerűen kiszámíthatók voltak a szükséges betonacél keresztmetszetek, a vasbeton gerenda tervezése szétbontható igénybevétel meghatározás és méretezés területekre, majd a méretezés befejezése után kezdődhet a vasalás konstruálása.

Az 1971-es szabványban a $0,1N$, a beton nyomott öv által fölvett nyíróerőt a gyakorlat nem használta ki, annak nem is volt kísérletekkel eléggé igazolt alapja, így nem is volt gyakorlati jelentősége. Az 1986-os MSZ 15022 szabványban, a Korda János által javasolt képlet nagyon jól közelítette a vasbeton gerendák belső erőjátékának a lényegét: minél jobban kihasználta a gerenda gerince nyírásra, annál inkább közelít a belső erőjáték a vonórudas ívtartótól a klasszikus rácsos tartó felé, annál inkább szükséges a teljes nyírási teherbírás biztosítása. Érdeemes a Leonhardt-könyv 1973-ból származó, következő ábráját ezzel összevetni (Bild 9.1-11).



Közepes kengyelfeszültségek és a gerendákban különböző öv/gerinc szélesség arányok esetében a kengyelezés keresztmetszet mennyisége mindegyik gerendában azonos volt.

Amikor az Eurocode 2 első változatai megjelentek (éppen 20 éve, 1988-ban jelent meg először magyarul, az akkori Vasbetonszerkezetek Tanszékén meg lehetett kapni), sokan értetlenül fogadták a kétféle ajánlott méretezési módszert. Amikor pedig a végleges EN 1992 megjelent, tovább fokozódott a magyar mérnök társadalom értetlenkedése, mert nem ismerték a megjelenést megelőző mintegy 30 év nemzetközi nyírási méretezés történetét. Különös értetlenség fogadta azt, hogy szabadon vehetjük fel a méretezéshez a vasbeton gerenda nyomott rúdjának a dőlésszögét.

Nehezen érti meg a magyar mérnök társadalom, hogy a mai tervezési gyakorlatban már nem az igénybevételek meghatározása és a méretezés jelentik a mérnöki tervezés lényegét, hiszen ezt elvégzik a számítógépek, helyette a különböző lehetséges megoldások közötti mérlegelés, a legpiacképesebb megoldás megtalálása a tervezés feladata.

A tervezés során megkonstruáljuk a szerkezetet több variációban, a számítógép ellenőrzi az elképzeléseinket, majd ezek megvalósításának a ráfordításait elemezve eljutunk a legkedvezőbbnek vélt megoldáshoz. A mai programok egyre inkább figyelembe veszik a vasbeton gerendák vasalásait is mind az igénybevételek meghatározásakor, mind a méretezéskor, helyesebben véve a programok nem is méreteznek, hanem sokkal inkább ellenőriznek. A közelmúltban megjelent **fib** Bulletin 45 „Practitioners’ guide to finite element modelling of reinforced concrete structures” bemutatja a véges elem módszerek legújabb fejleményeit, mely módszerekkel már az effektív keresztmetszeti jellemzők is figyelembe vehetők. Ma ugyan még a legtöbb programnak mi mondjuk meg, milyen betonrúd dőlésszöggel számoljon, de közeledik az idő, amikor a számítógép már ennek megadása nélkül is ellenőrizni fogja a megadott vasalást. A tervezés tehát egy oda-vissza menő iterációs folyamat, ahol mi adjuk meg, mit ellenőrizzen a gép. A döntéshez viszont ismerni kell a különböző megoldások ráfordításait, az anyagárakat, az előállításához szükséges munkaórákat és azok árát.

Ma még gyakori az a helytelen gyakorlat, amikor a statikus tervező úgy tervez, hogy nem ismeri döntései anyagi kihatását, majd később az ajánlattevő árazza be a tervezett megoldást. Vannak területek, mint az előre gyártott vasbeton szerkezetek, ahol rendszerint a gyártók keresik meg az optimális megoldást, amikor gyártmányukat tervezik. Ilyenkor a dőlésszög megválasztásakor azt kell mérlegelni, hogy a több kengyel – kevesebb hosszvas (pl. 45 fokos nyomott rúd dőlés) vagy a kevesebb kengyel – több hosszvas (pl. $\text{ctg } \Theta = 2,0$) változat a kedvezőbb. A felhajlított vas alkalmazásának többnyire csak elméleti lehetősége van, gyakorlatilag ma már csak extrém esetekben jön szóba. Jellemző, hogy miközben a nyugati vasbeton építési gyakorlatból már a 70-es évek végén eltűntek a felhajlított nyírási vasalások, Magyarországon máig kötelező gyakorlat az oktatásban, miközben a $\text{ctg } \Theta$ megválasztásának a szempontjairól alig esik szó (mint ahogy a konstruálás anyagi kihatásairól is csak nagyon keveset hallanak a diákok).

Sajnos, ma Magyarországon nagyon széles az érvényes magyar nemzeti szabványok szerinti méretezés. A régi, az MSZ 15022/86 ill. ennek kétszeri módosításával „élesen” tervezett legegyszerűbb kéttámaszú gerenda és az MSZ EN 1992-1-1 szabvány szerint tervezett, a BME Hidak- és Szerkezetek tananyagában megjelenő gerenda vasalása igen

nagy különbséget mutat. Utóbbi gerendába helyezett betonacél mennyisége több, mint másfélszerese az előbbinek (az összes többi paraméter változatlanul tartása mellett). Az MSZ EN 1992 szerinti tényleges tervezői gyakorlat szerint szükséges vasmennyiség a két szélsőség között helyezkedik el.

A Draskóczy valamint a Kollár és Dulácska szerzőpár most megjelent cikkei nagyon időszerűek, hogy megszűnjön végre az idegenkedés az MSZ EN 1992-1-1 alkalmazásával kapcsolatban. Az idő sürget, hiszen már kevesebb, mint 15 hónap van csak hátra addig, amikorra végleg visszavonják a régi, még a KGST hatás alatt született szabványokat (2010 márc. 31, ha az MSZT nem dönt korábbi visszavonásról). A magyar mérnök társadalomnak is hozzá kell szoknia az újfajta mérnöki munkához, amikor a szabványok sokkal nagyobb szabadságot adnak a tervezői döntésekhez. A kreatív mérnökök természetesen örülnek ennek, azok viszont, akik hozzászoktak a számoló rabszolgasághoz, nehezebben váltanak át a tervezői szabadságra. Az ilyen cikkek talán segítenek, hogy a magyar mérnök társadalom az EU piacán versenyképes lehessen.

Az MSZT műszaki bizottsága a közelmúltban jóváhagyta az MSZ EN 1992-1-1 magyar fordítását és nemzeti mellékletét, így várhatóan az hamarosan minden magyar mérnök számára elérhető lesz. A bizottság elvetette, hogy bármilyen ajánlás legyen a $\text{ctg } \Theta$ értékére, éppen azért, hogy világossá váljon, a tervező szabadon mérlegelhet, milyen vasalási konstrukciót választ. Az felvett vasalási konstrukció alapján végezhető el az ellenőrzések. Ha a húzott vasalást végig vezetjük a tartóban, akkor csökkenthető a kengyelezés, mert akkor a „vonórudas ívhatás” kerül előtérbe a „rácsos tartó” hatással szemben. Hangsúlyozandó, hogy az ilyen „ívhatás – rácsos tartó hatás” megfogalmazás a racionális tervezhetőség miatt a hajlított vasbeton tartók viselkedésének leegyszerűsített megfogalmazásai de a mérnök csak ilyen egyszerűsítések mellett tud hatékonyan tervezni. A számítástechnika fejlődésével talán a jövőben még jobban meg tudjuk közelíteni a tényleges működést, de a szabvány mindig csak a már beigazolódott gyakorlatokat tudja követni. Ma az MSZ EN 1992-1-1 jelenti a „műszaki élet aktuális szabályai” közül a hajlított gerenda méretezésének aktuális szabályát.

*Polgár László
az asa Építőipari Kft. műszaki ügyvezetője*

5. FERDEKÁBELES NAGY DUNA-ÁG HÍD. STATIKAI SZÁMÍTÁS



Gál András – dr. Kisbán Sándor – Pusztai Pál

A cikkben összefoglaljuk a Megyeri híd statikai számításaihoz felhasznált számítógépes programok gyakorlati alkalmazása során felmerült egyedi statikai modellezéseket, teherfelvételeket, megfontolásokat. Kiemeljük a főtartó, a pilonszerkezetek, a merevítőtartó és a ferdekábelek egyedi méretezési feladatait. Ismertetjük a híd szélterhelését, az építési állapotok jellegzetességeit, a ferdekábelek előfeszítését, a pilonépítés különlegességeit. Bemutatjuk a merevítőtartó egyedi statikai vizsgálatait. Ismertetjük a hídszerkezet viselkedését földrengés esetén.

Kulcsszavak: ferdekábeles híd, szélterhelés, acél pályaszerkezet, vasbeton pilonszerkezet, kábelhorgonyzás, horpadásvizsgálat, fáradás-vizsgálat

1. ÁLTALÁNOS ISMERTETÉS

Az M0 Megyeri Duna-híd 1862 méteres hosszúságával hazánk leghosszabb folyami hídja, amely öt, egymás után kapcsolódó különböző hídszerkezetből áll, áthidalva a Duna mindkét ágát és a Szentendrei-sziget déli részét. A Duna főágában ferdekábeles, háromnyílású hídszerkezet épült. A híd két pilonnal készült, a kábelek 12 m-enként legyezőszerűen két síkban függesztik fel az acélszerkezetű merevítőtartót. A híd támaszközei 145+300+145 m, összhossza 590 m.

A Nagy Duna-ág híd főtartó statikai számítása a TDV (Technische Datenverarbeiter GmbH) program alkalmazásával történt. A TDV térbeli rúdszerkezetet számító program, melyet a hídépítés területén jelentkező speciális feladatokra fejlesztettek ki.

A program felépítése moduláris. A geometria megadását, a keresztmetszet, az anyagjellemzők, a megtámasztási viszonyok felépítését, azaz a bemenő adatokat a GP (Geometric pre-Processor) végzi. A GP által átkonvertált statikai vázra az RM modulban történik az építési ütemezésnek, az építési technológiának megfelelő programozás, a terhek megadása, az elmozdulások, az igénybevételek, a feszültségek, a vasalások számítása, a keresztmetszet méretezése és az eredmények dokumentálása.

2. A FŐTARTÓ STATIKAI SZÁMÍTÁSA

A Nagy Duna-ág híd modell felépítése.

A merevítőtartó a híd tengelyében felvett, az útépítési hosszszelvényt követő rudakból állt. A rúdelemek kiosztása az építési egységek hossza alapján, a ferdekábelek bekötési helyétől függően történt. A 12 m hosszúságú szerelési egységeket 4 részre bontottuk, a merevítőtartó összesen 198 rúdelemből állt.

A merevítőtartó keresztmetszetét a grafikus szelvényserkesztő segítségével adtuk meg, az alsó és a felső övlemezek, a gerinclemezek mellett az összes merevítőbordát is figyelembe vettük. A lemezek vastagságváltozását követtük.

Az „A” alakú pilonszerkezetek rúdkiosztása a 4,07 m hosszúságú építési egységek alapján, a ferdekábelek bekötéseit

figyelembe véve történt. Egy pilonszár 43 rúdelemből állt. A rúdelemek változó keresztmetszetének megadásakor mind a befoglaló méretekre, mind a falvastagság változására tekintettel voltunk.

A ferdekábelek modellezése a TDV program speciális kábelelemével készült.

A híd statikai számítása az építési lépéseknek megfelelően, lépésről-lépésre változó statikai modellen történt. A technológiai segédberendezések építését-bontását, az abból keletkező hatásokat figyelembe vettük.

Végleges állapotban a járműteher számítása hatásábrák segítségével történt. A mértékadó kombináció összeállításához vezérlők adhatók meg, amelyek az értékek előjele, nagysága alapján logikai feltételek vizsgálatával döntenek el, hogy az adott elemek esetében az összegzett igénybevétel a vizsgált hatást növeli, vagy csökkenti.

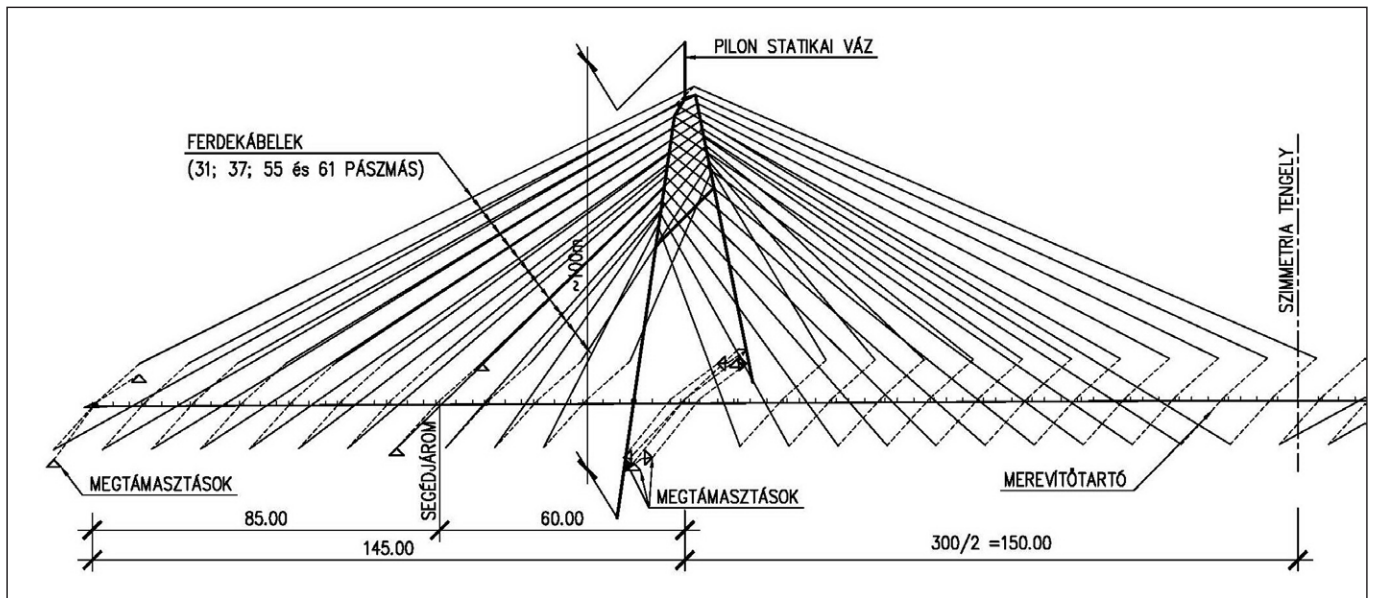
2.1 A szokásostól eltérő terhek felvétele

A hídépítési gyakorlatban előforduló szokásos terhek mellett a ferdekábeles híd sajátosságai, építési technológiája és méretei miatt egyedi teherfelvételekre is sor került.

2.1.1 Az egyedi terhek felvétele

A pilonszárak építése kúszózszaluzattal történt. A négyszintes, építési ütemenként mozgó zszaluzat súlya pilonszáranként 560 kN. Ez az érték tartalmazta az építési segédszerkezet önsúlyán kívül a szerelt betonacélok és az építők munkások terhét is.

A merevítőtartó szabadszerelés számításakor a szükséges technológiai terhek összértéke 480 kN volt, ami csak a konzolvégen lévő, 12 m hosszúságú teljes keresztmetszetű elemet terhelte (hegesztési, kábelhorgonyzási segédszerkezetek, technológiák). Emellett a konzolvégtől számított maximum 50 m hosszban a pályaszerkezet teljes szélességén ható, további 100 kg/m² szerelési terhet vettünk figyelembe, míg a híd fennmaradó felülete a számítás szerint építési és technológiai tehertől mentes volt.



1. ábra: Főtartó statikai váz

2.1.2 A szélhatás felvétele

Az érvényben lévő hazai közúti előírások nem veszik figyelembe a szél intenzitásának a terepszinttől mért magasság szerinti változását, a szél hídtengety irányban és arra merőlegesen fellépő dinamikus gerjesztő hatását, valamint a szerkezet sajátfrekvenciától függő rezonancia-gerjesztési hatásokat. A szélhatást ezért Kovács (2004) szerint kidolgozott számítási eljárás alapján vettük fel.

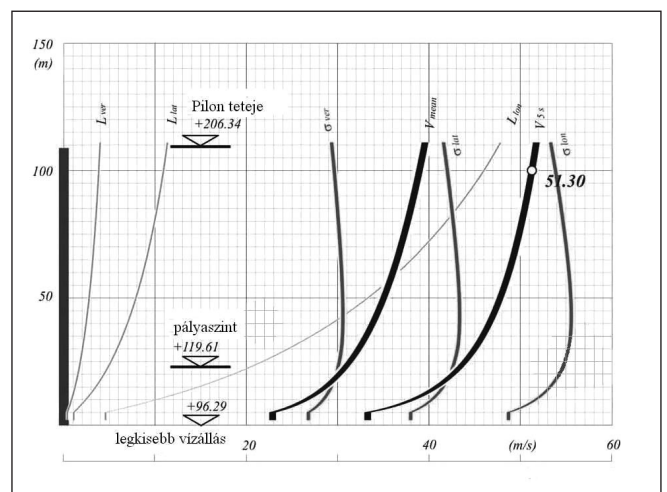
Az Országos Meteorológiai Szolgálat a Megyeri-híd körzetében csak kevés használható mérési adattal rendelkezett, ezek is csak 2001. májusától álltak rendelkezésre. A pontos számításhoz az adatok mennyisége nem volt elegendő. Az MSZ 15021/1-86 magasépítési szabvány által definiált szél- σ profilból indultunk ki, ami jó közelítéssel megfelelt az E DIN 1055 német szabvány közép német területekre vonatkozó szélterheinek. Az E DIN magasépítési szabvány, melynek adatai az 50 éves előfordulási valószínűségű szélességeket mutatják, az MSZ adatokra is igaz. Az E DIN profiljai jó közelítéssel elméleti profilok, megfelelnek a tudományos igényű ESDU tanulmányokban levezetett logaritmikus profilok alsó szakaszának.

A tervezési szélhatás meghatározásánál felvett peremfeltételek szerint a szélprofil a mértékadó legalacsonyabb vízszint állapotában (a terep felületi érdessége $z_0=0.05$) és a pilonok csúcsánál ($h=100$ m) megegyezik az MSZ-profillal. Az így definiált szélességek a biztonság javára történő közelítéssel kis mértékben túllépik a Németországban előírt tervezési szélességeket. Az így kapott szélprofilát átszámítottuk a 100 éves előfordulási valószínűségű értékre, ami megfelel a mai nemzetközi hídtervezési gyakorlatnak.

A merevítőtartó keresztmetszetének aeroelasztikus stabilitási vizsgálatát az Aacheni Egyetem szélcsatorna laboratóriumában végezték el, Sedlacek & Partner (2003).

A szélcsatorna-mérési program biztosította, hogy a lehetséges stabilitásvesztési módok megítélésére elegendő adat álljon rendelkezésünkre. A mérési eredmények alapján megállapítást nyert, hogy az instabilitás csak nagyon nagy, 130 – 140 m/s szélességnél léphet fel először torziós táncolás (galloping) formájában, tehát a tervezési körülmények esetén nem kell vele számolni.

A 2. ábra a végleges állapotú tervezési szél összes olyan statisztikai adatát tartalmazza, amely szükséges egy természetes szél meghatározásához :



2. ábra: Végleges állapotú szélprofilok

V_{mean}^{100} - 100 év folyamán egyszer előforduló, legalább 10 perces időtartamú szél,

V_{5s} - szél- σ , megfelel az 5 s időtartamú szélességeknek.

Az ábrán fel vannak tüntetve a szerkezet fontosabb magassági adatai. A pilonra ható maximális 5 s időtartamú szél- σ értéket 52 m/s értékben vettük fel.

Építési állapotban a merevítőtartó keresztmetszete eltér a végleges állapotú keresztmetszettől, a felső felület simának tekinthető, hiányoznak a korlátok. A pilonfej üvegburkolatai szintén hiányoznak. Ezek a különbségek a szélhatások szempontjából jelentősek, ezért az építési állapotokra külön szélprofil készült.

A szélhatást helyettesítő statikus terhekkal modelleztük. Mind a jellegzetes építési állapotok, mind a végleges állapot esetén meghatározásra kerültek a helyettesítő megoszló terhek a főbb szerkezeti elemek, a merevítőtartó, a pilonszerkezetek és a ferdekábelek esetén. Maga a helyettesítő szélteher két fő részből állt, az átlagos szélességi profilból meghatározható tényleges teherből és a pontról pontra változó, gerjesztő hatású dinamikus teherből. Ez utóbbi értékét csak bizonyos, a szélre érzékeny sajátrezgések szempontjából legérzékenyebb szerkezeti pontokra vonatkozóan lehetett jó közelítéssel meghatározni (pl. a medernyílás középpontjára vagy a pilonszárak talppontjára).

A helyettesítő szélteher statikus és dinamikus részei az egyéb terhelésektől függetlenül mindig egyidejűleg hatnak a

szerkezetre. A helyettesítő szélterhet a 100 éves előfordulási valószínűségű, legfeljebb 10 perces időtartamú szélnyomás és az 5 s időtartamú széllejtés figyelembevételével határoztuk meg, ami a terheletlen hídra hat. A hasznos teherrel egyidejű helyettesítő szélterhet a terheletlen hídra ható terhelés 50%-ában vettük fel. Ez az arány megfelel a nemzetközi gyakorlatban alkalmazott ún. használati szélességnek, ami esetünkben $V_{s,mean} = 22,0$ m/s (használati szél, 10 perc időtartamú átlagsebesség) volt.

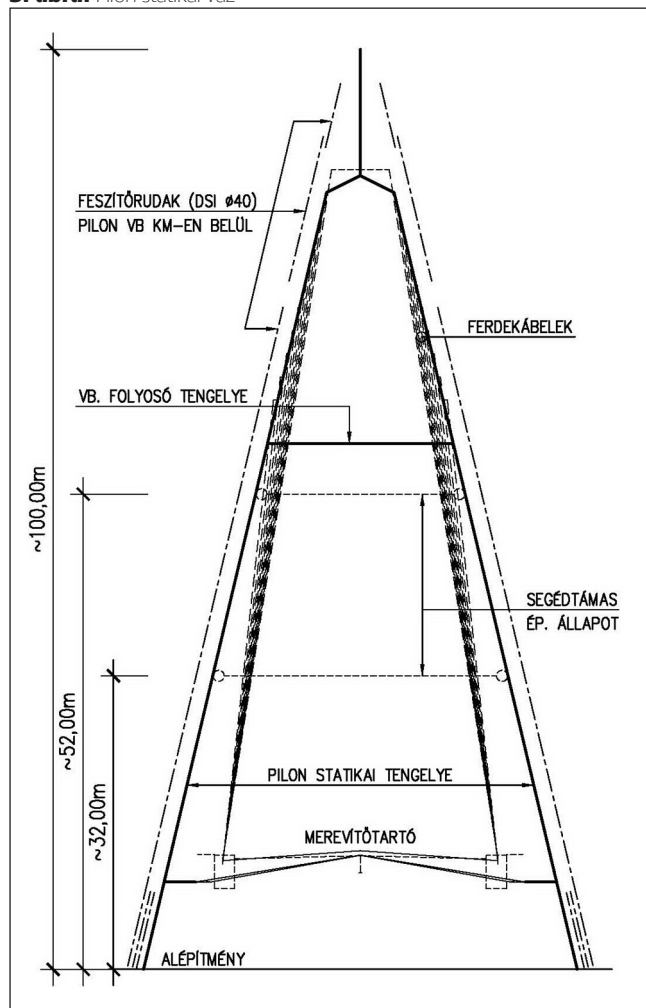
2.2 Az építési állapotok számítása

A híd statikai számítása az építés ütemezésének megfelelően történt. A számítási modellt a tényleges munkahézagoknak, szerelési egységeknek, technológiai folyamatoknak megfelelően építettük fel. Minden egyes építési állapothoz egy új statikai váz tartozik, a végleges állapotú hídszerkezet ennek a sorozatnak az utolsó eleme.

A ferde, konzolos pilonszárak híd hossz tengelyre merőleges irányú alakváltozását, és az aléptményi befogásnál ébredő igénybevételeket csuklós kapcsolatú kitámasztó acélszerkezetű segéd tartók beépítésével korlátoztuk, biztosítva ezzel, hogy építési állapotban ne ébredjenek nagyobb igénybevételek, mint a végleges állapotban. Az aléptményi befogás felett 32,0 m magasságban beépített támasz biztosította, hogy építési állapotban a keresztirányú alakváltozás 20 mm-en belül maradt. Az 52,0 m magasságban beépített rácsos tartó kitámasztás az alakváltozási korlátozás mellett egyben a pilonszárakat sarokmereven összekötő gerendatartó zsaluzati támasza is volt.

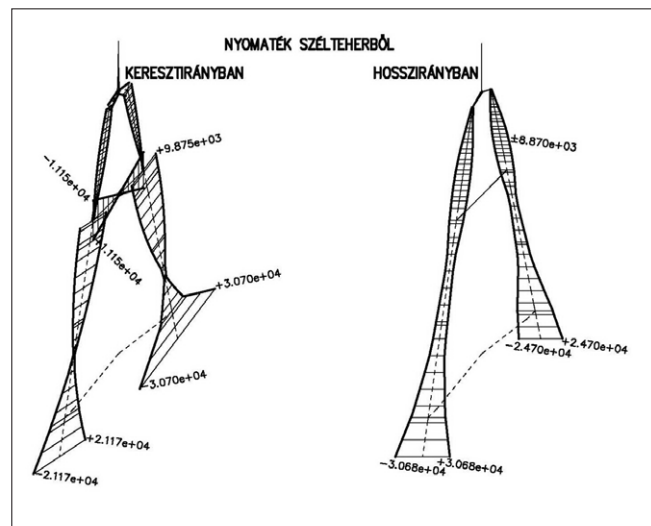
Közvetlenül a pilonszárak és az átkötő gerenda sarokmerev összeépítése után az alsó kitámasztást elbontották. Így a

3. ábra: Pilon statikai váz



hőmérsékleti hatások nem egy „emeletes” keretszerkezetet terheltek, és nem ébresztettek túlzott igénybevételeket az alsó kitámasztásban és a kapcsolódó pilonszár szakaszokban. A TDV programmal lehetőség volt mind az építési, mind a bontási fázisok pontos követésére.

A merevítő tartó építése a pilonnál létesített indítóállványra támaszkodva, kétirányú konzolos szabadszereléssel történt. A 60,0 m-es konzolkinyúlás elérésekor az önsúlyon és az építéstechnológiai terheken kívül döntően a szélhatás, és annak is dinamikus része miatt a pilonszárak befogási keresztmetszetében ébredő igénybevételek megközelítették a végleges állapotú mértékadó igénybevételek értékét.



4. ábra: Hajlító nyomatékok szélhatásból a híd hossz- és keresztirányában

A parti oldali konzolvégénél létesített járomtámaszhoz való lekötéssel a statikai váz kéttámaszú konzolos tartóvá alakult, jelentősen csökkentve a pilon igénybevételeit. A merevítő tartó mint kéttámaszú mindkét végén konzolos tartó szabadszerelése a parti támasz eléréséig, majd a mederközépi zárótag beépítéséig folytatódhatott. A járomtámasz alkalmazásával építés közben nem keletkeztek nagyobb igénybevételek, mint a végleges állapotú hídszerkezetben.

A merevítő tartó szabadszerelését, az ezzel kapcsolatos számítási igények és eredmények ismertetését egy külön cikkben foglaljuk össze.

2.3 A ferdekábelek előfeszítő erőrendszerének meghatározása

A végleges állapotú hídszerkezet statikai váza a ferdekábelek számának megfelelően belsőleg 88-szorosan határozatlan. A tervezőnek lehetősége van a belső erők felvételére, és ezzel a szerkezet erőjátékának alakítására.

Kihhasználva a szerkezeti szimmetriákat, elegendő volt 22 kábelerő felvétele. Feltételként a csak az állandó terhekkal terhelt végleges állapotú híd hosszirányú hajlítónyomatékait korlátoztuk: a pilonszárak aléptményi befogási keresztmetszete hajlításmentes legyen, és a ferdekábelekkel 12 m-enként megtámasztott „rugalmasan ágyazott folytatódagos többtámaszú” merevítő tartó támasz- és mezőnyomatékai közel azonos értékűek legyenek.

A ferdekábelek előfeszítése szerelésükkor történt. A merevítő tartó továbbépítése során a már beépített ferdekábelek feszítőereje a statikai váz változásának megfelelően közvetlen beavatkozás nélkül folyamatosan módosult, és a kívánt feltételrendszer ellenőrzésére csak a számítás végén, a végállapotú statikai váz esetén volt lehetőség. Ezt a nemlineáris optimá-

zálási feladatot a TDV program ADDCON eljárásával oldottuk meg. A számítás csak műszakilag lehetséges megvalósulás esetén ad megoldást, ezért fontos volt a változók számának és a korlátozó feltételeknek a körültekintő felvétele.

3. A PILON STATIKAI SZÁMÍTÁSA

3.1 Dywidag-feszítőrudak építési és végleges állapotban

A pilon külső oldalában 40 mm átmérőjű DSI feszítőrudak találhatóak. A feszítőrudakat a tényleges geometria alapján, a feszítési ütemeknek, ill. injektálási lépéseknek megfelelően feszítettük meg a számításban. A TDV program a vasbeton szerkezeteknél a megadott időintervallumok alapján az ÚT 2.3-414:2004 szerint számolja a kúszás és zsugorodás hatását. A feszítőrudak feszültségvesztéseit automatikusan figyelembe vettük.

A feszítőrudak építési állapotban a konzolos pilonszárak keresztirányú mozgásait csökkentették, míg végállapotban az önsúly és a ferdekábelek előfeszítő erőrendszerének együttes hatására keletkező keresztirányú hajlító igénybevételeket egyenlítették ki.

3.2 A pilonépítés és a vele egyidejű merevítőtartó-szabadszerelés

A pilonépítés statikai számítása a szerkezet méretei és geometriai kialakítása miatt követte az építési állapotokat, és figyelembe vette az alkalmazott építési segéd szerkezeteket. Építésütemezési igények miatt a pilonépítés befejezése előtt el kellett kezdeni a merevítőtartó szabadszerelését is. Ez a szokatlan igény körültekintő statikai vizsgálatokat kívánt. Meg kellett határozni azokat az építési korlátokat, amikor még a pilon-merevítőtartó-ferdekábelek alkotta szerkezetegyesítés kellő biztonsággal építhető volt és járulékos szerkezetmegegyesítést nem igényelt. Az így kialakított építési fázisok a 100,0 m magas pilonszerkezet esetén a következők voltak.

- A pilonszerkezet konzolos építése 36,60 m magasságig, az építési ütemeknek megfelelő feszítéssel.
- Az I. acélszerkezetű építési segéd tartó – kitámasztás beépítése 32,0 m magasságban.
- A pilonszerkezet konzolos építése 56,20 m magasságig, az építési ütemeknek megfelelő feszítéssel.
- A II. acélszerkezetű építési segéd tartó – kitámasztás beépítése 52,0 m magasságban. A segéd tartó egyben a vasbeton átkötő folyosó zsaluzatát is alátámasztja.
- A vasbeton átkötő folyosó és a pilon továbbépítése, és közben az indító állványon építendő, összességében 26,0 m hosszú merevítőtartó elemek beemelése.
- Az I. segéd kitámasztó szerkezet bontása, és a pilon folyamatos konzolos építése 70,70 m magasságig. Vele párhuzamosan az első 12,0 m hosszú konzolos merevítőtartó elem beemelése a parti oldalon, majd a meder oldalon, és az elemekhez tartozó ferdekábelek szerelése, feszítése.
- A 86,50 m magasságig épülő pilonszerkezettel egyidőben mind a meder-, mind a parti oldalon összesen 3-3 db konzolos, 12,0 m hosszúságú merevítőtartó elem elhelyezése és a kapcsolódó ferdekábelek megfeszítése.
- A 90,0 m magasságig épülő pilonszerkezet a pilonszárak felső sarokmerv zárását jelenti. A merevítőtartó szabadszerelése ettől kezdve a pilon szerkezetépítésétől függetlenül készül.

- A parti nyílásban lévő segédjáromhoz történő merevítőtartó-lekötés után megkezdődik a pilonfej háromszög alakú részében a födémelek és a homlokzati üvegfal építése. Erre a szerelésütemezési korlátozásra a szélhatásból származó igénybevételek csökkentése miatt volt szükség.

3.3 Az építési darukikötések igénybevételeinek ellenőrzése

A pilon építését két daru szolgálta ki. A darukat a pilonszárak alépitményi befogása mellett, a híd keresztirányában a pilon külső oldalán helyezték el.

Az északi oldalon létesített 63,0 m magas daru csak az alépitménybe volt befogva és a pilon átkötő folyosó elkészülte után lebontották.

A déli oldalon létesített daru teljes kiépítésében 116,0 m magas volt. A daru építése során kitámasztó acélszerkezetekkel kötötték ki a déli pilonszárhoz 36,0 m, 57,0 m és 76,0 m magasságokban. A daru működéséből származó, pilonra ható igénybevételek csökkentése érdekében egy időben csak maximum két darukikötés működött, először csak az alsó, majd csak a középső, és teljes kiépítésben az alsó és a legfelső. Ezzel biztosítható volt, hogy a daruhatás következtében ébredő járulékos pilon igénybevételek miatt a helyi bekötési pótvasalásokon kívül további szerkezeti megoldásra nem volt szükség.

4. A MEREVÍTŐTARTÓ STATIKAI SZÁMÍTÁSA

4.1 Térbeli számítási modell

A hazai gyakorlatban új szerkezet viselkedésének megismeréséhez, annak méretezéséhez a tendertervezési fázistól kezdődően a teljes hidat (a szimmetria síkkal elvágtott fél szerkezetet) magába foglaló térbeli, lineáris, végelelemes számítási modelleket használtunk. Az alkalmazott általános végelelemes program a LUSAS13.5-8 volt.

A teljes híd térbeli héjelelemes modelljének elkészítését több megfontolás indokolta:

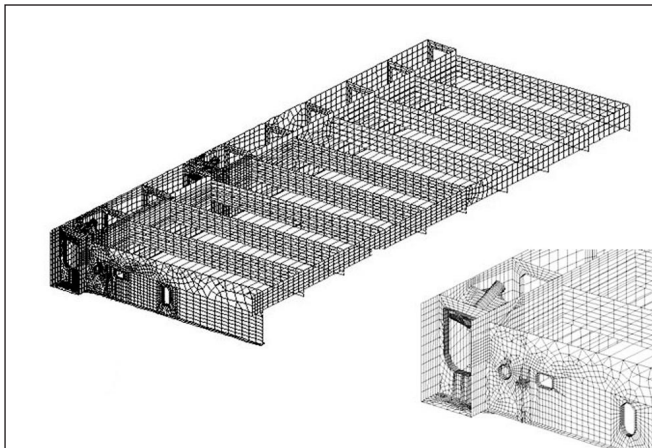
- Az acélszerkezet kiviteli tervezéséhez a globális (TDV) statikai vázon meghatározott adatok nem voltak elegendőek. Így a változó normálerővel is terhelt széles szerkezet együttdolgozó lemezszelességét vagy a „koncentráltan” bevezetett kábelerők kereszt- és hosszirányú eloszlását és a szerkezeti elemekben ébredő egyidejű helyi hatásokat megnyugtatóan csak 3D-s modellel lehetett vizsgálni.
- A híd globális számítását (Céh Zrt.) és a merevítőtartó méretezését, szerkesztését (MSc Kft.) különböző tervezői kollektívák végezték. A saját tervezési feladatokhoz alkalmas modellek egyszerűbbé tették a tervezők közötti kommunikációt és csökkentették a „tervezési határokon” gyakran adódó hibák lehetőségét. A 3D-s héjmodellből kapott főbb eredmények (kábelerők, lehajlások) egybevetése, illetve ezt megelőzően a kiinduló geometriai adatok, a terhek és az erőjátékot szabályozó kezdeti kábelerők összehangolása után nem volt szükség további egyeztetésekre, kivéve a lényegi szerkezeti változtatásokat. Ezek a változások a második kiviteli terv készítésénél jelentkeztek, pl.: a kábelek szögei, a kábelek alsó lehorgonyzásainak helyzete, és a híd megtámasztási viszonyai tértek el a korábbi változatoktól.
- A héjelemekből álló modell alapvetően különbözik a térbeli rúdszerkezetes, globális modelltől, így a héjmodell a globális rúdmodell független ellenőrző számításának tekinthető.

4.2 A héjmodell részletei és az elvégzett vizsgálatok

A merevítőtartó főbb elemjeinek meghatározásához, ellenőrzéséhez, a szilárdsági és alakváltozási vizsgálatokhoz egy alapmodell készült. Ez az említett, félbevágott hídszerkezet vége-selemes modellje, melynél az „eldobott rész” hatását a szimmetria síkban ható támaszok helyettesítették.

Ebben a modellben a kábelek alul ún. kényszeregyenletekkel (constraint equations) kapcsolódtak a szekrénytartó gerinclemezeihez. Ez azt jelenti, hogy egy-egy kábel legalsó csomópontjának elmozdulásai és a bekötési keresztmetszetben a gerinclemezek felső harmadába eső vége-selemes csomópontok elmozdulásai között nem keletkeznek relatív elmozdulások.

Ennek az egyszerűbb modellnek a vége-selemes hálózata a tüzetesebb vizsgálatra kijelölt, kritikus helyeken besűrítve – az alapmodellben nem szereplő szerkezeti elemekkel kiegészítve (a kábelbekötéseket, a vég- és pilonkeresztartók és azok peremezett kivágásait is héjjakkal modellezve stb.) – míg a nem vizsgált részeken a számítási idő csökkentése érdekében a hálózatot az ésszerű mértékig ritkítva készült el a merevítőtartó vizsgálatára alkalmas részletes modell. Mivel a sűrű hálózatú részek az alapmodellbe beépültek – annak részét képezték – a kapcsolati erők automatikusan előálltak. E részletes modell híd elejénél lévő szakasza az 5. ábrán látható.



5. ábra: Végkeresztartó térbeli modell

Ezzel a statikai vázzal vizsgáltuk a merevítőtartó érzékeny elemeit, a pályaszerkezet fáradását, a felemelkedés ellen lekötött, búvónyílásokkal és közműátörésekkel gyengített végkeresztartót és az ugyanígy gyengített, a szekrénytartón átbújtatott pilonkeresztartót is.

4.2.1 Fáradásvizsgálat

A fáradásvizsgálat ennél a ferdekábeles hídnál különösen indokolt volt, mert a kábelek előfeszítésével az állandó terhekből a merevítőtartóban gyakorlatilag nem keletkezik hajlítás. Így a hídon végig 8 mm vastag trapézbordákat lehetett alkalmazni a 14 mm (a pilonnál 16 mm) vastagságú pályalemez alatt. Az EC szerint elvégzett fáradásvizsgálat azt mutatta, hogy a bordaillesztések keresztmetszetében (a nehézforgalom sávjában egyenként haladó „gyakori járművek”-ből származó) feszültségfluktuációk (max. $\Delta\sigma$) értéke nagyon közel van a károsodás-terjedés szabályzat szerinti feszültség-tartományához (a $\Delta\sigma_D$ -hez). Az intenzív teherforgalom miatt a pálya fáradásra érzékeny, erre a hidvizsgálati kezelői utasításban külön felhívtuk a figyelmet.

4.2.2 Végkeresztartó

A híd középső nyílásának leterhelésekor a híd vége fölemelkedne, ha az nem lenne lehorgonyozva (Kisbán, 2009). Konst-

rukciós okokból, a (mozgó) saru és az első/utolsó ferde (back-stay) kábel lehorgonyzásának helyzete miatt a merevítőtartót a kábel síkjában vagy a szekrény középsíkijában nem lehetett lekötni. E fenti terhelési eset kábelsikokként ~4000 kN nagyságú lehorgonyzó erőt kívánt, mely ~ 1,5 m-es karral hajlítja a végkeresztartót. Amikor a hasznos teherből a sarura lefelé ható erő hat, ez az állandó lekötő erő tovább nyomja a szerkezetet a sarura, összesen mindegy 6500kN erővel igénybe véve a végdiafragmát. Ezeknek a jellemző terhelési eseteknek a vizsgálatából alakult ki a szekrénytartó alatti excentrikus saruhelyzet és az aszimmetrikus végdiafragma, mely olyan méretű búvónyílást tartalmaz, ami még elegendő a ferde kábel megfeszítéséhez, a fenntartáshoz és a szekrénytartóba való bejutáshoz.

4.2.3 Pilonkeresztartó

A pilonkeresztartó, amely szintén a modell része volt, leegyszerűsítve olyan változó keresztmetszetű kéttámaszú tartó, amelynek gerinclemeze a legnagyobb nyíróerők helyénél a saruk fölött a legalacsonyabb. A helyettesítő szélteher vízszintes reakciója is ezen az alacsony tartóvégen adódik át, különösen. Itt, a pilon vasbeton konzolja fölött található a hid megemelésére szolgáló hosszirányú ún. emelési tartó is.



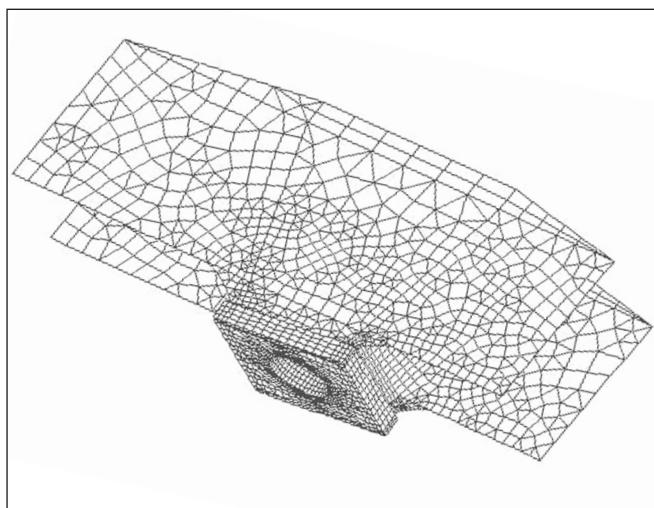
6. ábra: Pilonkeresztartó támaszkonzol

A pilonkeresztartó kis magasságú részén a felső övlemez a járdalemez, míg mezőben a pályalemez. A kettő között, a szekrényen belül ezek szélessége lecsökken, mivel a szekrény felső övlemezének alulról hozzáférhetőnek kellett maradnia.

A pilonkeresztartóra a függőleges terheket a szekrénytartó gerincei közvetítik, amelyek között, mint a végdiafragmánál, búvónyílást kellett hagyni. Mindezekből látszik, hogy a pilonkeresztartónak ez az összetett erőjátékú szakasza hagyományos modellezéssel gazdaságosan nem lett volna kialakítható. Hosszas próbálkozás, számos szerkezeti variáns vizsgálatának eredményeként született a megvalósított, gyártható (max. 40 mm-es gerinc- és 50 mm-es övlemez vastagságokkal kialakított), fenntartási szempontból is kielégítő megoldás. A pilonkeresztartó e részletének megtervezése, méretezése volt a merevítőtartó-tervezés egyik legbonyolultabb feladata.

4.2.4 Stabilitásvizsgálat

A teljes szerkezetből kiragadott, stabilitásvesztésre érzékeny szerkezeti elemeket (a főtartó gerincleméjét, övlemezét, a vég-, közbelső- és pilonkeresztartó gerincét, valamint a hosszartó gerincét) külön-külön modelleken vizsgáltuk. E kivett részek peremeinek fix megtámasztásával, illetve ezeknek a támaszoknak a mozgathatóságával kaptuk vissza hozzávetőlegesen a szilárdsági vizsgálatoknál meghatározott feszültségállapotot.



7. ábra: Ferde kábel alsó lehorgonyzási csomópont

Azért csak hozzávetőlegesen, mert a stabilitásvizsgálatokhoz készített modellek sokkal „részletgazdagabbak” voltak, mint az igénybevételek és a kényszerelmozdulások meghatározására szolgálók.

Az alkalmazott végesesemes program rugalmas stabilitászámító modulja a kihajlott alakot és az ahhoz tartozó teher-szorozót, Euler-erőt, ill. feszültséget adja meg. Az Euler-féle feszültség ismeretében a karcsúság és abból a szabályzati $\lambda-\varphi$ összefüggés felhasználásával határozható meg a horpadásra, térbeli elcsavarodásra stb. megengedett $\sigma_{k,eng}$ feszültség.

4.2.5 Alsó kábellehorgonyzások

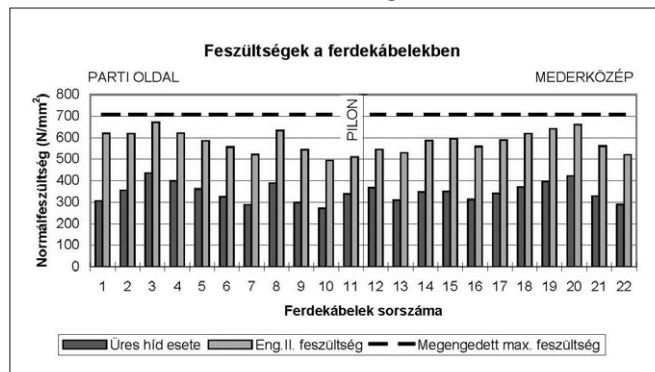
A ferde kábelek alsó bekötésének kialakítását részmodelleken vizsgáltuk.

Ezek, az ütközőlemezekre (bearing plate) és az azokat alátámasztó bekötő lemezekre „kihegyezett”, térfogat- és héjelemekből álló számítási modellek a szekrénytartóból 8-12 m hosszú darabokat foglaltak magukba. A modelleket csak a kábelek gyári lehorgonyzó-szerelvényei méreteinek ismeretében lehetett elkészíteni.

A korábbi vizsgálatokból kiderült, hogy a kábelerőt közvetlenül átadó/átvevő elemek lineáris rugalmas anyagmodell alkalmazásával erőtanilag nem megfelelőek. Ez ennél a modellnél is így alakult, ezért nemlineáris (rugalmas-képlékeny) anyaggal modelleztük a bekötő szerkezeti elemeket. Ez a számítási igényes vizsgálat is a részmodellek alkalmazása mellett szólt.

A kábelek megengedett erejével (és nem a számított maximális kábelerővel) elvégzett vizsgálatok eredményeként azt kaptuk, hogy az ütközőlemez és a bekötőlemez közös felületén illetve a bekötő lemezekben néhány (4-8) ezrelék fajlagos összenyomódás, nyúlás keletkezik, ami lényegesen kisebb, mint a tönkremenetelt okozó érték.

8. ábra: Ferdekábelekben ébredő feszültségek



5. A FERDEKÁBELEK STATIKAI SZÁMÍTÁSA

A ferdekábelek megengedett feszültségét az ÁKMI (2003) előírása alapján a kábel 0.1%-os maradé alakváltozáshoz tartozó feszültségéből $n=2,5$ értékű biztonsági tényezővel, és az esetlegesen előforduló rejtett mechanikus illetve korróziós hiba miatt a vizsgált keresztmetszet 95%-ának figyelembevételével határoztuk meg.

A kábel belógásának hatását és emiatt a kábel nemlineáris viselkedését a kábel effektív rugalmassági modulusával vettük figyelembe. A közelítés módja szerint megkülönböztetünk tangens, illetve szekáns rugalmassági modulus. A Megyeri-híd esetén a szekáns effektív rugalmassági modulus került alkalmazásra ÁKMI (2003).

A következőkben bemutatjuk a váci oldali pilon északi ferdekábelei esetén a ferdekábelekben ébredő feszültségeket a csak állandó terhekkel terhelt végleges állapotú (üres) híd, és a megengedett feszültségek II. tehercsoportosításának megfelelő szélsőértékű leterhelés (maxmális terhelés) esetén.

A statikai számítás során megvizsgáltuk, mint lehetséges terhelési esetet, a folyamatos forgalom mellett végzett ferdekábel csere esetét.

A nemzetközi gyakorlatnak megfelelően az egyenkénti kábelsere munkavégzése alatt az esetleges hasznos megoszló és a vele egyidejű járműteher csökkentés nélkül került figyelembevételre, az üzemeltetői igények miatt.

A teherbírás igazolása során a megengedett feszültségek alapján végzett vizsgálat esetén a megengedett feszültségek értéke az ÁKMI (2003) előírása alapján 10 százalékkal növelhető. A fentiek alapján az egyenkénti ferdekábel cserével kapcsolatos teherbírás vizsgálat, az ÚT 2-3.401 Közúti hidak tervezése. Általános előírások. 2.5. pont szerinti rendkívüli terhelési állapotként kezelhető.

6. FÖLDRENGÉSVIZSGÁLAT

A földrengési hatást az Eurocode 8. Part 1 (2003), Medved (2002) és a MMKTT (2003) irányelvei szerint az alábbi feltételezések alapján vettük figyelembe :

- vízszintes tervezési talajgyorsulás = 0.8 m/s^2 ,
- fontossági osztály = 1,40,
- talajosztály = „B”,
- Richter skála szerinti magnitúdó $\geq 5,5$.

A felvett tömegpontokat az önsúly és az üzemi hasznos teher együttes figyelembevételével határoztuk meg. A válaszspektrum analízis során a nemzetközi szakirodalomból ismert CQC szabály szerinti összegzést alkalmaztuk, az első 24 sajátrezgésalak felhasználásával.

Földrengésvizsgálatot két építési, így a parti nyílásban létesített járomtámasz elérése előtti, és a parti közös pillértámasz elérése előtti építési állapotban, valamint az ún. „végállapotban” végeztünk.

A végleges állapotú hídszerkezet statikai váza a Richterskála szerinti 5,5 magnitúdónál nagyobb földrengés esetén átalakul. A merevítőtartó hosszirányú megtámasztása a pilonoknál hidraulikus támaszokkal van kialakítva. Ezek a hidraulikus szerkezetek 2400 kN támaszerőig merev támaszként működnek, ennél nagyobb igénybevétel esetén viszont kioldanak, és a hídszerkezet a pilonokra kábelekkel felfüggesztett „hinta” szerkezetté változik. Az erőjáték átalakul, a merevítőtartó, és különösen a pilon befogási igénybevételei leépülnek. A hídszerkezet hosszirányú kilengése a ferdekábelek visszahorgonyzó hatása miatt korlátozott, nem haladja meg a 300 mm-t. Ezt a

mozgást a parti hídvégeken beépített dilatációs szerkezetek lehetővé teszik. Földrengés esetén a híd nem károsodik, katasztrófa helyzetben is üzemképes.

7. TANULSÁGOK

A modulrendszerű számítási programfelépítés lehetőséget biztosít a tényleges építési fázisoknak megfelelő számítás elvégzésére. Az egyre nagyobb kapacitású, egyre gyorsabb számítógépek és a korszerű végelelemes programok segítségével a tervezés, a szerkezeti részletek kialakítása és azok statikai ellenőrzése szinte párhuzamosan történhet.

Az építési állapotokban pontosan ismert erőjüket és alakváltozási állapot előnye, hogy lehetőséget biztosít az építés közbeni pontos alakbeállításokra, a szerelési állapotok ellenőrzésére.

Más szempontból viszont komoly kötöttséget jelent, hogy az előre meghatározott szerelési állapotok sorrendjétől, lényeges műszaki tartalmától később már nem lehet eltérni. Ezért fontos a számítás véglegesítése előtt a körültekintő egyeztetés a szerkezetépítést végző szervezetekkel.

A végelelemes programok fejlettsége miatt a „legmerészebb” ötletek is olcsón modellezhetők, „kipróbálhatók”. Ugyanakkor egy meglévő héjmodell átalakításának munkaigényessége, bonyolultsága figyelmeztet arra is, hogy az „ötlet” milyen gyártási nehézségekkel járhat, mivel egy síkhéjmodell módosítása nagyon emlékeztet az acélszerkezet gyártási fázisaira.

8. HIVATKOZÁSOK

- Állami Közúti Műszaki és Információs Kht., Különleges feltételek ferdekábeles hidak és kábelekkal összefeszített alsópályás ívhidak tervezéséhez. Budapest, 2003.
- E DIN 1055 - 4 : Einwirkungen auf Tragwerke Teil 4: Windlasten. Entwurf Marz 2001
- Engineering Sciences Data Unit (ESDU) No 85020. Characteristic of Atmospheric Turbulence Near the Ground. Single Point Data. London 1985.
- Engineering Sciences Data Unit (ESDU) No 86010. Characteristic of Atmospheric Turbulence Near the Ground. Variation in Space and Time for Strong Winds. London 1986.
- Eurocode 8. Part 1. 2003. December, Final Draft.
- Kisbán S.: Az M0 körgyűrű északi hídja. Ferdekábeles Nagy Duna-ág híd. Alépítmények, pilonszerkezet. Vasbetonépítés 2009/2.
- Kovács I.: M0 Autóút - Északi Duna híd. Széldinamikai vizsgálatok. Összefoglaló jelentés. Dynamic Consulting. 2004.
- Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozat: Méretezés földrengésre az európai irányelvek figyelembevételével, Tervezési segédlet TT-TS 4. 2003
- Medved G.: Ferdekábeles híd tervezési, méretezési előírásai, Kome Konzult Kft. Budapest, 2002.
- MSZ 15021/1-86:Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése, Magasépítési szerkezetek terhei

Sedlacek & Partner Technologien im Bauwesen GmbH., In Zusammenarbeit mit Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH-Aachen Donau Schrägseilbrücke Nord M0 Autobahnring um Budapest, Windkanaluntersuchung W 908/0903 Aachen, in September 2003

ÚT 2-3.401 Közúti hidak tervezése. Általános előírások. 2004.

Gál András (1950) okl. szerkezetépítő mérnök (MADI 1973). Az MSc Kft. hídszakági főmérnöke. 1973-96 az Uvaterv Hídirodájának mérnöke. A tahítótfalui Duna-hídtól a Lágymányosi Duna-híd tervezéséig részt vett a tervező intézet nagyobb munkáiban, az Árpád híd, a Hárosi Duna-híd, a Lágymányosi Duna-híd, a Margit híd statikai számításainak készítésében. Számos kisebb-nagyobb közúti és vasúti híd tervezésének volt részese. 1989-91 között a Mott-MacDonald cégnél a Lantau híd (Hong-Kong) kétszintes felhajtó hidjának volt egyik statikusa és a londoni Lea folyó közmű- és gyalogos hidjának tervezője. 1996-tól az MSc Kft. alkalmazottja, a vasúti acélhidak specialistája. A szekszárdi, a simontornyai Sió-, a zalaegerszegi Zala- és a budapesti Északi vasúti Duna-hidak tervezésének aktív résztvevője. 2003-tól a megvalósulási ferdekábeles M0 Északi Duna híd, a Megyeri-híd acél merevítőtartója tervezésének irányítója, statikusa.

Dr. Kisbán Sándor (1949) okl. szerkezetépítő mérnök (BME 1973). Céh Zrt hídszakági főmérnöke, a Céh-Híd Kft ügyvezető igazgatója. Hídtervezői pályafutását 1975-ben az Uvaterv-ben kezdte, ahol nagyfeszítvű acélszerkezetű hidak tervezésében vett részt (Szegedi Északi Tiszahíd, Tiszapalkonyai közúti Híd, Jugoszlávia - Ujvidéki ferdekábeles Duna-híd). Dr. techn. címet ferdekábeles hidak témkörben 1986-ban szerzett. (BME-Acélszerkezetek Tanszék). 2002-től a Céh Zrt-ben végzi hídtervezői tevékenységét, számos hazai folyami és autópálya híd tervezését készítette és irányította (M0, M31, M6 autópálya- és völgyhidak, M0 Északi Duna-híd, a Megyeri-híd). Szakmai tevékenységének elismeréseként megkapta a Gábor Dénes díjat (2008) és a Széchenyi-díjat (2009). A **fib** Magyar Tagozatának tagja.

Pusztai Pál (1974) okl. szerkezetépítő mérnök (BME 1998) Hídtervezői pályafutását a Hídépítő Zrt.-nél kezdte, ahol részt vett a Zalalövő-Bajánsenye vasúti feszített vasbeton híd tervezésében. 2000-től a Céh Zrt. munkatársaként részt vett az M0 Keleti szektor autópálya hídjainak tervezésében, az M6 autópályán egy szekrényes keresztmetszetű betolt híd tervezésében, az M31 autópálya hídjainak szakaszvezetőként való tervezésében, és az M0 Északi Duna híd, a Megyeri-híd engedélyezési és kiviteli terveinek készítésében.

BRIDGES ON THE M0 MOTORWAY OVER THE RIVER DANUBE NORTH OF BUDAPEST

5. Cable Stayed Bridge across the Great Danube Branch Structural analysis

András Gál, Sándor Kisbán, Pál Pusztai

In this paper you can read a resume about unique statical models, load surveys and considerations which arised during the application of softwares used for the structural analysis of the Megyeri bridge. The unique analysis of the main girder, the pylon structures, the deck and the stay cables are emphasized. The wind actions on the bridge, the special features of the temporary phases of construction, the pre-tension of stay cables and the pylon erection are summarised. The structural behaviour of the bridge in case of earthquake is also demonstrated.

SLAGSTAR® 42,5 N C₃A-MENTES ÚJ SPECIÁLIS CEMENTFAJTA AZ AGRESSZÍV KÉMIAI KORRÓZIÓ ELLEN



Novák Dénes



Novák Edith

Az új speciális cementtel készült betonnak különösen nagy az ellenállása szulfátos és savas támadással szemben. Ezáltal kiválóan alkalmas biogázberendezések, derítők és mezőgazdasági építmények, mint pl. takarmánysilók stb. építésére. Környezetvédelmi szempontból is nagy előnyt jelent a felhasználása, mert az előállításánál nem lép fel széndioxid emisszió.

Kulcsszavak: speciális cement, savellenállás, szulfátellenállás, kloridbehatolás, betontömörség, pórusstruktúra, derítők, biogázberendezések, széndioxid emisszió

1. BEVEZETÉS

Az osztrák Wopfinger Baustoffindustrie – a vállalat a BAUMIT márkanéven ismert – cementgyárában több évtizedes kutatómunka során fejlesztették ki a C₃A-mentes Slagstar® 42,5 N márkanevű speciális cementet. Az új típusú cement granulált kohósalak, szulfáthordozó és különböző kiegészítő anyagok hozzáadásával készül, és a kémiai összetétel kivételével minden szempontból megfelel az EN 197-1 európai szabvány követelményeinek. A Slagstar speciális cement 2005-ben megkapta az „Európai műszaki engedélyt” (Europäische Technische Zulassung, 2005), amely alapján éppen úgy, mint a normál cement, az európai betonszabvány EN 206 szerinti beton előállításához felhasználható. A Slagstar® 42,5 N C₃A-mentes cementet már több mint 50 országban szabadalmaztatták. A Nemzetközi Cement Díj (Global Cement Award 2006 London) győztese a „Slagstar – Cement”, mostantól már a magyar cementpiacon is kapható.

Kiváló tartósságának és elsősorban kémiai ellenállóképességének, valamint előnyös ökológiai tulajdonságainak köszönhetően olyan piaci szegmenst sikerült Ausztriában lefedni, amelyet a cementgyártók eddig kevésbé tudtak kielégíteni. Ebből kifolyólag a Slagstar® cement rövid idő alatt sikeres bevezetést ért el az osztrák piacon, ahol eddig több, mint 110 különböző építménynél használták fel.

A granulált kohósalak latens hidraulikus tulajdonsága következtében a Slagstar® cement égetés nélkül – tehát szinte teljesen CO₂ emisszió nélkül – valamint a normál cement előállításához szükséges energiaigény töredékének felhasználásával készül. Ezáltal nemcsak a tartósság szempontjából vannak olyan tulajdonságai, amelyekkel jelentősen lekörözi a hagyományos cementfajtákat, hanem a CO₂ kibocsátás csökkenése és jelentős energia-megtakarítási potenciálja miatt is lényeges ökológiai előnyöket garantál.

A Slagstar® beton számos kedvező tulajdonságáról – mint pl. alacsony hőfejlődés, nagyfokú végtermék-szilárdság, rendkívül alacsony hajlam kivirágzásra, az alkáli-kovasav-reakció elleni jelentős ellenállás, a cölöpbetonra kiválóan alkalmas felhasználhatóság, ill. a nehézfémek megkötése és immobilizálása – már több cikkben (Gefährliche Abfälle gut gebunden,

2006; Novak, D., Novak, R. 2004; Novak, D., Novak, R. 2005; Novak, R., Schneider, W., Lang, E. 2005) is beszámoltunk.

E cikk kizárólagos célja a Slagstar® cementtel és normál cementtel készített próbatestek összehasonlítása a kémiai ellenállás tulajdonságai alapján, valamint a biogáz- és derítőberendezésekre, ill. mezőgazdasági építményekre jellemző kémiai agresszió bemutatása.

2. KÉMIAI KORRÓZIÓ ELLENI TULAJDONSÁGOK

2.1 Szulfátellenállás

A Slagstar® szulfátellenálló képességét különböző eljárások szerint – mint pl. EN 196-X, Koch-Steiniger, ill. Wittekind – vizsgálták meg. Az 1. ábrán Slagstar® próbatest és olyan hagyományos cementek próbatestjeinek összehasonlítása látható, amelyeket 5 éven át tároltak szulfátoldatban (16000 mg SO₄²⁻/l). A Slagstar® próbatesten semmilyen sérülés sem látható, miközben a többi próbatesten – pl. 45 %-os kohósalak-tartalommal rendelkező cementnél (CEM III/A), sőt még a szulfátálló cementnél is (CEM I 32,5 C₃A-mentes) – jelentős repedések és roncsolódások vehetők észre.

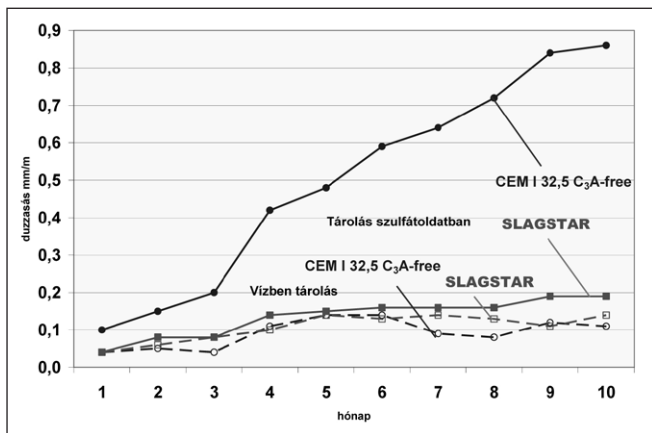
Az EN 196-X (v/c=0,60) vizsgálati előírással végzett további kísérlet eredménye alapján a Slagstar® próbatest 10 hónappal később is csak 0,2 mm/m duzzadást mutatott, függetlenül attól, hogy vízben vagy szulfátoldatban tárolták. Ez az érték egyötöde a nagyfokú szulfátálló, C₃A-mentes CEM I cementből készült próbatestek duzzadási értékének (2. ábra), amelyek az ettringit-képződés következtében egy év alatt 0,87 mm/m értékű duzzadást mutatnak.

2.2 Savellenállás

Számos vizsgálat bizonyítja, hogy a Slagstar® próbatest savval szemben lényegesen ellenállóbb a hagyományos cementfajtáknál. Az alábbi savellenállási vizsgálathoz CEM I 32,5 C₃A-mentes szulfátellenálló cementtel, CEM III/B 32,5 N



1. ábra: Slagstar® és 3 másik cementfajta összehasonlítása 5 éves szulfátoldatos tárolás után (fentről lefelé: CEM II/A 15% kohósalak-tartalommal, CEM III/A 45% kohósalak-tartalommal, CEM I 32,5 C₃A-mentes és Slagstar®)

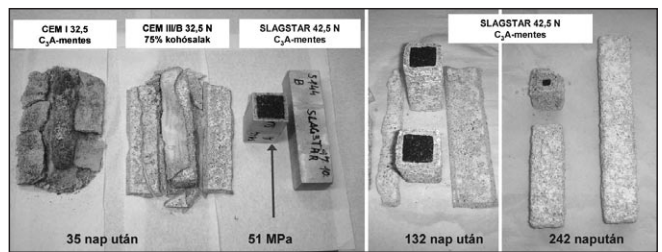


2. ábra: 40 x 40 x 160 mm-es próbatetek duzzadása szulfátoldatban (összefüggő vonal) és vízben (szaggatott vonal) (EN 196-X, v/c = 0,60)

kohósalak cementtel és Slagstar® cementtel készített próbateteket (40x40x160 mm, v/c=0,38) a kizsaluzás után 28 napon át 20°C hőfokos vízben, majd ezt követően pH = 3,5-4 erősségű ecetsavoldatban tárolták. A 28 nap utáni nyomószilárdság, ill. a 35, 132 és 242 napos ecetsavas tárolás által bekövetkezett roncsolódás eredménye az 1. táblázatban és a 3. ábrán látható.

A CEM I 32,5 C₃A-mentes és CEM III/B 32,5 N cementtel készített vizsgálati minták már 35 nap után szétestek. Ezzel szemben a Slagstar® próbatest még mindig 51 MPa nyomószilárdságot mutatott. A nagy tömörségnek köszönhetően még 242 nap után is látható volt a Slagstar® -próbatest belsejének egy része, amelyet nem támadott meg a savas közeg. Ez azt jelenti, hogy a Slagstar® próbatest hatszor-hétszer lassabban roncsolódik, mint a normál cementekkel készült próbatetek.

A hagyományos cementek és a Slagstar® kémiai összetételéből adódóan a kémiai ellenálló-képességük közötti



3. ábra: Próbatetek 35 nap után és Slagstar® vizsgálati minták 132 és 242 napos ecetsavas tárolás után

Nyomószilárdság MPa-ban	CEM I 32,5 C ₃ A-mentes	CEM III/B 32,5 N	Slagstar® 42,5 N C ₃ A-mentes
Vízben tárolás 28 nap után	72,8	95,2	106,0
Ecetsavas tárolás 35 nap után	szétmállott	szétmállott	51,0
132 nap után	szétmállott	szétmállott	18,0
242 nap után	szétmállott	szétmállott	szétmállott

1. táblázat: Próbatetek nyomószilárdsága 28 nap vízben tárolás és 35, 132 ill. 242 napig tartó ecetsavban történő tárolás esetén

lényeges különbség elméleti magyarázattal is könnyen alátámasztható: a kémiai agresszivitás során ugyanis elsősorban a cement hidratációja alatt keletkezett kalcium-hidroxid (Ca(OH)₂) feloldódik. Mint ismeretes, a szulfátellenálló cement (CEM I C₃A-mentes) és a normál portland cement hidratációja során 24 % körüli Ca(OH)₂ keletkezik. A CEM III/A és a CEM III/B cement esetén a kohósalak-tartalomnak köszönhetően ez a százalékos érték kevesebb, bár még így is 6 % és 12% között mozog. Ezzel szemben a Slagstar® cement hidratációja során keletkező Ca(OH)₂ legfeljebb 1%.

Az elméleti magyarázat és a vizsgálatok eredményei is bizonyítják, hogy agresszív kémiai hatásokkal szemben – mint ahogy ez a derítő- és biogáz-berendezéseknél fennáll – a Slagstar® alkalmazása lényegesen nagyobb ellenállást biztosít.

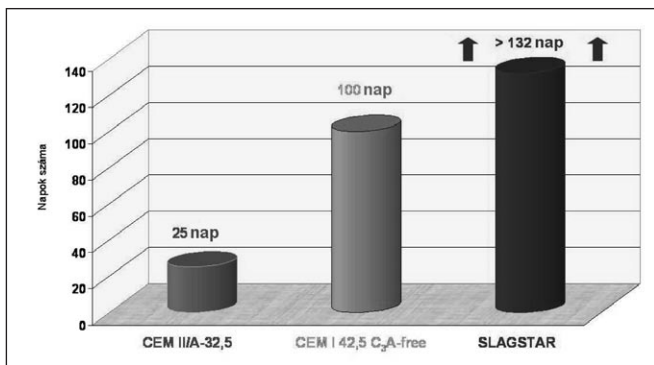
2.3 Kloridbehatolás

A kloridbehatolást a potenciosztatikus módszerrel vizsgálták. A vizsgált cement esetén 25 nap után, a CEM I 42,5 C₃A-mentes cementnél 100 nap után érték el a kloridionok az elektródot. Ezzel szemben a Slagstarnál még 132 nap után sem hatoltak be a kloridionok az elektródig (4. ábra).

A bemutatott kloridbehatolás enyhe mértékét, valamint a betonépítmény általános tartósságát döntően a felhasznált beton tömörsége határozza meg. A beton tömörsége lényegében a diffúziós állandóval függ össze. A 2. táblázatban megadott cementfajták összehasonlításából kiderül, hogy a kohósalak-tartalom növekedésével a diffúziós állandó értéke jelentősen csökken.

Cementfajta	Diffúziós állandó %-ban
portland cement	100
cement 40% kohósalak-tartalommal	25
cement 60% kohósalak-tartalommal	5
cement 80% kohósalak-tartalommal	1

2. táblázat: Relatív klorid-diffúziós állandók a kohósalak-tartalom függvényében

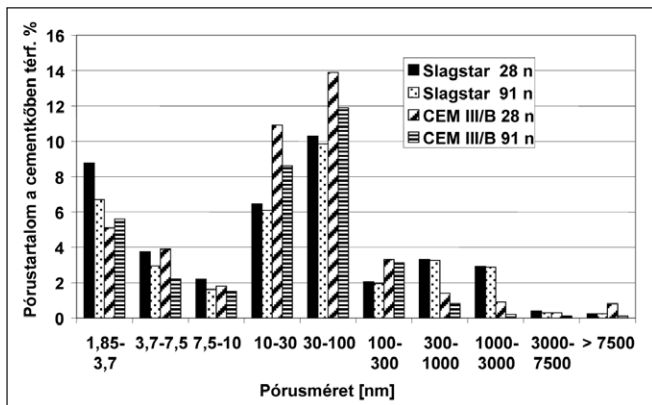


4. ábra: Kloridbehatalás a potenciostatikus vizsgálat alapján

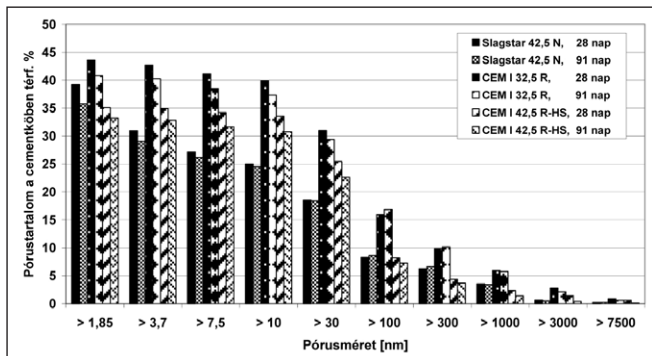
2.4 Pórusstruktúra

Általános tény, hogy a magasabb kohósalak-tartalommal rendelkező cementek – mint, például a Slagstar® cement esetében is – a portlandcement-betonnal összehasonlítva, lényegesen tömörebb betonszerkezet jön létre. Ezt közvetlenül meg lehet vizsgálni a cementkő pórusstruktúrájának a meghatározásával.

Az FEhS Építőanyag-kutató Intézet (Forschungsgemeinschaft Eisenhüttenschlacken Institut für Baustoff-Forschung, Duisburg) összehasonlító vizsgálatot végzett Slagstar®, CEM III/B 32,5-NW/HS/NA, CEM I 32,5 R és CEM I 42,5 R-HS típusú cementekkel. A vizsgált próbatestek az EN 196-1 szabványnak megfelelően azonos körülmények között készültek. A vizsgálatot Carlo-Erba típusú higanyos poroziméterrel végezték el 28 és 91 napos próbatesteken. Az 5. ábra a Slagstar® és a CEM III/B 32,5-NW/HS/NA cementkő-tartalmára vonatkozó pórusméret-eloszlások összehasonlítását mutatja. Nem kétséges, hogy a kohósalakban gazdag betont nagyobb tömörség jellemzi, amellyel számos olyan tulajdonság is összefügg, mint a fokozott szulfátellenállás, a kémiai ellenállás és a már említett intenzív kloriddiffúzióval szembeni ellenállás. A kapilláris porozitás mértéke a Slagstar® cementkőben a CEM



5. ábra: Slagstar® és CEM III/B 32,5-NW/HS/NA cementkő póruseloszlásának összehasonlítása (v/c=0,5)



6. ábra: Slagstar®, CEM I 32,5 R és CEM I 42,5 R-HS cementkővek összehasonlított pórusméret-eloszlása (v/c=0,5)

III/B cement már amúgy is rendkívül alacsony értékénél még alacsonyabb.

A 6. ábra két portland cement (CEM I 32,5 R és CEM I 42,5 R-HS) és a Slagstar® összegzett pórusméret-eloszlását mutatja be, aminek alapján a Slagstar® 42,5 N kapilláris porozitása lényegesen alacsonyabb, mint a CEM I 32,5 R és a CEM I 32,5 R-HS értékei.

3. ALKALMAZÁS

A Slagstar® alkalmazása a cikkben bemutatott tulajdonságai alapján elsősorban az alábbi betontechnológiai területeken ajánlatos:

- agresszív környezetben, pl. derítőberendezések, szennyvíz-csatornák, biogázberendezések, mezőgazdasági épületek és berendezések, alapozások agresszív talajon, talaj- és felszíni vizekben, tengervízi berendezések,
- kis hőfejlesztésű tömegbeton, pl. alapok, vízzáró építmények és olyan épületelemek, amelyeknél különösen fontos szempont a repedésmentesség, valamint magas cementtartalmú betonoknál, mint az öntömörödő és nagy teljesítőképességű beton,
- alkáli reakcióra érzékeny kavicsal készült beton,
- taumazit-képződés megelőzéséhez,
- kivirágzásmentes beton,
- tükörbeton.

Az alábbiakban olyan alkalmazási területeket mutatunk be, amelyeket a Slagstar® nagyfokú kémiai ellenállása miatt létesítettek.

3.1 Derítőberendezések

Az ausztriai Középső Pinka-völgyi és Ciklén-völgyi Szennyvízügyi Szövetség (Abwasserband Mittleres Pinka- und Zickental) 2001-2002. évben létesítette a Burgenland Tartomány Kormányzati Hivatalának központi felügyelete alatt az oberwarti derítőt két szétválasztó medencével, két élénkítő medencével és egy utótisztító medencével (7. ábra), amelynek építésére az elosztó épülettel, az elvezető aknával és a szennyvíz csigaszivattyújával együtt összesen 2500 m³ betont használtak fel.

Az eredeti tervben szereplő CEM III/A cement helyett az építető a Slagstar® speciális cementet választotta. Az elvárt műszaki előnyök mellett – alacsony hidratáció-hőfejlődés és nagyfokú kémiai ellenálló képesség – az alacsony CO₂ kibocsátású cement felhasználásával elérhető környezetvédelmi szempontok is döntő szerepet játszottak.

A 360 kg/m³ (alap) és 390 kg/m³ (falazat) cementtel, 0,45 v/c tényezővel és 0,4% folyósító-adalékszerrel készült beton jól megmunkálható anyagnak bizonyult és csak enyhe ülepedési hajlandóságot mutatott, továbbá lehetővé tette az egyenletes



7. ábra: Oberwarti derítő – háttérben a Slagstar® betonból épült új részlet

elosztást. Légbuborékképző hozzáadására nem volt szükség, mivel a CEN/TC 51 N 772 szerint elvégzett fagyállósági vizsgálat (belső károsodás) alapján, valamint a pr ENV 12390-9 szerinti felületi roncsolódás alapján (ún. kockateszt 350 kg/m³ kötőanyaggal) légbuborékok nélkül is megfelelt a fagyállóság követelményének.

Egy várhatóan rendkívül agresszív kémiai támadásnak kitett ipari derítőberendezés és öt további kommunális derítő építése során a fenti receptek szerint betonoztak az építendő nagy megelegettségére.

3.2 Biogáz-berendezések

A biogáz-berendezéseknél alkalmazott beton elsősorban az erjesztő gázterében van agresszív savhatásnak kitéve (2.2 fejezet). Az erjesztési folyamat során keletkezett szerves és szervetlen savak kioldják a cementkő kalcium-hidroxid tartalmát. A hagyományos cementbetonnal ellentétben a Slagstar® beton lényegesen ellenállóbb savval szemben, mivel a Slagstar® a savellenállásról szóló fejezetben foglaltaknak megfelelően csekély kalcium-hidroxid mennyiséget tartalmaz, és így többszörösen is ellenáll a savtámadásnak. Ausztriában 2008-ig már 14 biogáz-berendezés épült Slagstar®-ral (8. ábra).

Az erjesztési nyersanyag tárolására használt lapos silók (9. ábra) és a mezőgazdasági üzemekben használt takarmánysilók szintén erősen agresszív közeg hatásának vannak kitéve. Elsősorban a falazat felső részén, ahol a savveszély mellett fagyveszély is fennáll, nagyobb kötőanyagtartalmú és alacsony víz/cement tényezőjű Slagstar-beton beépítése ajánlott.

Az erős agresszivitás miatt a 3. táblázat szerinti receptúrákat



8. ábra: Biogázberendezés a burgenlandi Pöttelsdorfbán



9. ábra: Lapos siló az alsó-ausztriai Markt Piestingben nagyszilárdágú betonból készült falazattal

Építési elem	Cement-tartalom	v/c-érték
Alaplemez tárolókhoz és lapos silókhoz Tároló fala a gáztérig	370 kg/m ³	< 0,45
Tároló fala és mennyezete a gáztérben Lapos siló falazata	420 kg/m ³	< 0,40

3. táblázat: Slagstar® beton receptúrák biogáz-berendezések és lapos silók részére

javasoljuk biogáz-berendezések és lapos silók építésénél.

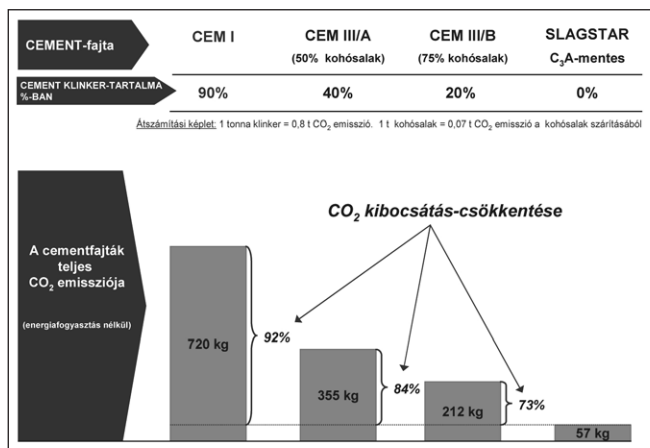
A Slagstar® betonok esetén nagy kohósalak-tartalmuk miatt nem javasolt a légpórusképzők hozzáadása. A felület korai kiszáradásának megelőzése érdekében a Slagstar® beton lassabb megkötése miatt megfelelő párolgásvédelemet igényel. Ezt a nagy záródási együtthatóval rendelkező utókezelő anyagot vízszintes betonfelületeknél közvetlenül a beton felhordása után, függőleges betonfelületeknél pedig az épületrész kiszaluzását követően kell felvinni.

4. ÖKOLÓGIAI SZEMPONTOK

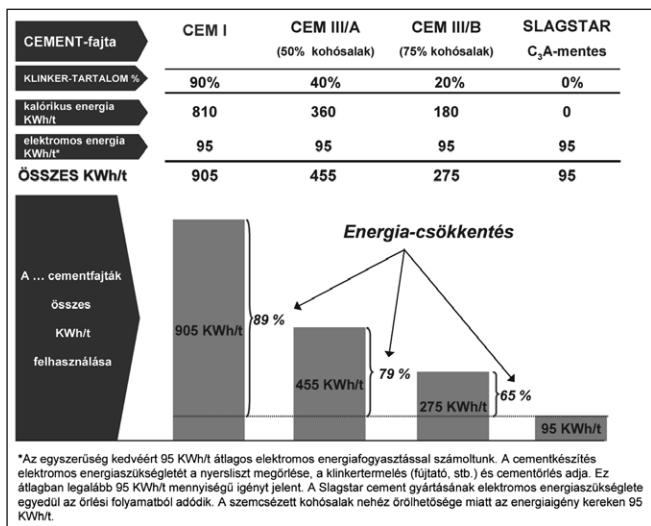
A Slagstar® olyan speciális cement, amelynek előállításához csak őrlési eljárást igényel. Az égetési folyamat kiiktatásával a CO₂ emisszió és az energiaszükséglet is jelentősen alacsonyabb, mint az egyéb cementek gyártásánál.

A speciális Slagstar® cement 78-85% kohósalakból, gipszből és kiegészítő anyagokból áll. Összetétele és az ebből származó gyártási eljárás alapozza meg a Slagstar® óriási ökológiai előnyét, amely a hagyományos cementektől megkülönbözteti. Ennek köszönhetően az előállítás során teljesen kiiktatható a kalcinálás folyamata, mert az előállításához klinker helyett a vaskohászat melléktermékét, a hidraulikus tulajdonságú kohósalakot használtak fel, ami által egy megfelelő őrleberendezés is elegendő a gyártáshoz. Ezáltal nemcsak a mézskő kalcinálásából származó, nyersanyagtól függő CO₂ kibocsátás csökken, hanem az energiaköltségek is jelentősen csökkennek, mert a cementklinker égetésére nincs szükség. Egyedül a kohósalak szárítása, valamint az őrlési folyamat igényel energiát, ami minimális CO₂ emisszióval jár.

A 10. ábra a CEM I, CEM III/A, CEM III/B és Slagstar® cementfajták CO₂ emissziós értékeinek összehasonlítását mutatja. A klinker-tartalom függvényében a 90% klinker-tartalmú CEM I cement tonnánként 720 kg CO₂ emissziót okoz, a 40% klinker-tartalmú CEM III/A 355 kg, a 20% klinker-tartalmú CEM III/B pedig 212 kg, a Slagstar® ezzel szemben csupán 57 kg-ot bocsát ki. Ezáltal a Slagstar előállításánál a CO₂ emisszió 73-92%-kal alacsonyabb, mint a hagyományos cementeknél.



10. ábra: Egy tonna cement előállításánál keletkező CO₂ emisszió



11. ábra: Energiafogyasztás összehasonlítása (KWh/t)

Az egy tonna késztermékre eső energiafogyasztásra vonatkozóan is jelentős megtakarítási potenciált rejt magában a Slagstar® (11. ábra). A kalorikus és az elektromos energiafogyasztást összegezve, egy tonna CEM I cement 905 KWh, a 40% klinkertartalmú CEM III/A cement 455 KWh, a CEM III/B 275 KWh és a Slagstar® 95 KWh energiát igényel. Mindez 65 – 89 %-os energia-megtakarítást jelent.

További lényeges előnye a Slagstar® betonnak a nagy tömörsége és erős kémiai ellenállásának következtében fennálló jelentősen hosszabb élettartama. Ennek következtében csökkennek a karbantartási költségek és meghosszabbodik az újraelőállítási ciklusoknak az időtartama.

Ökológiai előnyeinek köszönhetően a Slagstar® nemzetközi cementdíjat nyert a 2006 márciusában Londonban megrendezett európai cementkonferencián a CO₂ emisszió csökkentéséért.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az ausztriai Wopfinger Baustoffindustrie cég által kifejlesztett új speciális cement, a Slagstar® kémiai és ásványos összetételének köszönhetően különösen a kémiai ellenállóképesség szempontjából nagy előnnyel rendelkezik a hagyományos cementekkel szemben.

Legelőnyösebb tulajdonságai közé tartozik a jelentős szulfát- és savellenállás, a rendkívül alacsony hidratációshőfejlődés és a magas végszilárdság. A Slagstar® használata ezért elsősorban olyan épületelemek esetén javasolt, amelyek erős szulfát- és savhatásnak vannak kitéve, továbbá olyan tömör, vízzáró épületelemek esetén ajánlott, ahol az alacsony hőfejlődés fontos szerepet játszik.

Az építésfelügyeleti engedélyezés és az Európai Műszaki Engedélyezés (ETA) kiadása óta a Slagstar® cementet már számos épület felépítésénél, illetve épületelem kialakításánál alkalmazták Ausztriában.

Nagyobb építkezések közé tartoznak kommunális és ipari

derítők, biogáz-berendezések, mezőgazdasági építmények és masszív alapzatok.

A Slagstar® beton valamennyi esetben kifogástalan be-dolgozhatóságáról is tanúbizonyságot tett: szétüledési és kivérzési hajlama kismértékű, nagy a végszilárdsága, nagy a tömörsége, valamint egyenletes és világos felületet képez.

Mindezen előnyökön túlmenően a Slagstar alkalmazásával jelentősen csökkenthető a cementipar CO₂ emissziója és energia-felhasználása, ami – figyelembe véve a mai klímaváltozást – környezetvédelmi szempontból nagyon fontos.

6. HIVATKOZÁSOK

- CEN/TC 51 N 772:203, „Testing the freeze-thaw resistance of concrete – internal structural damage”
- Europäische Technische Zulassung ETA 05/0015 (2005)
- „Gefährliche Abfälle gut gebunden”, Österreichische Bauwirtschaft 1-2/2006, pp. 26.
- Novak, D., Novak, R. (2004), „Practical Experience with a new type of supersulfated cement”, CEMENT INTERNATIONAL (2004) No. 6, pp. 116-125
- Novak, D., Novak, R. (2005), “Superstar”- 10 arguments for the use of the new supersulfated cement, Slagstar®. WORLD CEMENT (2005) june, pp. 45-51
- Novak, R., Schneider, W., Lang, E. (2005), ”Neue Erkenntnisse zum Spezialzement Slagstar®” ZEMENT KALK GIPS (2005) No.12, pp. 70-78
- pr ENV 12390-9: Testing Hardened Concrete – Part 9: Freeze-thaw resistance-scaling

Titel: SLAGSTAR® 42,5 N WITHOUT C₃A – A NEW SPECIAL CEMENT AGAINST AGGRESSIVE CHEMICAL ATTACK

Dénes Novák and Edith Novák

The chemical composition of the new Slagstar “super-sulphate” cement developed by Wopfinger Baustoffindustrie offers enormous advantages over conventional cements, particularly in terms of chemical resistance.

The main advantages are its high resistance to sulphate and acid attack, very low hydration heat, high final strength. Slagstar is therefore the obvious choice, particularly for elements which are exposed to chemical attack from sulphates, acids as well as for solid elements where a low heat of hydration is of major importance.

Since receiving approval from the construction supervision authorities and the European Technical Approval (ETA), Slagstar has been used in Austria for many structures and components.

The larger structures include sewage treatment plants for domestic and industrial sewage, biogas plants, agricultural projects and massive foundation slabs.

Slagstar concrete shows good workability, no sedimentation and bleeding, high end compressive strength, high density and a smooth bright surface.

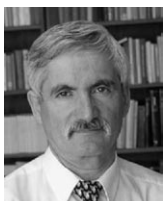
Finally, using Slagstar contributes significantly towards reducing CO₂ emissions and saving energy – a consideration not to be neglected, particularly with today’s awareness of climate change.

Novák Dénes (1940) okl. vegyész-mérnök, felelős a Slagstar cement licence nemzetközi eladásáért. Mérnöki diplomáját a Veszprémi Vegyipari Egyetemen szerezte. Az egyetemi évek után tevékenységét a cementiparban kezdte, amihez a mai napig is hű maradt. 1979 től 2002-ig vezette a ”Wopfinger Baustoffindustrie” cementgyárat, és ez alatt az idő alatt kísérletezte ki feleségével az újfajta Slagstar cementet.

Novák Edith (1941) okl. vegyész-mérnök. 1964 -ben végezte el a Veszprémi Vegyipari Egyetemet. Az ő tevékenysége is a cementiparban kezdődött. 1979-től a nyugdíjba menetelég a „Wopfinger Baustoffindustrie” cementlaborját vezette, mialatt férjével együtt kikísérletezte az új Slagstar-cementet.

NÖVELHETŐ-E A BETONRA HÁRÍTHATÓ NYÍRÓERŐHÁNYAD VASBETON GERENDÁK TERVEZÉSÉNÉL?

(NYOMOTT-NYÍRT ÖVŰ ÍVES RÁCSOSTARTÓ MODELL ALKALMAZÁSA)



Dr. Draskóczy András

A szerző a vasbeton gerendákban rejtetten működő vonórudas ívtartó figyelembe vételével növelni javasolja a betonra hárítható nyírási teherbírasi hányadot. Az íves rúdmodell nyomott öve tengelyének – a nyomásvonalnak – meghatározása numerikus módszerrel történik. A tartó középső szakaszán a beton nyomóerő függőleges komponense gyakorlatilag nullára csökken, ezért a nyomott betonöv nyírószilárdságának részleges figyelembe vétele előfeltétele az átboltozódási hatás hatékony kihasználásának. A nyomott rácsrudak dőlésszögét a tartótengely mentén lineárisan változóknak tekintjük. Az elméleti támaszpont fölötti θ_A nyomott rácsrúd dőlésszög és az Eurocode 2 (EC2) szerint értelmezett θ nyomott rácsrúd dőlésszög közötti kapcsolatot azért vizsgáltuk, hogy összehasonlíthassuk a módosított modell szerinti és az EC2 szerinti eredményeket. A kérdés átfogó numerikus vizsgálata $V_{Ed,max}$ -nál 25% kengyelintenzitás-csökkentés lehetőségét igazolta ugyanakkor θ szög mellett végzett, EC2 szerinti tervezéssel szemben. A szerző ugyanakkor a tartóvégi ferde belső nyomóerő vízszintes komponensének növelését javasolja, amelyet az alsó húzott vasalással megbízhatóan hátra kell horgonyozni

Kulcsszavak: nyírás, változó rácsrúd dőlésszög, íves rácsostartó modell, szélső támasz, alátámasztási hossz, lehorgonyzási viszonyok

1. A VASBETON GERENDA NYOMOTT-NYÍRT ÖVŰ ÍVES RÁCSOSTARTÓ MODELLJE

1.1 Történeti áttekintés

Vasbeton gerendák nyírási viselkedésének leírására már majdnem egy évszázad óta a Mörsch-féle rácsostartó modellt használjuk. A párhuzamos övű rácsostartó tartóvégi D-zónába (D: disturbed – zavart) eső részét Schlaich-Schäfer (1998) ívesen javasolta közelíteni, megjegyezve, hogy a z belső erőkar csökkenése a nyomatóki ábra eltolás mértékét – és ezzel egyben a húzott hosszvasalásban a tartóvégen ébredő erő nagyságát – is befolyásolja, növeli. A vasbeton gerendákban rejtetten működő ívtartóra korábban már számos kutató hívta fel a figyelmet (Walther 1956, Leonhardt-Walther 1962, Polónyi 1996, újabban Rojek-Bürklin-Romer-Keller 2003). A tervezési gyakorlatban ezzel összefüggésben történik a mértékadó nyíróerő redukciója, amelyet az Eurocode úgy szabályoz, hogy a támasz belső síkjától d távolságban meghatározott nyíróerőre írja elő – amennyiben szükséges – a nyírási vasalás méretezését.

A ferde nyomott rácsrudak dőlésszögét kezdetben a nyírási repedések $\beta_r \approx 45^\circ$ -os ferdeségének feleltették meg. Újabban – DIN 1045-1 (2001), EC2 (2005) – elsősorban Reineck munkássága alapján (1991, 2001) a beton repedés-súrlódás által kifejtett hozzájárulását a nyírási teherbíráshoz egy β_r -nél kisebb θ nyomott rácsrúd dőlésszöggel javasolják figyelembe venni. A laposabb irányt több kengyel metszi át, így

kevesebb nyírási vasalásra van szükség, ugyanakkor viszont nő a tartóvégen az alsó vasalással hátrahorgonyozandó húzóerő. Kollár (2004), Kollár-Dulácska (2009) a tartóvég ellenőrzését elkülönített tervezési lépésként írják elő. Az EC2-ben (2005) megadott ún. változó rácsrúd dőlésszög módszer lényege, hogy a korábbi $\theta=45^\circ$ -os nyomott rácsrúd dőlésszög akár $\theta=21,8^\circ$ -ra csökkenthető. A rácsostartó modell öveinek párhuzamosságát a változó rácsrúd dőlésszög módszer ugyanakkor nem érinti. A szakmában az Eurocode ezredforduló környékén történt bevezetése óta bizonytalanság tapasztalható a nyírási méretezés újabb szabályozásával szemben (Görtz 2006). A bizonytalanság a θ rácsrúd dőlésszög felvételére vonatkozik, amelyre az Eurocode nem ad meg szabályt a gyakorló tervezőnek. A DIN 1045-1 (2001) tartalmaz óvatossági javaslatokat, és $\cot\theta$ felső határértékére képletet is megad, amely a betonkeresztmetszet nyírási teherbírása mellett külső erő vagy feszítés okozta derékfeszültségtől függ. Több kutató és szerkezetgyártó kevesli a beton nyírási teherbíráshoz való szabályozott hozzájárulását, ami explicit formában jelenleg csak a V -ábra csúcsának belső támaszsíktól d távolságban történő levágásával valósul meg, Kísérleti tapasztalatok a beton által viselt nyíróerő hányad növelhetősége mellett szólnak.

1.2 Az íves rácsostartó modell

A következőkben állandó betonkeresztmetszetű, kéttámaszú, egyenletesen megoszló terheléssel terhelt, függőleges kengyelezésű vasbeton gerendákkal foglalkozunk.

Alábbiakban a szerző – támaszkodva a Walther (1956), Polónyi (1996), Schlaich-Schäfer (1998) által már megemlített vonórudas ívtartó modell-alkotási gondolatra – a Mörsch-

féle rácsostartó modell finomítására tesz javaslatot. Ennek lényege, hogy a vasbeton gerendában ébredő nyomóerők eredőjének hatásvonalát – a gerenda ún. nyomásvonalát – a Mörsch-féle rácsostartó modell nyomott övének tekintjük. Ez a nyomásvonal íves, és az elméleti támaszpont fölött a húzott vasalás tengelyében θ_A szög alatt metszi az alsó öv vízszintes vonalát. A $z \approx 0,9d$ szerkezeti magasságú rácsrúd modellek szélső elméleti támaszpont fölötti θ_A rácsrúd dőlésszöge és az EC2 szerinti, a támasz belső síkjától értelmezett θ -állandó rácsrúd dőlésszög közötti összefüggés Reineck (2005) alapján (1. ábra):

$$\cot \theta_A = \frac{1}{2} \frac{a_1}{z} + \left(\frac{d_1}{z} + \frac{1}{2} \right) \cot \theta, \quad (1)$$

ahol a_1 a gerenda feltámaszkodási hossza, $d_1 = h - d$ az alsó vasalás súlypontja és az alsó szélső szál közötti távolság, $z \approx 0,9d$ a belső erőkar közelítő értéke.

Az íves nyomásvonal a valóságban létezik, jó közelítéssel meghatározható. Az íves rácsostartó modell nyírási méretezésre történő alkalmazásának lényege, hogy a nyomásvonal mentén működő ferde beton nyomóerő függőleges komponense a nyírási teherbírásba beszámítható, ami a nyírási vasalásra háruló erőhányadot – éppen $V_{Ed,max}$ környezetében – jelentősen csökkenti:

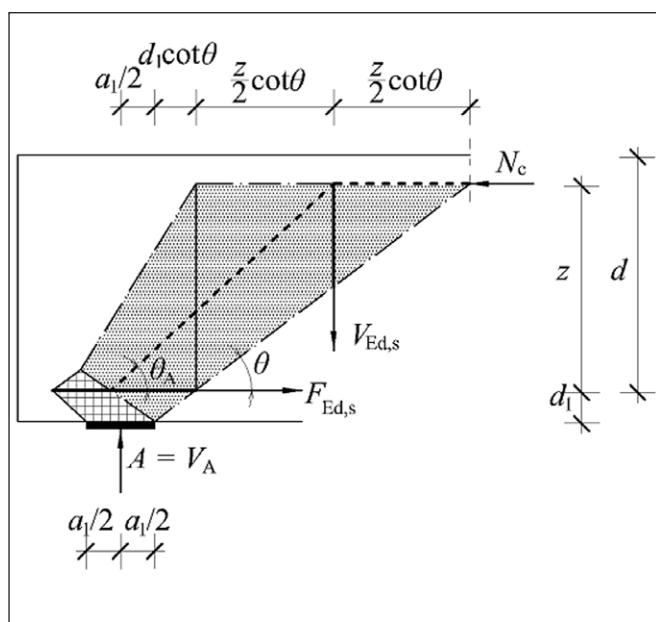
$$V_{Rd,n}(x) = N_{cv}(x) = N_{ch}(x) \tan \gamma(x), \quad (2)$$

ahol $V_{Rd,n}$ a nyírási ellenállás tervezési értékének a betonban ébredő nyomóerővel – annak függőleges komponenseként – biztosított része, N_{cv} és N_{ch} a nyomott betonzónában ébredő eredő erő komponensei, γ a nyomásvonal irányszöge az x helyen.

Mivel (2) értelmében a nyírási teherbírás a terheléstől függ, amelynek a teherbírás határt szab, a betonra hárított nyíróerő hányadot felülről korlátoznunk kell. Elfogadjuk – és az alább bemutatásra kerülő számpéldákban figyelembe vesszük -, hogy

$$V_{Rd,n} \leq V_{Rd,max}, \quad (3)$$

azaz a nyírási ellenállás betonra hárított részének tervezési értéke nem lehet nagyobb, mint a ferde beton rácsrudak nyomási tönkremenetelével – az EC2 szerint – korlátozott legnagyobb nyíróerő tervezési értéke.



1. ábra: Rúdrács modell a szélső gerendatámasznál

A javasolt módosított rácsostartó modellt valóban változó rácsrúd dőlésszögűnek tekintjük a gerenda tengelyvonala mentén. Feltételezzük, hogy a feltámaszkodás belső élének és a tartó alsó síkjának metszéspontjában a rácsrúd dőlésszög az EC2 szerinti θ szöggel egyenlő (2. ábra). Az x iránykoordináta a baloldali A támasztól a tartótengellyel párhuzamosan halad ugyan, de a $\theta(x)$ dőlésszög változását a nyomásvonal mentén értelmezzük, mivel a nyomott rácsrúd erők a nyomásvonaltól ágaznak el. A $\theta(x_1) = \theta$ rácsrúd dőlésszög az $x = x_1$ koordinátaához tartozik, és a θ dőlésszögű rácsrúd a nyomásvonal $(x_1, z_{x=x_1})$ pontjából ágazik ki, és a tartó alsó síkját éppen a feltámaszkodás belső élénél metszi át (2. ábra). Ezért

$$\cot \theta(x_1) = \cot \theta = \frac{x_1 - 0,5a_1}{z(x_1) + d_1} \quad (4)$$

Az x_1 koordinátát numerikus közelítéssel számítjuk a nyomásvonal meghatározása során (1.4). Az alábbi két szakaszt különböztetjük meg:

A $0 \leq x \leq x_1$ szakasz a betonban legyezőszerűen terjedő nyomóerőkkel jellemezhető. A tartóvég felső sarka nem játszik jelentős szerepet a reakcióerő átadása szempontjából, ezért az alsó vasalás fölött egy 45° szögben felvett síkkal akár le is metszhetjük (2. ábra). A θ_A rácsrúd dőlésszöget az $x=0$ helyen közelítésként 45° és θ számtani közepének tekinthetjük:

$$\theta_A = \frac{45^\circ + \theta}{2} \quad (5)$$

A $0 \leq x \leq x_1$ szakasz mentén a rácsrúd dőlésszöget közelítésképpen lineárisan változónak tekintjük:

$$\theta(0 \leq x \leq x_1) = \theta_A - \frac{x}{x_1} (\theta_A - \theta) \quad (6)$$

A $x_1 \leq x \leq 0,5l$ szakaszt a tartóközép irányában meredekebbé váló repedések miatt változó rácsrúd dőlésszöggel is jellemezhetjük. Ezt a változást is lineáris függvényvel közelítjük θ és 45° között:

$$\theta(x_1 \leq x \leq 0,5l) = \theta + \frac{x - x_1}{0,5l - x_1} (45^\circ - \theta) \quad (7)$$

A 3. ábrán egy számpélda adataival θ változását mutatjuk be a tartótengely mentén. A változással kifejezésre jut az a tény, hogy a repedés-súrlódással átadható nyíróerő hányad a tartó belseje felé csökken.

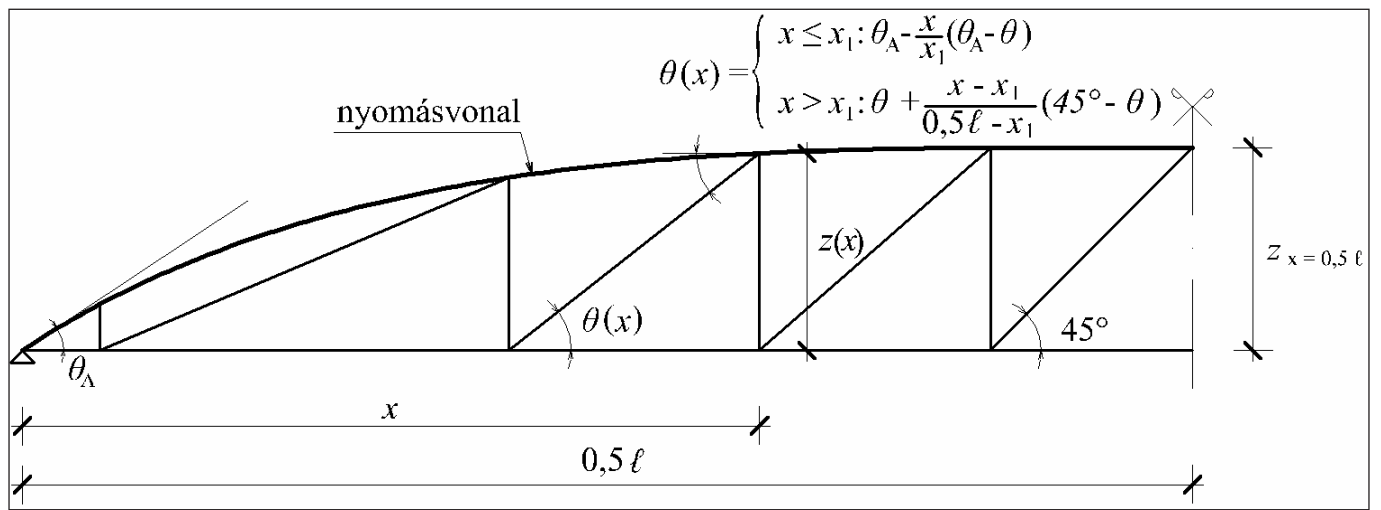
1.3 A nyomásvonal meghatározása

A 2. ábrán látható íves rácsostartó modell nyomott övének pontjai két adott pontba adott szög alatt befutó folytonos görbe vonalon helyezkednek el. Meghatározásuk a gerenda tengelyirányában sűrűn felvett osztáspontokban értelmezett érintőseggel, numerikus módszerrel történt. A függvényt analitikusan is megadhatnánk, numerikus előállításával viszont lefutását jobban ellenőrzés alatt tarthatjuk.

A 4. ábrán bemutatjuk a nyomásvonal fenti módon meghatározott alakját $\theta = 21,6^\circ$, $\theta = 30^\circ$ és $\theta = 45^\circ$ esetére egy 7,6 m támaszközü, $l/d = 19$ karcsúságú gerenda adataival.

1.4 A nyomott beton nyírószilárdsága révén átadódó nyíróerő hányad

Nagyobb l/d arányok esetén a nyomásvonal mentén működő belső nyomóerő függőleges komponensének figyelembe vétele



2. ábra: Íves rácsostartó modell $\theta_{\max} = 45^\circ$ esetén

– mint a nyírási teherbírás egy része – még igen alacsony θ dőlésszög mellett is jelentéktelenné válik a tartó belső szakaszán. A nyomott betonövben működő nagy nyomóerő korlátozott hányadát a beton nyírószilárdsága miatt ugyanakkor indokolt ezen a szakaszon figyelembe venni mint a beton nyírási teherbíráshoz való hozzájárulását – habár ezt az EC2 nem tartalmazza.

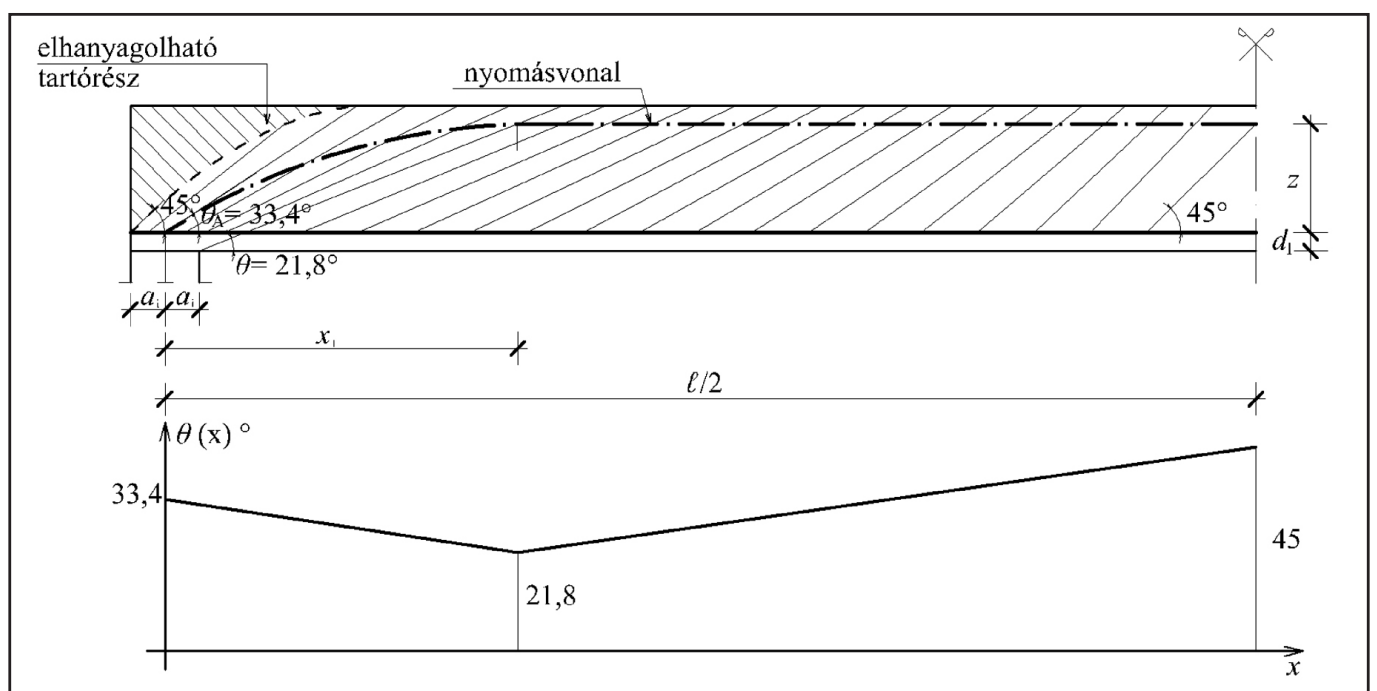
Az MSz 15022-71 (1971) a nyomott överő 10%-át írta elő a nyírási teherbírás részeként figyelembe venni. A nyomt-nyírt beton törési feltételét kísérleti tapasztalatok alapján Szalai (1988) az alábbi összefüggéssel adja meg:

$$\tau_{ck} = f_{ck} \left(\frac{f_{ct,k}}{f_{ck}} + \frac{\sigma_c}{f_{ck}} \right) \left(1 - \frac{\sigma_c}{f_{ck}} \right) \quad (8)$$

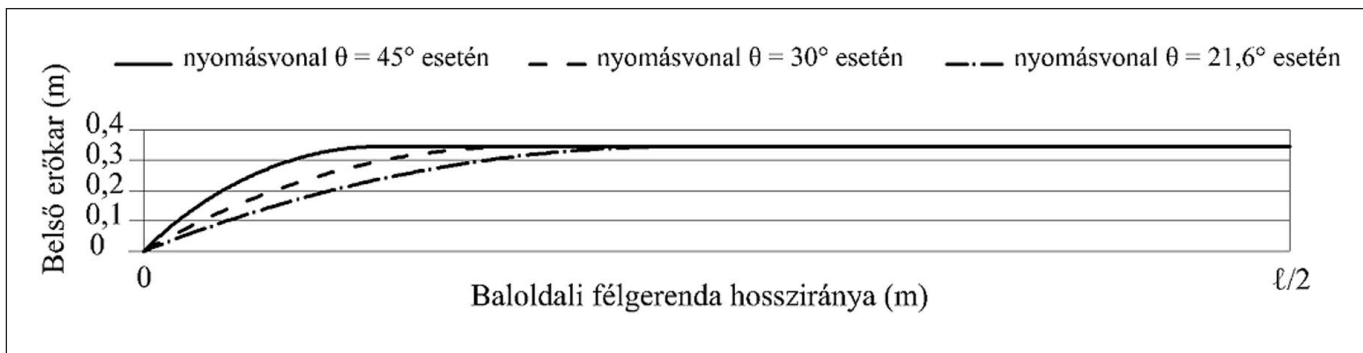
(8) alapján, ha az f_{ck} nyomószilárdság 10%-ával megegyező nyírószilárdságot veszünk figyelembe, akkor a nyomószilárdság ugyanekkora mértékben csökken. Numerikus vizsgálatok azt bizonyították, hogy a nyomott beton nyírószilárdságának ilyen mértékű igénybevétele csak ott szükséges, ahol a nyomásvonal vízszintesbe fordul, azaz a beton nyomóerő függőleges komponense már nem elegendő a nyíróerő egyensúlyozásához.

Ettől a ponttól a szimmetriatengelyig a nyomószilárdság redukcióját lineáris átmenettel nullára csökkenthetjük, ugyanis a minimális kengyelezés az egyenletesen megoszló terheléssel terhelte gerenda középső szakaszán már megfelel.

Modelljavaslatunkat tehát kiegészítjük: az íves rácsostartó modellt a gerenda középső szakaszán a nyomott betonöv legfeljebb $0,1f_{ck}$ mértékű nyírószilárdságának kihasználásával kombináljuk. A nyomásvonal lefelé ívelő szakaszán – ahol a beton nyomóerő függőleges erőkomponense a nyíróigénybevétel egyensúlyozásához nagyobb hozzájárulást eredményez, mint a nyírószilárdság fenti mértékű kihasználása, ezt a hatást nem szükséges és nem is tanácsos figyelembe venni. A beton főnyomófeszültségek folyamatos irányváltása ezen a tartószakaszon ugyanis azért történik, mert a beton ferde nyomás mellett nyírásra is igénybevett, és ezért is redukáljuk nyomószilárdságát $V_{Rd,max}$ meghatározásánál a $v=0,6 \cdot (1-f_{ct}/250)$ hatékonysági szorzóval. Ennek megfelelően $V_{Rd,max}$ EC2 szerinti értékét nem szükséges további redukcióval csökkenteni. A hajlítás hatására a gerenda felső övében keletkező beton nyomóerő fenti kétféle módon történő figyelembe vétele a nyírási teherbírás meghatározásánál úgy mehet át egymásba, hogy a két érték – a vízszintes nyomóerő korlátozott hányada és a függőleges komponens – közül a



3. ábra: A rácsrúd dőlésszög változása a nyomásvonal mentén $\theta = 21,8^\circ$ esetén



4. ábra: Különböző kezdeti érintőjű – kezdeti rácsrúd dőlésszögű íves rácsostartó modellekhez tartozó - nyomásvonalak

nagyobbat tekintjük:

$$V_{Rd,n+\mu} = \max(N_{cv}, 0, 1N_{ch}), \quad (9)$$

ahol az (n+mu) indexben n a normálerőre, mu a nyomott beton nyomószilárdságára utal.

1.5 Az íves rácsostartó modellhez tartozó törési poligon

A törési poligon oldalakat a nyomásvonalra merőlegesen és a $\theta(x)$ iránnyal párhuzamosan vesszük fel (5. ábra).

Az N_{ch} és N_{cv} beton nyomóerő komponensek az $F_{Ed,s}$ és $V_{Ed,s}$ erők hatásvonalának metszéspontjára felírt nyomatéki egyensúlyi feltételből határozhatók meg a $z(x)$ belső erőkar és a $\gamma(x)$ dőlésszög felhasználásával:

$$N_{ch}(x) = \frac{A(x - 0,5z(x) \cot \theta(x)) - p_{Ed}x(0,5x - 0,5z(x) \cot \theta(x))}{z(x) - 0,5 \tan \gamma(x)z(x) \cot \theta(x)} \quad (10)$$

A kengyelekkel egyensúlyozandó $V_{Ed,s}$ nyíróerő hányad a függőleges erők egyensúlyából határozható meg:

$$V_{Ed,s} = A - p_{Ed}x - V_{Rd,n+\mu} \quad (11)$$

1.6 A tartóvég vizsgálata íves rácsostartó modell alkalmazása esetén

A hosszvasalás beágyazási hosszát azzal a feltételezéssel határozzuk meg, hogy a támasz belső síkja környezetében az elsődleges repedésirány jó közelítéssel 45°-os:

$$l_s = 2a_i + \sqrt{2}(h - d) - c_{nom} \quad (12)$$

A kihúzó erő:

$$F_{Ed,s} = N_{ch}(x_1), \quad (13)$$

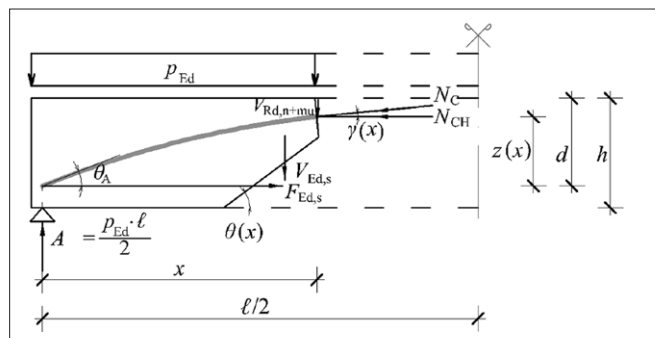
ahol x_1 annak a nyomásvonal-pontnak az x -koordinátája, ahonnan a feltámaszkodás belső éle θ_{EC2} szög alatt érhető el:

$$x_1 \cong a_i + (z(x_1) + h - d) \cot \theta(x_1) \quad (14a)$$

Itt:

$$\theta(x_1) = \theta_{EC2} \quad (14b)$$

A javaslatnak megfelelően az l_s hossz mentén $F_{Ed,s}$ húzóerőt



5. ábra: Törési poligon

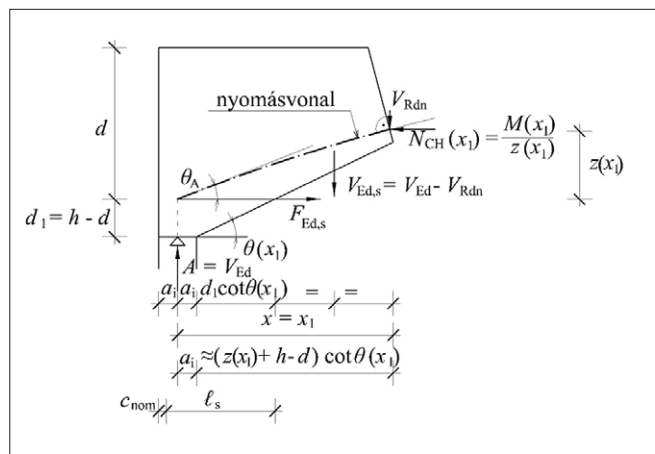
kell lehorgonyozni a hosszvasalással, amely a törési poligon nyomatéki egyensúlyi feltételéből számítható. Az x_1 vizsgálati helyet a numerikus úton meghatározott $z(x)$ nyomásvonal ordináta segítségével, fokozatos közelítéssel számíthatjuk ki. Numerikus vizsgálataink az $F_{Ed,s}$ acél kihúzó erőre az alábbi közelítő értéket adták:

$$F_{Ed,s} \approx 1,1 \frac{p_{Ed}l}{2} \cot \theta_A, \quad (15)$$

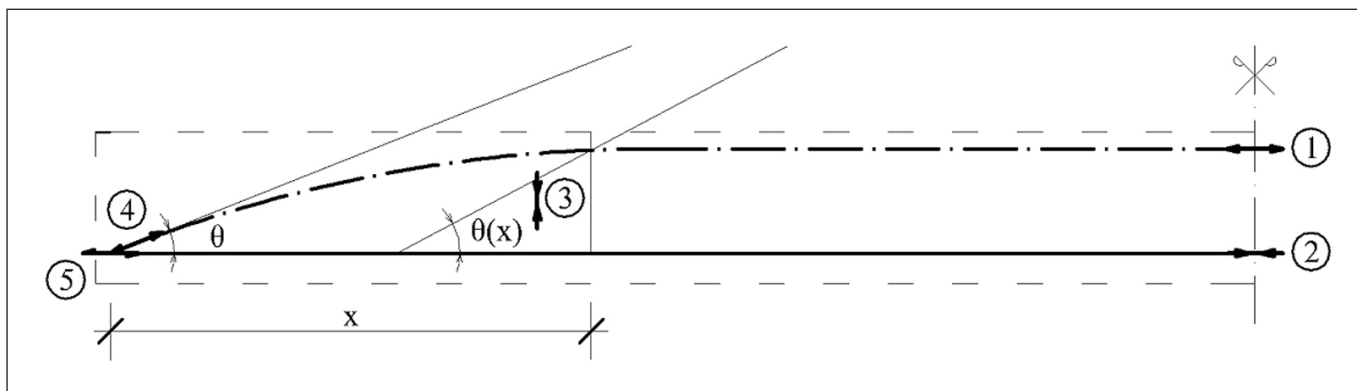
azaz kb. 10%-kal nagyobbat, mint a húzott vasalás tengelyét a támaszpont fölött θ_A szög alatt átmetsző ferde beton nyomóerő vízszintes komponense. Ez mindenképpen biztonságosabb érték, mint az EC2-ben (2005, (6.18)) megadott, a nyírás hatására a hosszvasalásban ébredő ΔF_{td} többleterő:

$$F_{Ed,s}^{EC2} = \Delta F_{td} = \frac{V_{Ed,red}}{2} \cot \theta \quad (16)$$

ahol $V_{Ed,red}$ a támasz belső síkjától d távolságra ébredő csökkentett nyíróerő. Ez utóbbit ugyanis a $z \approx 0,9d$ hatékony magasságú párhuzamos övű rácsostartó nyomatéki egyensúlyi feltétele alapján határozták meg (1. ábra). A tartóvégen ez a nagy hatékony magasság vitatható, és mivel az $F_{Ed,s}$ erő $1/z$ -vel arányos, a (16) alapján meghatározott erő alábecsültnek tűnik.



6. ábra: Tartóvég vizsgálat



7. ábra: A gerenda törési módjai és a θ rácsrúd dőlésszög

A számpéldákban az $F_{Ed,s}$ erőt (15) szerint határoztuk meg.

1.7 A gerenda törési módjai és a θ rácsrúd dőlésszög

Visszatérve az egyenletesen megoszló terheléssel terhelt, függőleges kengyelezésű kéttámaszú vasbeton gerenda törési módjaira, tekintsük a 7. ábrát, amelyen 1-5 sorszámokkal jelöltük az egyes törési módokat:

1. A beton tönkremenetele hajlításból származó nyomásra (θ -tól független)

2. A húzott acélbetétek tönkremenetele hajlításból származó húzóerőre (θ -tól független)

3. A kengyelezés tönkremenetele hajlítás és nyírás együttes hatásából származó húzóerőre $\theta(x)$, – a repedési súrlódó erőket is figyelembe vevő – rácsrúd dőlésszög mellett

4. A beton tönkremenetele nyírással összefüggő ferde nyomásra $\theta = \theta_A$ mellett

5. A beton és a húzott, végigvezetett betonacélok közötti tapadókapsolat tönkremenetele nyírásból származó, a tartóvég vizsgálat szerinti vízszintes erőre

Az öt tönkremeneteli mód közül három függ össze a gerenda nyírásával és kettő azok közül ugyanazon a helyen, az elméleti támasznál következik be. E két ok felcserélése kísérleti eredmények hibás értékeléséhez vezethet: gyakran nem a beton ferde nyomási tönkremenetele a törés oka, hanem a tapadó kapcsolat fellazulása. Felcserélésüket az is eredményezheti, hogy bekövetkeztük hirtelen, robbanásszerűen történik, és egymással ok-okozati összefüggésben is állnak. A harmadik, nyírással összefüggő tönkremeneteli mód a kengyelek húzási tönkremenetele – amennyiben elfogadjuk az íves rácsostartó modellt, mint a tényleges viselkedést jól tükröző mechanizmust – nem az elméleti támasznál, hanem beljebb következik be, ott, ahol a ferde beton nyomóerő függőlegesen komponense illetve a nyomott öv nyírószilárdsága a nyíróerőnek csak kisebb hányadát tudja egyensúlyozni.

1.8 Az íves modell numerikus számítási eredményeinek transzformálása az EC2 szerinti egyszerűsített számítási módra történő áttéréshez

Mivel a nyírési vasalás teherbírása a z belsőerő kartól és a nyomott rácsrúd θ dőlésszögének kotangensétől lineárisan függ, és modellünk szerint mindkét paraméter változik a gerenda tegelyvonala mentén, a nyírési vasalással egyensúlyozandó, (11) szerinti $V_{Ed,s}$ nyíróerő hányadot

transzformálnunk kell abból a célból, hogy az EC2 szerinti számításhoz illeszkedjen:

$$V_{Ed,s,tr}^{íves}(x) = V_{Ed,s}^{íves}(x) \frac{z_{EC2} \cot \theta_{EC2}}{z(x) \cot \theta(x)} \quad (17)$$

ahol a nevezőben álló paraméterek az íves modellhez tartoznak, és mindkét arányszorzó értéke nagyobb egynél. A $V_{Ed,s,tr}^{íves}(x)$ értékeket a továbbiakban a nyírési vasalás EC2 szerinti méretezéséhez meghatározott mértékadó nyíróerőknek tekinthetjük, amelyeket azonban a javasolt íves modell kedvező hatásának figyelembe vételével határoztunk meg. Erre utal a felső index.

Mivel a $V_{Ed,red}$ nyíróerők a gerenda belső része irányában monoton csökkennek, az

$$\alpha_{cn} = \frac{V_{Ed,red} - \max(V_{Ed,s,tr}^{íves}(x))}{V_{Ed,red}} \quad (18)$$

arányt $V_{Ed,red}$ biztonságos hányadának tekinthetjük, amely átboltozódás, repedés-súrlódás és a vasbeton gerenda nyomott betonjának korlátozott nyírószilárdsága következtében adódik át a támaszokra. A nyomott-nyírt felső övű íves rácsostartó modell kedvező hatásának figyelembe vételével a nyírési vasalás a

$$V_{Ed,s,EC2}^{íves} = V_{Ed,red} - V_{Rd,cn} \quad (19)$$

nyíróerőre méretezhető, ahol

$$V_{Rd,cn} = \alpha_{cn} V_{Ed,red} \quad (20)$$

Fentiekben $V_{Rd,cn}$ az átboltozódásnak, a repedés-súrlódásnak és a nyomott betonöv nyírószilárdságának megfelelő nyírési ellenállás. Egyébként – egy kivétellel – minden szempontból követhető az EC2 szerinti nyírési méretezési eljárás. A kivétel az alsó húzott vasalással a tartóvégen visszahorgonyozandó húzóerő értékére vonatkozik, amelyet a (15) összefüggéssel kell meghatározni. α_{cn} értékére a számpéldák eredményeinek értékelését követően teszünk javaslatot.

A 8. ábrán az egyik számpélda V_{Ed} , $V_{Ed,EC2}$, $V_{Ed,s}^{íves}$, $V_{Ed,s,tr}^{íves}$ és $V_{Ed,s,EC2}^{íves}$ nyíróerő ábráit mutatjuk be.

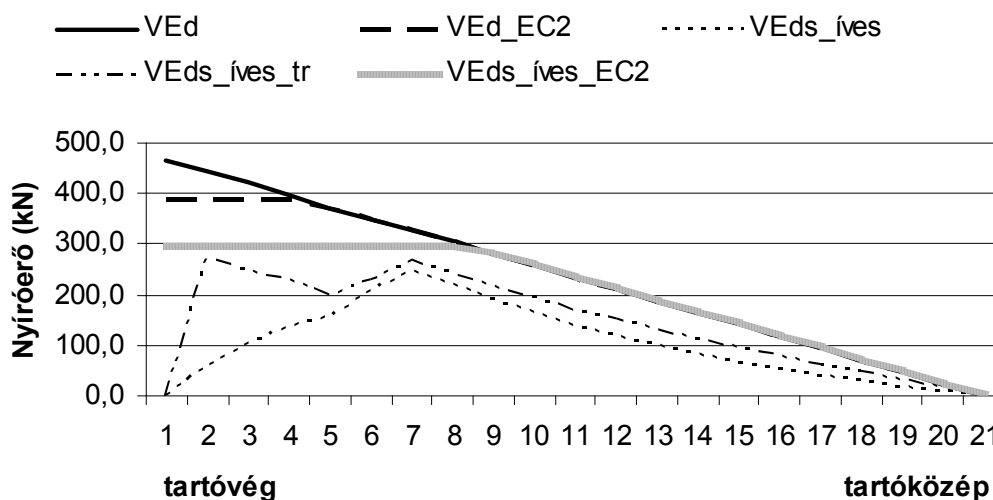
2. SZÁMPÉLDÁK

2.1 A vizsgált gerendák jellemzői

Az alábbiakban két példaszorozat eredményeit – a méretezett nyírési vasalást, a betonra hárított nyírési teherbírás hányadot és a tartóvégi vízszintes erő lehorgonyzásának alakulását – mutatjuk be. A számításokat elvégeztük a nyomott-nyírt íves

A NYÍRÁSI VASALÁSSAL EGYENSÚLYOZANDÓ NYÍRÓERŐK NYOMOTT-NYÍRT ÍVES MODELL ESETÉN

az $l = 8 \text{ m}$, $z = 500 \text{ mm}$, $\theta = 30^\circ$, $V_{Ed, \max} = 0,8 V_{Rd, \max}$
minta feladat adataival



8. ábra: A nyírási vasalással egyensúlyozandó nyíróerők nyomott-nyírt íves modell esetén

rácsostartó modell valamint az EC2 érvényes előírásai alapján is. Az EC2 szerint kétféle számítást is készítettünk a $\theta_A - \theta$ dőlésszög átmenet 1.2. pontban részletezett két változatának megfelelően.

Az egyik példasorozatban egy monolit, a másikban egy előregyártott kéttámaszú vasbeton gerendát elemeztünk, mindkettőt a magasépítési gyakorlat igényeinek megfelelő adatokkal.

Az egyenletesen megoszló terhelés intenzitását úgy vettük fel, hogy az elméleti támaszpontnál minden esetben $0,8 V_{Rd, \max}$ reakcióerő ébredjen.

Az EC2 szerint értelmezett θ rácsrúd dőlésszögét 45° , 30° illetve $21,6^\circ$ értékűre vettük fel. Ezután θ_A értékét (5) szerint határoztuk meg, majd abból a Schlaich-Reineck-féle rácsrúd modell (Reineck, 2005) szerinti θ dőlésszögét számítottuk ki.

Monolit vasbeton gerendák jellemzői: C30/37 beton, B60.50 betonacél, Ø8-as függőleges síkú kengyelek, Ø16-os egyenes húzott hosszvasalás, 30 cm-es gerincszélesség, 20 mm-es minimális betonfedés, 25 cm-es felfekvési hossz. A z belső erőkar 200 és 500 mm között 75 mm-ként változó paraméter volt. A hatékony magasságot a $z = 0,9d$ közelítés alapján vettük fel. Az egyes z értékekhez akkora elméleti támaszközt rendeltünk, hogy a gerendasor elemei a monolit vasbeton gerendákra jellemző $14 \leq l/d \leq 18$ karcsúsági tartományt egyenletesen lefedjék ($l_{\text{eff}} = 4,0, 5,0, 6,0, 7,0$ és $8,0 \text{ m}$).

Előregyártott vasbeton gerendák jellemzői: C40/50 beton, B60.50 betonacél, Ø8-as függőleges síkú kengyelek, Ø16-os egyenes húzott hosszvasalás, 16 cm-es gerincszélesség, 20 mm-es minimális betonfedés, 15 cm-es felfekvési hossz. A z belső erőkar 300 és 700 mm között 100 mm-ként változó paraméter volt. A hatékony magasságot itt is a $z = 0,9d$ közelítés alapján vettük fel. Az egyes z értékekhez akkora elméleti támaszközt rendeltünk, hogy a gerendasor elemei az előregyártott vasbeton gerendákra jellemző $18 \leq l/d \leq 22$ karcsúsági tartományt egyenletesen lefedjék ($l_{\text{eff}} = 7,2, 9,0, 10,5, 12,0$ és $14,4 \text{ m}$).

2.2 A számpéldák eredményei

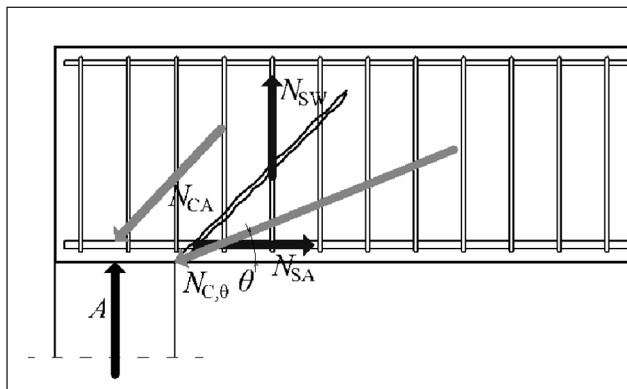
A számpéldák legfontosabb eredményeit 2x3 db táblázatban foglaltuk össze, amelyek www.szt.bme.hu honlapon a munkatársak, Draskóczy, 5 legfontosabb publikáció könyvtárban tekinthetők meg. Egy-egy táblázat készült $\theta = 21,8^\circ, 30^\circ$ és 45° rácsrúd dőlésszög mellett monolit illetve előregyártott gerendákra vonatkozóan.

Mind a hat eredménylapon 5-5 számpéldát mutatunk be a változó gerendakarcsúságnak (l/d aránynak) megfelelően. A közös és egyedi adatok után a baloldali félgerenda kengyelkiosztását adjuk meg három oszlopban:

- (1) az íves rácsostartó modell szerint
- (2) a Schlaich-Reineck rácsrúd modell szerinti θ rácsrúd dőlésszög és EC2 szerinti számítás szerint
- (3) az (5) szerinti θ rácsrúd dőlésszög és az EC2 szerinti számítás mellett. Ezután megadtuk az (1) szerinti kengyelmenntiséget és a %-ban kifejezett kengyelmegtakarítás mértékét íves rácsostartó modell esetén a (2) illetve (3) szerinti számítás esetén. Az következő sorban az $F_{Ed,s}/F_{Rd,s}$ hányados megadja, hogy a nyomatékra méretezett hosszvasalás mekkora hányadát kell a tartóvégig vezetni és ott lehorgonyozni ahhoz, hogy a támasznál ébredő ferde beton nyomóerő vízszintes komponensét visszahorgonyozzuk. A lehorgonyozandó erőt (15) szerint számítottuk. A két további szám a betonra hárítható nyíróerőhányad többletet adja meg a két, EC2 szerinti számítással szemben. Az utolsó sorban α_{cn} értékei találhatók.

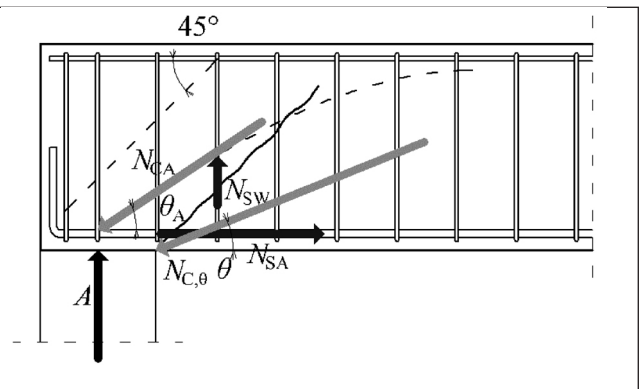
A megadott kengyeltávolságok 25 mm többszöröse, és egy kivétellel kielégítik az EC2 vasalási szabályait: 25 mm-re kiadódó kengyeltávolság esetén a jobb áttekinthetőség érdekében nem növeltük meg a kengyelátmérőt.

Az 1. táblázatban összefoglaltuk az α_{cn} hányadnak a számpélda sorozatokban meghatározott intervallumait. A $\theta = 21,8^\circ$ mellett számított értékek határozottan kisebbek. Ez a $z_{EC2}/z(x)$ arányszorzó növekedéséből adódik. Az íves modell esetében ugyanis $z(x)$ a támaszpont közelében igen kicsi (erre a problémára Schlaich (1998) is utalt). Nagyobb



a) EC2 szerint

9. ábra A tartóvégi belsőerők



b) A javasolt modell szerint

θ dőlésszögek mellett α_{cn} legkisebb értéke a feszítávolság negyedpontja környékén adódik, és csak kevésbé csökken 0,3 alá. Ez numerikus bizonyítéka annak, hogy kb. 30°-nál kisebb dőlésszögeknek nem előnyösek, mert az alsó vasalás véglehorgonyzási problémái mellett az átboltozódási hatás sem jelentős.

1. Táblázat

Az α_{cn} hányad intervallumai a vizsgált számpélda sorozatokban			
θ	(θ_A)	Előregyártott gerendák	Monolit gerendák
21,8°	(33,4°)	0,210-0,184	0,220-0,160
30°	(37,5°)	0,305-0,297	0,402-0,345
37,5°	(41,25°)	0,325-0,280	0,325-0,267
45°	(45°)	0,303-0,275	0,269-0,231

3. VÉGKÖVETKEZTETÉS

A nyomott-nyírt felső övű íves rácsostartó modell numerikus vizsgálata alapján javasoljuk, hogy kéttámaszú, egyenletesen megoszló terheléssel terhelt vasbeton gerendák nyírási vasalásának (függőleges kengyelezés) méretezését az Eurocode szerint az átboltozódási hatás és a nyomott betonöv nyírószilárdságának részleges figyelembe vételével az alábbi egyensúlyi egyenlet alapján végezzük:

$$V_{Rd} = V_{Rd,cd} + V_{Rd,cn} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed,max} \quad (21)$$

ahol

$$V_{Rd,cd} = (0,5a_1 + d)p_{Ed} \quad (22)$$

a betonban keletkező átlós nyomófeszültségek révén közvetlen teherátadással megvalósuló nyírási teherbírási hányadot jelenti és (20)-nak megfelelően: $V_{Rd,cn} = \alpha_{cn} V_{Ed,red}$.

$$\text{Itt } \alpha_{cn} = 0,25 \text{ ha } 30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (23)$$

4. ÖSZEFoglalás, ÉRTÉKELŐ MEGJEGYZÉSEK

Az alsó vasbetétek nem megfelelő lehorgonyzás miatti megcsúszása a tartóvégen az első átlós repedés megnyílását okozhatja. A repedést átmetsző nyírási vasalási elemek elérhetik a folyáshatárt, és így alkalmassá válnak arra, hogy „félkössék” a reakcióerőt a gerenda felső övére. A θ_A rácsrúd dőlésszög így nagyobb lesz, ami az alsó vasalásra ható kihúzóerő

csökkenéséhez vezet. A belsőerők fenti átrendeződése a jelenlegi EC2 előírásoknak felel meg (10/a ábra).

Az alsó vasalás megcsúszással szembeni biztonságos lehorgonyzása a tartóvégen lehetővé teszi a vonórudas ívtartó-szerű erőjáték megvalósulását, amely megfelel modellmódosítási javaslatunknak. Számpéldákkal bizonyítottuk, hogy a modellel 25% kengyel megtakarítás érhető el $V_{Ed,max}$ -nál. Ennek ára az alsó vasalás keresztmetszetének növelése a gerendavégen, ami az átlós beton nyomóerő vízszintes komponensének növekedése miatt szükséges (9/b ábra).

Első numerikus vizsgálataink azt bizonyították, hogy a szükséges vasalás mennyisége körülbelül ugyanakkora mindkét számítási modell esetén. Az íves rácsostartó modell szerinti tervezésnek mindemellett néhány további előnye van. A nagyobb mennyiségű kengyel meghajlítása és kötözése technológiailag bonyolultabb és drágább, mint a tartón egyenesen végigvezetett alsó vasbetétek számának növelése. Az első átlós repedés megnyílása üzemi határállapot elérésével járhat. Ez a veszély az íves rácsostartó modell alkalmazásával csökken.

5. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönöm Polgár Lászlónak a kutatási téma támogatását, Dulácska Endre professzor emeritusznak, Kollár László egyetemi tanárnak és Sajtó István egyetemi docensnek, hogy észrevételeikkel, tanácsaikkal lényeges problémákra hívták fel figyelmemet. Következő publikációmban térek vissza a cikkben megemlített kísérletsorozatra, és köszönöm meg mindazok segítségét, akik a kísérletek megvalósítását lehetővé tették, és munkájukkal támogatták.

6. HIVATKOZÁSOK

DIN 1045-1:2001-07 (2001): „Deutsche Norm, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton”, *Deutsches Institut für Normung*, Juli 2001
 Draskóczy A. (2003): „Main Directions of Standardization in Shear Design” *Concrete Structures, Annual Technical Journal of the Hungarian Group of fib*, Vol. 4, 2003, pp. 59-66.
 Hegger, J., Görtz, S. (2006): „Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton” *Beton- und Stahlbetonbau*, 101 (2006) H. 9, pp. 695-705.
 Kollár L.: Hajlított-nyírt gerenda. A „Vasbetonszerkezetek, tervezés az Eurocode alapján” segédlet 6.5 fejezete (Szerzők: Deák-Draskóczy-Dulácska-Kollár-Visnovitz), *Springer Media Magyarország Kft.*, 2004., pp. 27-30.
 Kollár L., Dulácska E.: „Ívhatás figyelembe vétele vasbeton gerendákban az Eurocode szerint”, *Vasbetonépítés*, 2009., (megjelenés alatt)
 Leonhardt, F., Walther, R. (1962): „Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze” *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 151, 1962.
 MSZ 15022/1-71 (1971): „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani

tervezése, Vasbeton szerkezetek”, Magyar Népköztársasági Országos Szabvány

MSZ EN, Eurocode 2 1992-1-1, (2005): „Betonszerkezetek tervezése”, Általános és az épületekre vonatkozó szabályok, 2005. március (angol nyelven)

Polónyi S. (1996): „Die neue Stahbetonkonzeption”, *Bautechnik* 73 (1996), H. 11

Reineck, K. H. (1991): „Ein mechanisches Modell für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Stegbewehrung”, *Bauingenieur* Vol. 66, 1991, pp. 323-332.

Reineck, K.-H. (2001): „Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung”, *Bauingenieur*, 76, 2001, pp. 168-179.

Reineck, K.-H. (2005): „Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen, Bemessung von Balken”, *Beton-Kalender 2005*, W. Ernst und Sohn, pp. 243-296.

Rojek, R., Bürklin, A., Romer, R. and Keller, T. (2003): „Stahlbetonanalyse 21; Teil 1: Tragverhalten ohne Stegbewehrung” Forschungsbericht des Kompetenzzentrums Konstruktiver Ingenieurbau der Fachhochschule Augsburg, 2003.

Schlaich, J., Schäfer, K.: „Konstruieren im Stahlbetonbau”, *Betonkalender Teil II*, Berlin-München: W. Ernst und Sohn, 1998, pp. 721-895.

SIA 262:2003 (2003): „Schweizer Norm, Betonbau”

Szalai K.: „Vasbetonszerkezetek”, Vasbeton-szilárdságtan, *Tankönyvkiadó*, Budapest, 1988.

Walther, R. (1956): „Über die Beanspruchung der Schubarmierung von Eisenbetonbalken” *Schweizerische Bauzeitung* Vol. 74. (1956), Nr. 1., pp. 8-12., Nr. 2. pp. 13-17., Nr. 3. pp. 34-37.

7. FONTOSABB JELÖLÉSEK

a_i	az elméleti támaszpont és a feltámaszkodás belső éle közötti távolság
a_1	a gerenda feltámaszkodási hossza
a_i	a nyomatéki ábra eltolásának mértéke
A_{sw}	a kengyelzárak keresztmetszeti területének összege
b_w	a vasbeton gerenda gerincének szélessége
c_{nom}	névleges betonfedés
d	a vasbeton keresztmetszet hatékony magassága
$F_{Ed,s}$	a húzott hosszvasalással a gerendavég és az első ferde repedés közötti szakaszon lehorgonyozandó húzóerő tervezési értéke
$F_{Rd,s}$	a húzott hosszvasalással a gerendavég és az első ferde repedés közötti szakaszon lehorgonyzott húzóerő tervezési értéke
f_{ywd}	a nyírási vasalás folyáshatárának tervezési értéke
l	elméleti támaszköz
l_s	az alsó húzott acélbetétek beágyazási hossza a tartóvégen
l_{hd}	a lehorgonyzási hossz tervezési értéke
M_{Ed}	a hajlítónyomaték tervezési értéke
M_R	nyomatéki ellenállás
M_{Rd}	a nyomatéki ellenállás tervezési értéke
N_c, N_{ch}, N_{cv}	az íves rácsostartó modell nyomott övében keletkező beton nyomóerő és komponensei
p	egyenletesen megoszló terhelés intenzitása
s	kengyeltávolság
s_d	a kengyeltávolság tervezési értéke
V_{Ed}	nyíróerő tervezési értéke
V_{Edc}	a betonra hárítható nyíróerő hányad tervezési értéke
V_{Eds}	a kengyelezéssel egyensúlyozandó nyíróerő hányad tervezési értéke

V_{Rdc}	a nyírási ellenállás tervezési értéke méretezett nyírási vasalás nélkül
V_{Rdn}	az íves rácsostartó modell szerinti ferde nyomott beton överő tervezési értékének függőleges komponense
$V_{Rd,n+mu}$	a nyomott-nyírt övű íves rácsostartó modell szerinti nyírási ellenállásnak a nyomott beton överő függőleges komponensével illetve a vízszintes komponens 10%-ával (a kettő közül a nagyobb) biztosított részének tervezési értéke (a betonra hárított nyírási teherbírási rész tervezési értéke)
$V_{Rd,n+mu+s}$	a nyomott-nyírt övű íves rácsostartó modell szerinti nyírási ellenállás tervezési értéke (a beton nyomóerő függőleges komponense illetve vízszintes komponensének 10%-a közül a nagyobb érték és a kengyelezéssel egyensúlyozott nyíróerő összege)
$V_{Rd,n+mu+sd}$	mint $V_{Rd,n+mu+s}$, csak nem az elméletileg szükséges, hanem a ténylegesen alkalmazott kengyelezésnek megfelelően számítva a megfolyó nyírási vasalással egyensúlyozott nyíróerő tervezési értéke
V_{Rds}	a ferde beton rácsrudak nyomási tönkremenetelével korlátozott legnagyobb nyíróerő tervezési értéke
$V_{Rd,max}$	a ferde beton rácsrudak nyomási tönkremenetelével korlátozott legnagyobb nyíróerő tervezési értéke
z	belső erőkar
$\alpha_{c,n}, \alpha_{c,fr}, \alpha_{c,f}^{tot}, \alpha_{c,s}, \alpha_{c,c}, \alpha_{c,red}, \alpha_{c,f}^{EC2}, \alpha_{c,EC2}$	a betonra hárított nyíróerő hányadok értelmezésüket ld. a 4.2. pontban
θ_A	az íves rácsostartó modell nyomott öv vonalának (a nyomásvonalnak) kezdeti irányszöge az A elméleti támaszpont fölött
θ	nyomott beton rácsrúd dőlésszög (az Eurocode értelmezése szerint)
$\theta(x)$	az íves rácsostartó modell ferde nyomott beton rácsrúdjaik változó irányszöge
\emptyset	acélbetétek névleges átmérője

Dr. Draskóczy András (1947) okl. építészmérnök, adjunktus a BME Építészmérnöki Kar Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén. Fő érdeklődési területei vasbeton szerkezetek valóságos viselkedésével kapcsolatos problémák (bepedés, nemlineáris viselkedés, nyírási).

CAN THE SHEAR CAPACITY FRACTION ATTRIBUTED TO THE CONCRETE BY DESIGN OF RC BEAMS BE INCREASED? (APPLICATION OF VAULTED LATTICE MODEL WITH COMPRESSED-SHEARED TOP CHORD)

Dr. András Draskóczy

The author proposes to take into consideration the contribution to shear capacity of the hidden concrete tied arch present in reinforced concrete beams. Emphasizes the importance of the correct anchorage of the horizontal component of the inclined concrete compression force at the beam end. A numerical model was developed for the determination of the compression line – the compressed chord axis of the vaulted lattice model. Beside the vertical component of the inclined concrete compression force, a limited shear capacity of the compressed concrete in the central part of the beam is also contributing to the shear capacity of the beam. A linear variation of the compression strut inclination angle θ along the beam axis is considered. Connection between θ_A , the vault inclination angle above theoretical support point and the strut inclination angle θ , according to Eurocode 2 (EC2) was investigated, to establish a reliable relationship between results obtained by use of the modified model and EC2 respectively. Thorough numerical investigation proved the possibility of about 25% link intensity reduction at beam extremities, when compared to EC2 results at the same strut inclination angle θ . On the other hand the author proposes to increase the horizontal component of the inclined compression strut force, which is to be anchored by the bottom tension reinforcement at the beam end at adequate safety.



Prof. Stefan Polónyi

A cikk a németországi Oberhausen felszámolt rendező pályaudvarán létesített parkon átvezető közút vasúti fővonal feletti hidjának létesítésével foglalkozik. Az alternatívák vázolását követően bemutatja a megvalósított szerkezetet, amely acélcső ívekre függesztett vasbeton pályalemez. A tervezés és építés leírása rámutat a funkcionális és esztétikai szempontok figyelembe vételére.

1. BEVEZETÉS, AZ ÉPÍTÉSI FELADAT

Oberhausen keleti részén (Ripshorstban) a Deutsche Bahn megszüntette a rendező pályaudvart. Helyét parkosítják. A területet egy közutat átvezető hosszú töltés szeli át. Ezt szakította meg korábban épült két kis fesztávú vasbeton híd és három gerinclemezes acélhíd. Az acélhidak rossz állapota miatt az utat már évekkel ezelőtt elzárták a közlekedés elől. A hatóság az acélhidakat töltéssel kívánta helyettesíteni annak a szakasznak a kivételével, ahol az út a háromvágányú Berlin-Köln vasútvonalat keresztezi. Ennek a hídnak az előtervezésére szándékozott e cikk szerzőjének megbízást adni a városi hatóság. Nekem az ellenjavaslatom az volt, hogy az egész komplexum megoldására kidolgoznék egy tanulmányban három alternatívát.

Az első változat, mint ahogy a hatóság kívánta, csak a vasúti fővonalat hidalta át két acélcső-ívvvel, amelyekre vasbeton pályaszerkezetet függesztenek fel.

A második változat a meglévő hidak helyére egy 125 m hosszúságú hidat javasolt, amely két párhuzamos síkban elhelyezkedő szinuszgörbe mentén vezetett acélcső szerkezetű ív a szinuszgörbe inflexiós pontjai szintjén kialakított vasbeton pályalemezt hordja függesztő ill. támasztó rudak révén.

A harmadik alternatíva a meglévő töltést eltávolítva az egész 260 m hosszú szakaszt a második változatban leírt hídszerkezettel pótolja.

Javaslatom meggyőzte a hatóságot. Legszívesebben a harmadik alternatívát valósították volna meg, de ezt a költségvetés nem tette lehetővé. Így a második változatra esett a választás.

2. A VÁLASZTOTT SZERKEZETI MEGOLDÁS

A javasolt hidak elve volt, hogy a közúti híd filigrán, könnyű legyen, (Picon 1997, Polónyi-Walochnik 2003) és a szinuszgörbék a haladást, a híd dinamikus funkcióját szimbolizálják. A szerkezeti elrendezést az 1. ábra mutatja.

A hídnak két 3,25 m széles forgalmi sávja van, amihez mindkét oldalt egy-egy 1,50 m széles kerékpárút és 2,00 m széles gyalogjárda csatlakozik. A szinuszvonalat követő acélcső-főtartók párhuzamos függőleges síkokban helyezkednek el.

A 2. ábrán látható a híd távlati képe. Itt jegyezzük meg, hogy a keresztmetszet nélküli, piros színűre mázolt főtartók látványa – különösen, ha a híd három nyílású egészét tekintjük – előnyösen tükrözi a szerkezet harmonikus megjelenését.

A szinuszgörbe-ívek tengelytávolsága 8,40 m. A vasbeton pályalemez 17,00 m széles. A lemez a pálya peremén 25 cm, a híd tengelyben 49 cm, a kerékvető mentén 40 cm vastag. A 20 cm magas kerékvetőből adódik egy 180 cm széles és 60 cm vastag szegély, amelyben az ív, a támasztó rudak és a függesztő elemek vannak lehorgonyozva.

A szinuszvonala alakú acélcső-főtartók a híd két végén a híd tengely irányú támaszerőt kis fűrt cölöpökkel megtámasztott vasbeton alaptestekre adják át. A szinuszgörbe talppontjain a vasbeton alaptestek síkalpozásúak. A vasbeton lemez a híd két végén sávalapra hosszirányban csúszóan, keresztirányban mereven fekszik fel. A 124 m hosszú vasbeton lemeznek nincs dilatációs hézagja. A hídpálya háttöltéshez való csatlakozásánál kiegyenlítő lemezek készültek.

A csapadékvizet a támaszrudakon (csöveken) keresztül, az azokban elhelyezett lefolyócsövek vezetik le. (A csatornaszemek ott vannak, ahol a szinuszvonala alakú cső a vasbeton lemezt keresztezi és onnan van a lefolyó cső a támasztó csőbe be, és az alaptest felett kivezetve.) Fontos volt a híd tervezésénél, hogy csatornák ne rontsák az esztétikai megjelenést.

3. KIVITELEZÉSI FELTÉTELEK

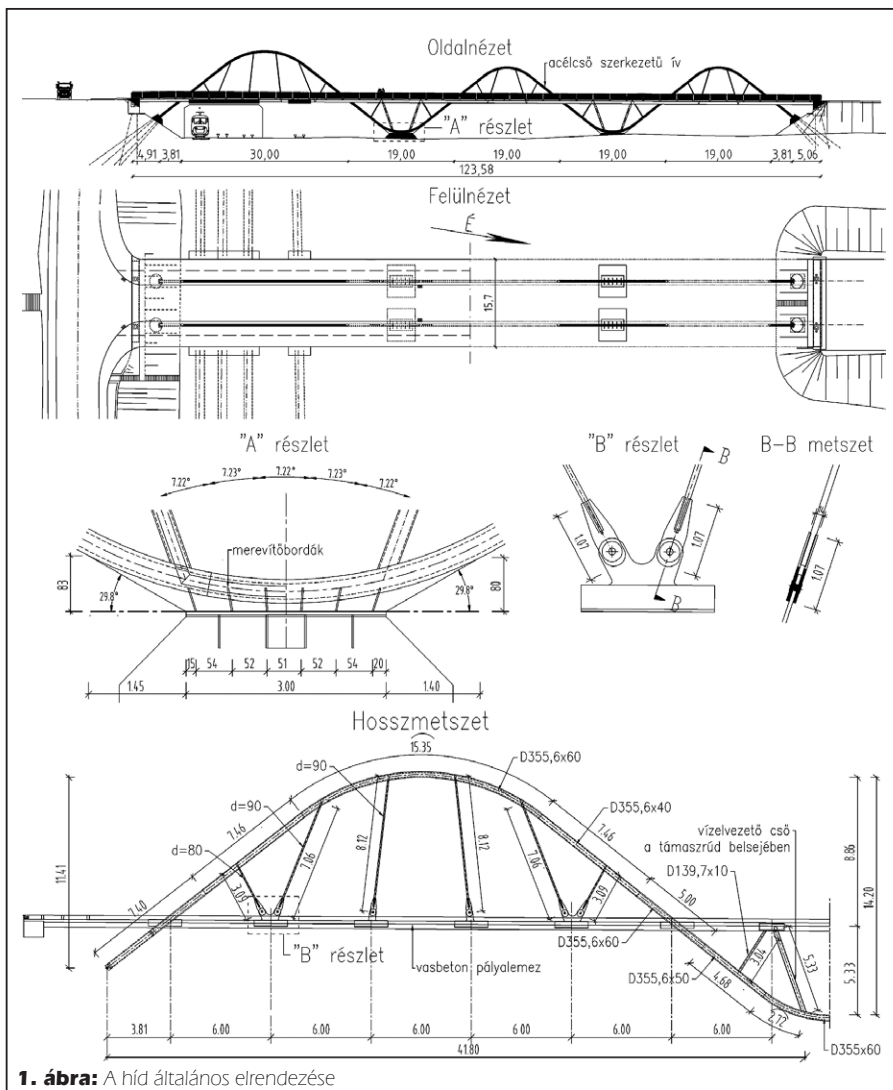
A kivitelezést megnehezítette a vasúti forgalom, ami csak 0:30 és 4:30 óra között tette lehetővé az úrszelvényt érintő munkavégzést. A hidat teljesen beállványozták a villamos vontatás felsővezetéke felett, ami azt jelentette, hogy a zsaluzat és az állvány tartóinak eltávolítása után a hidat a végleges helyzetébe le kellett engedni. A támaszokhoz való csatlakozásokat ennek megfelelően alakították ki.

Nagy súlyt fektettünk a beton repedésmentes elkészítésére. A betonozás és a lesimítás után a betont azonnal hőszigeteléssel és fóliával láttuk el, amit csak a hidratációs hőmérsékletéről való lehülés után távolítottak el.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az új oberhauseni híd tervezésének és építésének rövid ismertetése is több tanulsággal szolgál. A híd jó példa arra, hogy változatok kidolgozásával funkcionálisan, esztétikailag és gazdaságosság tekintetében is kedvező megoldást lehet találni. A megvalósult szerkezet tanúsítja, hogy az acélcső szerkezetű ív és vasbeton pályalemez az alsópályás hídnak könnyedséget, a parkszerű környezetbe való előnyös beilleszkedést kölcsönöz (Günter 2009, Balázs 2009, Wolff 2003/2004).

Az építető: Oberhausen városi hatósága. A beruházást támogatta az EU. A híd tervezője e cikk szerzője



1. ábra: A híd általános elrendezése

(valamint Tragwerkstatt Schülke Wiesmann). A kivitelező az Echtermann Dröge munkaközösség.

5. HIVATKOZÁSOK

Balázs, L. Gy. (2009): „Mérnöki szerkezetek esztétikai megítélésének szempontjai”, XIII. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Csíksomlyó, pp. 20-25.

2. ábra: Távlati kép



Günter, N. (2009): „Ein Museum aus Brücken - Brücken im Ruhrgebiet”, *Die deutsche Bauzeitung*, 7

Picon, A. (szerk.) (1997): „Polónyi (Stefan)”, *L'art de l'ingenieur*. Centre Georges Pompidou, Paris.

Polónyi, S., Walochnik, W. (2003): „Architektur und Tragwerk”, Ernst & Sohn, Berlin.

Wolff, P. (2003/2004): „Einfach ein Bogen - Die Tiergartenbrücke über die Mulde in Dessau”, *Ingenieurbaukunst in Deutschland, Jahrbuch*, Junius Verlag, Hamburg,

Polónyi István Gyulán született 1930-ban. 1952-ben szerzett oklevelet a BME Mérnöki Karán. Az Ábrázoló Geometria Tanszéken, majd az Iparterv-ben dolgozott. 1956-tól Kölnben statikus mérnök volt, majd ugyanott, később pedig Berlinben önálló tervezőirodát alapított. Szerkezettervezői munkája mellett a Berlin-Charlottenburg-i, majd a Dortmundi Egyetem professzora lett. Tervezői, tudományos kutatói és oktatói-oktatásszervezői, valamint publikációs tevékenységét sok elismerés érte. A nemzetközi sikerek mellett a Budapesti Műszaki Egyetem tiszteletbeli doktori címmel ruházta fel. A Magyar Tudományos Akadémia külső tagjává választotta, és elnyerte a *fib* Magyar Tagozata által alapított Palotás László-díjat.

CIVIL ENGINEERING OBJECT - ARCHITECTURAL CREATION

Stefan Polónyi

In Oberhausen (Germany) the territory of a former railway shifting yard is converted into a park area. A highway dam is situated at the estate. The road crossed a railway mainline over a worn-out steel bridge. A new overpass

had to be established fitting to the new surroundings. The author suggested three alternatives for the city authority. The constructed bridge consists of a pair of steel tube arches in sinusoidal form over three bays bearing by means of suspension and supporting bars a continuous reinforced concrete slab without expansion joints. The bridge is a good example, how a civil engineering task can be solved in an advantageous appearance.

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csiki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia
Tanszék

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

WEB http://www.fib.bme.hu

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 200 000 Ft+áfa

belső borító: 160 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

Tel.: 463-4068, Fax: 463-3450

Címlap:

A budapesti M4 metróvonal fővámteri
állomásának építés közbeni részlete

Fotó: Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 70** Dr. Draskóczy András
Növelhető-e a betonra hárítható nyíróerőhányad vasbeton gerendák tervezésénél?
- 78** Dr. Kollár László – Dr. Dulácska Endre
Ívhatás figyelembevétel vasbeton gerendákban az Eurocode 2 szerint
- 83** Polgár László
Hozzászólás Dr. Kollár László és Dr. Dulácska Endre valamint Dr. Draskóczy András cikkeihez
- 85** Gál András – Dr. Kisbán Sándor – Pusztai Pál
Az M0 körgyűrű északi Duna-hídja
5. Ferdekábeles Nagy Duna-ág híd. Statikai számítás
- 92** Novák Dénes – Novák Edit
SLAGSTAR® 42,5 N C₃A-mentes új speciális cementfajta az agresszív kémiai korrózió ellen
- 97** Prof. Stefan Polónyi
Építőmérnöki műtárgy – építőművészeti alkotás
- 99** Tassi Géza
Jubileumi építéstudományi konferencia Csíksomlyón
- 100 Személyi hírek**
Beluzsár János 65 éves
- 100 fib BULLETIN 46: FIRE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – STRUCTURAL BEHAVIOUR AND ASSESSMENT**

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Swietelsky Építő Kft., DDC Kft., ÉMI Kht.,
Hídépítő Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., Uvater Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft.,
BVM Épelem Kft., CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft.,
SW Umwelttechnik Magyarország Kft., Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke