



VASBETONÉPÍTÉS
25 év



DR. SAJTOS ISTVÁN –
THER PÉTER PÁL – VAJK RITA

**A SZEMSZERKEZET
HATÁSA A NYÍRÁSI
VASALÁS NÉLKÜLI
VASBETONGERENDÁK
TEHERBÍRÁSÁRA,
ÉS TÖNKREMETELI
MÓDJÁRA**

26

TÓTH SZILVIA

**BÉCSI-DOMBI ALAGÚT
MEGVALÓSÍTÁSA – 1. RÉSZ**

AZ ELSŐDLEGES ALAGÚT-MEGTÁMASZTÓ
LÖTTBETON SZERKEZET ÉPÍTÉS-
TECHNOLÓGIÁJA

41

**DR. BALÁZS GYÖRGY
PROFESSZORRA
EMLEKEZTEK TISZTELŐI**

51

SZEMÉLYI HÍREK

DR. BALÁZS L. GYÖRGY
65. SZÜLETÉSNAJÁRA

SZÁRKÁNDI JÁNOS
65. SZÜLETÉSNAJÁRA

LAKATOS ERVIN
90. SZÜLETÉSNAJÁRA

BÚCSUZUNK KIRÁLYFÖLDI
LAJOSNÉ SÁROSI ANTÓNIA TÓL
(1932-2023)

54

2023/2

XXV. évfolyam, 2. szám

Mapei Structural Design - Új online ingyenes méretező szoftver szerkezetmegerősítési munkákhoz

Már elsőre végleges építési megoldások

A szerkezetmegerősítéssel foglalkozó tervezők jól tudják milyen bonyolult feladat lehet az alkalmazandó megerősítés helyes méretezése, különösen már meglévő szerkezetek esetében. Hányszor fordult már elő a számolásnál, hogy nem ismerte a legfrissebb vonatkozó szabványokat, vagy szeretett volna alapos kalkulációt végezni, de a rendelkezésre álló rövid idő ezt nem tette lehetővé?

A Mapei Structural Design kalkulátor a megoldás ezekre a problémákra. Segítségével a meglévő szerkezetek megerősítéséhez gyorsan és megbízhatóan végezhetünk számításokat, a szoftverrel meghatározzuk a szükséges Mapei szerkezeti megerősítő rendszereket. A Mapei Structural Design közvetlenül online használható szoftver, melyben a számítások a legfrissebb nemzetközi szabványokon alapulnak. Eléréséhez elég beírnunk a Mapei honlapjára való regisztrációkor megadott adatainkat, majd a honlapra belépve lehívhatjuk a korábbi számításainkat, vagy újakat kezdeményezhetünk. Méretezésekhez az alábbi szerkezeteket tudjuk kiválasztani:



- vasbeton elemek,
- téglaszerkezetek,
- fagerendák és -fafödémek
- és nem teherhordó szerkezetek.

Minden menüpont két alpontból áll, külön kezelve a már meglévő, illetve a Mapei rendszerekkel megerősített szerkezetek teherbírását. Az egyes anyagok műszaki adatlapját is letölthetjük és az online súgó is bármikor a rendelkezésünkre áll. A számítások elvégzése után lehetőség van a kalkuláció elmentésére, vagy akár a felhasználó által is szerkeszthető szövegfájlként történő letöltésre, amelyben a számítás minden

egy lépése kifejtésre kerül.

Az online méretező program mellett a szerkezetmegerősítési Feladatokhoz megoldásokat kínál a Mapei szerkezetmegerősítési kiadványa is. A kézikönyv első részében bemutatjuk a főbb megerősítési technológiákat, azok alkalmazási területeit, előnyeit, valamint az azt kísérő tudományos kísérleti háttérrel. A második részben a korábban leírt technológiák gyakorlati alkalmazásait mutatjuk be, a megerősítendő épület szerkezeti típusának függvényében, a legfontosabb alkalmazási szempontok szemléltetésének érdekében. A kiadványban a fentiekén túl érdekes összehasonlító táblázatok is segítik a hagyományos és a korszerű Mapei megoldások összevetését!

A szoftver és a kézikönyv is a mapei.hu weboldal „Tervezőknek” menüpontjában érhető el.



VASBETONÉPÍTÉS

műszaki folyóirat
a **fib** Magyar Tagozat lapja

CONCRETE STRUCTURES
Journal of the Hungarian Group of **fib**

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztők:

Hajós Bence, Dr. Koris Kálmán

Szerkesztőbizottság:

Dr. Csíki Béla
Dr. Czoboly Olivér
Dr. Erdélyi Attila
Dr. Farkas György
Dr. Hlavička Viktor
Horváth Adrián
Kolozi Gyula
Dr. Kopecskó Katalin
Dr. Kovács Károly
Dr. Kovács Imre
Dr. Kovács Tamás
Lakatos Ervin
Dr. Lublőy Éva
Mátyássy László
Dr. Móczár Balázs
Dr. Nehme G. Salem
Dr. Orbán Zoltán
Pisch Zsuzsanna
Polgár László
Dr. Sajtó István
Dr. Sólyom Sándor
Dr. Szép János
Szijártó Anna
Telekiné Királyföldi Antónia
Várdai Attila
Dr. Völgyi István
Vörös József[†]

Lektorai testület:

Dr. Dulácska Endre
Királyföldi Lajosné[†]
Madaras Botond
Dr. Madaras Gábor
Dr. Szalai Kálmán
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
Magasépítés Tanszék
1111 Budapest, Műegyetem 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:
Bíró András, doktorandusz

Tervezőszerkesztő: Halmi Csaba

Megjelenik negyedévenként
nyomtatásban (korlátozott példányszám-
ban) és online.

WEB:

<http://fib.bme.hu/kiadvanyok.html>

© a **fib** Magyar Tagozata
ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

A hirdetések felvétele:
Tel.: 463-4068, Fax: 463-3450

Címlapfotó: Vegyesfalazat
A fotót készítette: Dr. Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

26 DR. SAJTOS ISTVÁN – THER PÉTER PÁL – VAJK RITA
**A SZEMSZERKEZET HATÁSA A NYÍRÁSI
VASALÁS NÉLKÜLI VASBETONGERENDÁK
TEHERBÍRÁSÁRA, ÉS TÖNKREMENTELI
MÓDJÁRA**

41 TÓTH SZILVIA
**BÉCSI-DOBBI ALAGÚT MEGVALÓSÍTÁSA –
1. RÉSZ**
AZ ELSŐDLEGES ALAGÚT-MEGTÁMASZTÓ LÖTTBETON
SZERKEZET ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIÁJA

51 **DR. BALÁZS GYÖRGY PROFESSZORRA
EMLÉKEZTEK TISZTELŐI**

54 **SZEMÉLYI HÍREK**
DR. BALÁZS L. GYÖRGY 65. SZÜLETÉSNAPIJÁRA
SZARKÁNDI JÁNOS 65. SZÜLETÉSNAPIJÁRA
LAKATOS ERVIN 90. SZÜLETÉSNAPIJÁRA
BÚCSÚZUNK KIRÁLYFÖLDI LAJOSNÉ
SÁROSI ANTÓNIA TÓL (1932-2023)

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvater Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,
Betonmix Mérnökiroda Kft., CAEC Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft.,
Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,
BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

A SZEMSZERKEZET HATÁSA A NYÍRÁSI VASALÁS NÉLKÜLI VASBETONGERENDÁK TEHERBÍRÁSÁRA, ÉS TÖNKREMETELI MÓDJÁRA



<https://doi.org/10.32969/VB.2023.2.1>

Dr. Sajtos István – Ther Péter Pál – Vajk Rita

Vasbetonszerkezetek esetében egyforma teherbírásra és tönkremeneteli módra számítunk, ha a betonok szilárdsága, szilárdsági osztálya, ugyanaz, függetlenül a betonkészítéshez használt adalékanyag szemszerkezetétől, maximális szemmagyságtól. Kísérleti tapasztalat, hogy a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák teherbírását nagyon sok paraméter; többek között a beton szilárdsága, törési energiája, a hosszvasalás mennyisége és a gerendák mérete is változatosan, adott gerenda kialakításától függő módon, befolyásolja. Nem véletlen, hogy máig nincs matematikai (a jelenséget minden részletében egyenletekkel leíró) modell, és teljes, tiszta kép a vasbeton gerendák nyírási viselkedéséről. Cikkünkben a mérrethetőség modell segítségével értelmezzük és magyarázzuk a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák kísérleteiben megfigyelhető jelenségeket, és a teherbírást befolyásoló paraméterek hatását. Az elemzésünkben, magyarázatunkban fontos szerepe van a beton törési energiájának és az ezt befolyásoló, meghatározó maximális adalékanyag szemmagyságnak, d_{max} . A bemutatott mérrethetőségi modell hatékonyságát kisméretű vasbeton gerendák kísérleti eredményeivel történő összehasonlításával vizsgáltuk. Megmutattuk, hogy még ilyen kicsi kísérleti gerendaméretnél is, a maximális szemmagyság, főként a törési energián keresztül, befolyásolja a nyírási vasalás nélküli vasbetongerendák nyírási teherbírását. A modell ugyancsak alátámasztja azt az építési gyakorlatban is használható elvet, hogy nagyméretű vasbeton szerkezethez nagyobb maximális szemmagyságú adalékanyagot használunk.

KULCSSZAVAK: maximális szemmagyság, törési energia, nominális szilárdság, nyírószilárdság, mérrethetőség

1. BEVEZETÉS ÉS PROBLÉMAFELVETÉS

Általánosan elfogadott nézet az építési gyakorlatban, hogy nincs különbség a beton és vasbetonszerkezetek viselkedésében, ha azok azonos szilárdsági osztályú betonból készültek, bár a készítéshez használt adalékanyag szemszerkezete különböző. Egyforma teherbírásra és tönkremeneteli módra számítunk, ha a beton nyomószilárdsága, a betonosztály ugyanaz.

A vasbetonszerkezetek szabványos hajlítási és nyírási méretezési módszerei alapján is arra kell következtetnünk, hogy a szerkezet teherbírása a betonhoz használt adalékanyag szemszerkezetétől független, hiszen a vasbetonszerkezetek teherbírását a betonosztályhoz rendelt szilárdságértékek határozzák meg. Azonban ismert az is, hogy annak ellenére, hogy az egy betonosztályhoz tartozó betonoknak azonos a nyomószilárdsága, pl. a húzó- és hajlítószilárdságuk már számottevően eltérő lehet az adalékanyag szemszerkezete, a maximális szemmagyság függvényében. Ha pl. a húzószilárdság érdemben befolyásolja a vasbetonszerkezet teherbírását, akkor a betonkészítéshez használt adalékanyag szemszerkezete, a maximális szemmagyság is fontossá válik a méretezés során.

A méretezési módszerek kidolgozásához a képlékenységtan tételeit és módszereit használták, tudva és/vagy feltételezve, hogy az adott szerkezetnek a vizsgált tönkremeneteli módja duktilis, azaz elegendően nagy a szerkezet alakváltozó ké-

pessége a tényleges tönkremenetel, az összeomlás előtt. A képlékenységtan az anyag és a szerkezet szilárdsági tönkremenetele alapján határozza meg a szerkezet teherbírását. A tönkremeneteli hely a szerkezet egy csekély része csak, azaz lokalizált a tönkremenetel helye. Rúdszerkezeteknél ez egy rövid szakasza a gerendának. A számítási modell szerint a tönkremenetel egy pontban, a képlékeny csuklóban, koncentráldódik. Lemezeknél pedig keskeny, sűrűn összerendezett sávokban koncentráldódik a károsodás, a számítási modellben a törésvonalakra. Mindkét esetben megreped a beton, de a szerkezet teherbírását a betonacél folyása, azaz szilárdsági feltétel szabja meg. A képlékeny csukló vagy a lemez törésvonal menti elfordulási képességét a betonacél szakadása vagy a nyomott beton morzsolódása korlátozhatja, de általában elegendő ahhoz, hogy a képlékenységtan módszerei használhatók legyenek.

Halász korai, beton kockákon végzett kísérleteiből ismeretes (Palotás, 1973), hogy a kockaméret növelésével csökken a betonkockához tartozó szilárdság, és ezt egyebek mellett a beton maximális szemmagysága, azaz a szemszerkezet is befolyásolja. A betonkockák viselkedése annyiban tér el a fent említett vasbeton gerendáétól és lemezétől, hogy a tönkremenetele rideg, és azt repedések megjelenése és folyamatos növekedése, fejlődése előzi meg. Az első repedés megjelenését az „anyag” húzószilárdságának elérése jelzi, de a kocka tönkremenetele nagyobb tehernél, egy repedésrendszer kialakulása, kifejlődése után következik be, azaz nem a szilárdsági feltétel, hanem energia kritérium szabja meg a kocka teherbírását. A beton kockákon

(vagy más alakú próbatesteken, pl. henger) végzett kísérletek alapján számított betonszilárdság az anyag és a kockaméret (próbatestméret) együttesére, azaz egy rendszerre, vonatkozik. A szabványos kocka és henger kísérletek teszik lehetővé az egységes (egyezményes) betonszilárdság meghatározását és értelmezését. A beton szilárdsága az adott méretű kockára és/vagy hengere vonatkozik, ami megfelelő biztonsággal használható a képlékenységtani méretezési modellekben.

A beton és vasbetonszerkezetek tönkremeneteli folyamatának kezdetét a repedések megjelenése jelzi, majd nagyobb tehernél pedig a repedések terjedése, teljes kifejlődése eredményezi a szerkezet tönkremenetelét. Ez természetessé teszi azt, hogy a törésmechanika elvei szerint, annak eszközeivel vizsgáljuk ezeket a szerkezeteket. A **törésmechanikai vizsgálatok** alapvető jellemzője, hogy nem szilárdsági, hanem energia-kritérium határozza meg azt, hogy egy repedés tovább terjed, és/vagy növelhető-e a szerkezeten a teher anélkül, hogy a repedéshossz növekedne (Karihaloo, 1997; Bazant, Planas, 1998). Az energia-kritérium paramétere, a törési energia, ami anyagjellemző, és a beton esetében összefüggésbe hozható a betonhoz használt adalékanyag szemszerkezetével, a maximális szemmagysággal is.

Tegyük fel azt a kérdést, hogy *van-e jelentősége, következménye annak*, pl. a vasbeton gerendák méretezése, teherbírása, tönkremeneteli módja szempontjából, *ha megváltoztatjuk a betonhoz használt adalékanyag szemszerkezetét, de a szilárdságát (szilárdsági osztályát) nem!*

A nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák teherbírása szempontjából vizsgáljuk meg ezt a kérdést.

A nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák tönkremenetele jellemzően, de nem mindig, ún. nyírási (ferde) repedés kialakulása miatt, ridegen következik be. Ebben az esetben nem szilárdsági, hanem az energia kritérium alapján vizsgálható a gerenda teherbírása.

A törésmechanika elveit és egyszerű modelljeit használva elemezzük, hogy elsősorban a beton maximális szemmagysága hogyan befolyásolja egy vasbeton gerendának a nyírási teherbírását, összefüggésben a gerenda méreteivel, a hosszvasalás mennyiségével és az igénybevételek (hajlítónyomaték, nyíróerő) arányának változásával.

Először a cikkben használt fogalmakat és modelleket mutatjuk be, olyan részletességgel, ami elegendő a cikk mondandójának megértéséhez. Röviden tárgyaljuk a nyírási vasalás nélküli vasbetongerendák tönkremeneteli lehetőségeit, összefüggésben a mérettükkel, a vasalás mennyiségével és egyéb paraméterekkel. Egy elméleti modell alapján elemezzük, hogy egyes paraméterek milyen hatással vannak a gerenda viselkedésére, összefüggésben a beton szemszerkezetével. Majd bemutatjuk azokat a kisméretű gerendakísérleteket, amelyek igenlő választ adnak a fenti kérdésre, azaz az adalékanyag maximális szemmagysága befolyásolja a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák teherbírását és tönkremeneteli módját is, a gerenda méretének függvényében. A cikkünk végén összegezzük azokat a megállapításokat és következtetéseket, amelyeket mind elméleti, mind gyakorlati szempontból fontosnak és megszívlelendőnek tartunk.

2. ELMÉLETI HÁTTÉR, ALAPELVEK, MODELLEK

A vasbeton szerkezetek repedéseit természetesnek vesszük, és úgy gondoljuk, hogy ekkor a vasbetonszerkezet működik. Sőt, ezek miatt, a terhelés során kialakuló repedések miatt, működnek gazdaságosan a vasbetonszerkezetek. A méretezési

módszereink a repedést nagyon leegyszerűsítve, általában hiányként, keresztmetszet csökkenésként veszik figyelembe.

A repedés megjelenése és kifejlődése, azaz a „tönkremenetel” folyamata azonban energiadisszipációt is jelent. Az energiadisszipációnak, és annak, hogy a tönkremenetelt energia-kritérium és nem pedig szilárdsági feltétel szabja meg, lehet és van hatása a vasbetonszerkezet teherbírására. Ezt a leegyszerűsített méretezési módszerek nem tudják figyelembe venni. Természetesen van olyan tönkremeneteli mód is, amikor az energiadisszipációnak nincs jelentősége. Ilyenkor a képlékenységtan módszerei használhatók. Például a vasbeton gerendák és lemezek törésmélete is ezt használja ki.

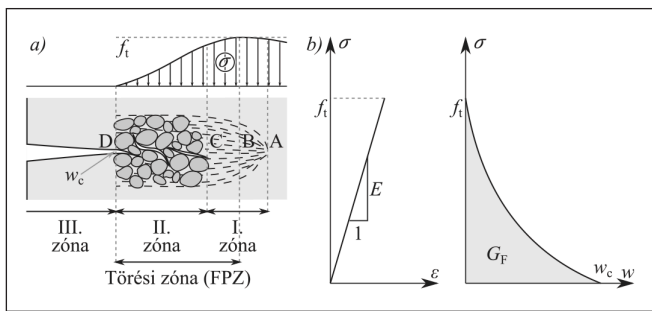
A vasbetongerendák nyírási tönkremenetelének vizsgálatakor a repedési folyamat során bekövetkező energiadisszipáció fontos, és meghatározó a gerenda nyírási teherbírása szempontjából. Talán ezért sem véletlen, hogy máig nincs a jelenséget minden részletében egyenletekkel leíró matematikai modell, és teljes, tiszta kép a vasbeton gerendák nyírási viselkedéséről.

Ebben a fejezetben röviden bemutatjuk a kohéziós repedésmodellt, és az ezt felhasználó mérethatás modellt. Mindkettő hasznos és fontos a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák teherbírásának meghatározásához, és a teherbírást befolyásoló fizikai folyamatok, illetve paraméterek megértéséhez.

2.1 A kohéziós repedésmodell

A beton és vasbetonszerkezetekben keletkező, látható makro-repedések egy mikro-repedésekkel átszótt, keskeny sávon belül, a mikro-repedések összekapcsolódása, egymásba fűződése miatt alakulnak ki. A mikro-repedésrendszer repedéseinek iránya és mérete véletlenszerűen változó a keskeny sávon, törési zónán (fracture process zone, FPZ) belül (*1.a ábra*). A törési zóna mindig, a majd később kialakuló, makro-repedés körüli keskeny zónát jelenti, azaz nem folytonos, hanem koncentráltan, lokálisan alakul ki. A mikro-repedésekkel átszótt ún. törési zóna *szélessége*, a kísérleti tapasztalatok alapján $2,5-3 \cdot d_{max}$, ahol d_{max} az adalékanyag maximális szemmagysága. A törési zóna szélessége tehát nő az adalékanyag maximális szemmagyságával, és egyáltalán nem kicsi, nem elhanyagolható méretű (néhány cm-től néhány dm-ig változhat a szélessége). A törési zóna *hossza* normál-szilárdságú betonnál 200-500 mm, nagyszilárdságú betonnál 150-300 mm (Karihaloo, 1997). A törési zóna előtti betonrész még „repedésmentes”, folytonos anyag. A törési zóna után pedig már, a határozott és egyértelmű geometriájú, makro-repedés van, ami úgy választja ketté a betont, hogy ott nem adódik át feszültség a repedés két partja között. Ezzel szemben a törési zónában, mivel ott a makro- és mikro-repedések még nem alakultak folytonos makro-repedéssé, anyagrészek, adalékanyag szemcsék kapcsolják össze a majdani „makro-repedés” két oldalát, ami lehetővé teszi erő, illetve feszültség átadást a majdani repedés két partja között. A törési zónában a feszültség csökken a repedéstágasság növekedésével (*1. ábra*).

Ennek a makro-szinten (gerenda, szerkezet szintjén) tapasztalható jelenségnek a modellezésére vezették be a kohéziós repedésmodellt (cohesive crack model / fictitious crack model). A Hillerborg-féle kohéziós repedésmodell (*1.b ábra*), a repedéstágasság függvényében adja meg a „repedésmentén” a normálfeszültség változását a törési zónán belül. A repedés vonala, geometriája, a még repedésmentes anyagban számítható fő-húzófeszültségre merőleges, összefüggésben a törésmechanikában meghatározott nyíló vagy I. repedés móddal (Mode I. crack) (Karihaloo, 1997; Bazant, Planas, 1998). Az ún. alakváltozásra fellágyuló (strain softening) *viselkedési modell* eső ága alatti terület a G_f törési energia. A



1. ábra: Kohéziós repedésmodell (Karihaloo, 1997; Bazant, Planas, 1998; Bazant, 2002): a) a törési zóna, annak méretei, és a kohéziós feszültségeloszlás a törési zónában; I. zóna: mikro-repedt zóna, II. zóna: mikro-repedt + nem folytonos makro-repedések zónája (crack bridging zone), III. zóna: feszültségmentes makro-repedés, b) a kohéziós repedésmodell viselkedési törvénye: σ - ε diagram a repedésmentes kontinuum, míg a σ - w diagram pedig a törési zónán belüli viselkedést adja meg.

törési zónán belül, azaz lokálisan, az anyag a kohéziós modellnek megfelelően viselkedik, míg azon kívül, azaz globálisan, a szokásos kontinuum modelleknek megfelelő, pl. lineárisan rugalmas, az anyag, itt a beton. Fontos megjegyezni, hogy a lokális és a globális viselkedést leíró modellek a feszültséget különböző jellemzők függvényében adják meg. Lokálisan a fajlagos nyúlást, mint kontinuum jellemzőt, globálisan pedig a repedéstágasságát, mint lokális jellemzőt használjuk.

A kohéziós repedésmodellnek négy paramétere van: az anyag húzószilárdsága, f_t , a törési energia, G_F , az eső ág jellege, $\sigma(w)$ függvény (ami lehet lineáris, bi-lineáris, exponenciális, stb.), és a kritikus repedéscsúcs megnyílás, w_c . Ha az eső ág függvényének a jellegét megadjuk, akkor bármelyik másik két paraméter egyértelműen meghatározza a kohéziós repedésmodell feszültség-repedéstágasság függvényét.

A kohéziós repedésmodell szerint, ha a feszültség eléri az f_t szilárdságot, akkor megkezdődik a mikro-repedésekkel átszőtt törési zóna kifejlődése, ahol a feszültség a modell fellágyuló viselkedésnek megfelelően változik. A makro-repedés akkor és ott alakul ki, amikor és ahol a w repedéstágasság eléri a w_c kritikus repedéscsúcs megnyílást, azaz az alakváltozási energia eléri a törési energiát. Ekkor a már kialakult makro-repedés tovább halad, hosszabb lesz. Tehát a mikro-repedésekkel teli, lokalizált törési zóna kialakulását szilárdsági kritérium, míg a makro-repedés kifejlődését pedig energia kritérium határozza meg.

A beton G_F törési energiája függ a víz-cement tényezőtől, a beton szilárdságától, az adalékanyag maximális szemmagyságától, a beton korától és az utókezelés módjától is (pl. fib, 2013).

Ha különböző maximális szemmagyságú, d_{max} , adalékanyaggal készítünk azonos szilárdságú, vagyis azonos betonostályba tartozó, betonokat, azoknak különböző lesz a, G_F , törési energiája. Növekvő maximális adalékanyag szemmagyság növeli a beton törési energiáját (Karihaloo, 1997).

Magyarázatot adhat erre az, hogy a nagyobb maximális szemmagysággal készülő beton repedésfelülete sokkal változatosabb geometriájú, „nagyobb amplitúdóval hullámzóbb”, mint a kisebb maximális szemmagysággal készülő betoné, tehát a nagyobb maximális szemmagyságú beton repedésfelülete nagyobb. Mivel a törési energia az anyag szétválasztásához szükséges felületi energiasűrűséggel arányos, ezért a nagyobb maximális szemmagyságú beton, nagyobb területű repedésfelületének a szétválasztásához nagyobb energiára van szükség, mint a kisebb maximális szemmagyságú betonhoz. Ez a gondolatmenet szemléletes magyarázatot ad arra a kísérleti tapasztalatra, hogy a növekvő maximális adalékanyag szemmagyság növeli a beton törési energiáját.

A nagyobb törési energia önmagában nem határozza meg

egyértelműen a repedés okozta tönkremenetel jellegét (rideg vagy duktilis), és azt, hogyan befolyásolja ez egy szerkezet teherbírását.

A szerkezet (gerenda) mérete is jelentősen befolyásolja annak teherbírását és a tönkremeneteli módját is. A következő fejezetben megvizsgáljuk, hogyan befolyásolja a szerkezet mérete annak teherbírását.

2.2 Mérethatás modell

Egy, minden méretében, arányosan nagyobb gerendának (szerkezetnek) biztosan nagyobb a teherbírása. A nagyobb teherbírás azonban nem a méretek növekedésével arányos, hanem ahhoz képest, a méretnövekedés függvényében, jóval csekélyebb is lehet. A szabványok ezt a hatást általában nem, vagy nem megfelelő mértékben veszik figyelembe.

Vezessük be a nominális szilárdságot, ami a szerkezet geometriával skálázott (elosztott) teherbírása. A szerkezet teherbírása a szerkezet elvégzett kísérlet során működő, mérhető maximális teher értéke. A nominális szilárdság a teherbírásnak és a szerkezet jellemző geometriai adatainak hányadosa úgy, hogy az eredmény feszültség dimenziójú mennyiség. Legyen a nominális feszültség, szilárdság: $\sigma_N = P/(b \cdot d)$ és $\sigma_{Nu} = P_u/(b \cdot d)$, [N/mm²], ahol σ_N – nominális feszültség, P – a (szerkezet) gerenda terhelése, b – keresztmetszet szélessége, d – a keresztmetszet (hatékony) magassága, σ_{Nu} – a (szerkezet) gerenda nominális szilárdsága, P_u – a (szerkezet) gerenda teherbírása.

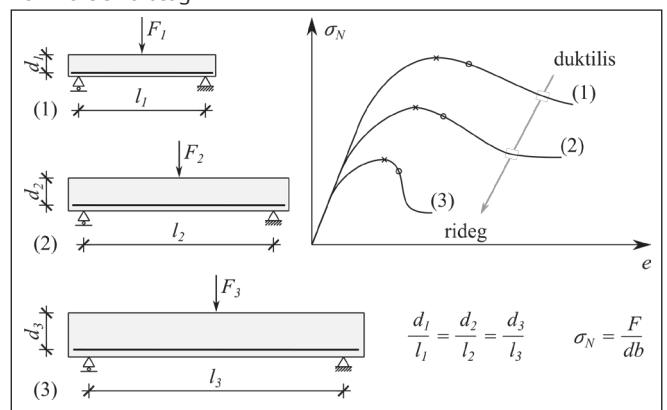
Kísérleti tapasztalat, hogy a geometriailag hasonló (minden mérete ugyanolyan arányban nő vagy csökken), de nagyobb méretű szerkezetnek a nominális szilárdsága kisebb és az alakváltozó-képessége is kisebb (2. ábra).

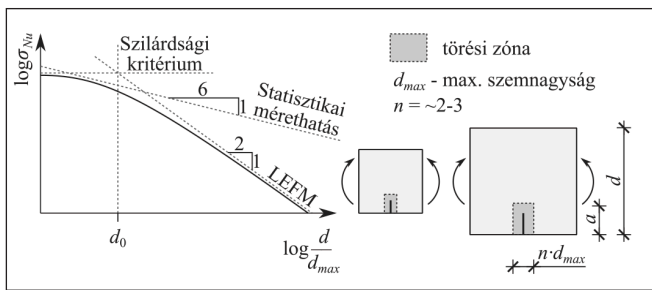
A szerkezet mérete befolyásolja annak alakváltozó-képességét, duktilitását és nominális szilárdságát is. Az utóbbit nevezük egyszerűen mérethatásnak. A tartószerkezetek alakváltozó-képessége, duktilitása a földrengésre történő méretezés esetében nagyon fontos paraméter, a nominális szilárdság változása pedig általában mindig fontos és figyelembeveendő hatás.

Nincs, nem tapasztalható mérethatás, ha a szerkezet tönkremenetelét az anyag, szilárdsági kritérium alapján vizsgálható, tönkremenetele okozza.

Jelentős a mérethatás, ha a szerkezet tönkremenetelét energiakritérium határozza meg, pl. a tönkremenetelt hosszú makro-repedés kifejlődése előzi meg. Ez jellemző pl. a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák nyírási tönkremenetelére, a vasbeton lemezek átszűrődására, vasbeton gerendák csavarási tönkremenetelére, a betonacél kihúzóására, betoncsövek hajlítási tönkremenetelére.

2. ábra: Különböző méretű, de geometriailag hasonló gerendák nominális feszültség-elmozdulás diagramja (Karihaloo, 1997; Bazant, Planas, 1998; Bazant, 2002). A legnagyobb nominális feszültség a nominális szilárdság.





3. ábra: Mérethatás: a nominális szilárdság csökkenése a szerkezet méretének növekedésével (Karihaloo, 1997; Bazant, 2002).

A kohéziós repedés modellel – feltételezve, hogy az energiadisszipáció a repedés hosszától és a törési zóna szélességétől függ – egyszerű összefüggés vezethető le (Bazant, 1984, 1986; Bazant, Sun, 1987; Bazant, 2002), ami megadja a geometriailag hasonló (ugyanúgy skálázott) szerkezetek nominális szilárdságának a szerkezet méretétől való függését, (1) (3. ábra).

$$\sigma_{Nu} = \frac{Bf_t}{\sqrt{1 + \frac{d}{\lambda_0 d_{max}}}} \quad (1)$$

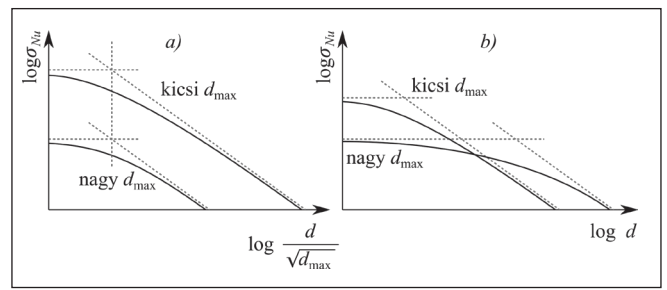
Az (1) egyenletben σ_{Nu} – nominális szilárdság, f_t – a beton húzószilárdsága, d – gerenda magassága, d_{max} – az adalékanyag maximális szemmagysága, B és λ_0 – kísérleti állandók.

Logaritmikus koordináta-rendszerben az (1) függvénynek vízszintes aszimptotája van, ha $d \rightarrow 0$, tehát a nominális szilárdság független a mérettől. Ez a képlékenységtan szerinti teherbírás számítás esete. Ha $d \rightarrow \infty$, akkor az (1) függvény aszimptotája $-1/2$ meredekségű (3. ábra). Ez a meredekség a lineárisan rugalmas törésmechanika (linear elastic fracture mechanics, LEFM) szerinti mérethatás, ami csak igen nagyméretű szerkezetek esetében érvényesül teljes egészében. Ekkor egyetlen repedés kialakulása és a tehernövekedés során való kifejlődése vezet a szerkezet tönkremeneteléhez.

A szerkezet geometriai skálázása, felnagyítása, során használhatjuk ugyanazt a betont, vagyis az adalékanyag maximális szemmagysága változatlan. Ekkor a mérethatásfüggvényt csak a $B \cdot f_t$ paraméter változtatja, lásd a 4.a ábrát. A különböző maximális szemmagysághoz tartozó mérethatásfüggvények csak akkor különbözőek, ha eltérő a betonok szilárdsága. Azonos szilárdság, betonosztály esetében a 4.a ábra két függvénye egybeesik.

Ha a geometriai skálázás során az adalékanyag maximális szemmagyságát is arányosan növeljük (4.b ábra), akkor mérethatásfüggvények átmetsződnek. Kicsi szerkezeti méretek esetében a kisebb maximális szemmagyságú beton, a nagy szerkezeti méretek esetében a nagyobb szemmagyságú beton használata előnyösebb. Ha a betonok szilárdsága, szilárdsági osztálya azonos, akkor a 4.b ábra két görbéjének azonos a vízszintes aszimptotája, lásd a 6. ábrát is, de nagy méreteknél mindenképpen a nagyobb maximális szemmagyság használata lesz előnyösebb.

Az anyag szilárdságának statisztikai változása (szórása) csak kismértékben befolyásolja a mérethatást. A Weibull-elmélet szerint, ha az anyag szilárdságát véletlen változónak tekintjük, akkor a szerkezet teherbírása a szerkezet méretének növekedésével csökken. Azonban a változás sokkal csekélyebb, mint amit a repedésképződés miatti energia disszipáció, a determinisztikus mérethatás okoz. A Weibull-elmélet szerinti statisztikus mérethatás változást 6:1 – 8:1 meredekségű egyenes mutatja a 3. ábrán, ami jóval csekélyebb változás, mint



4. ábra: Mérethatásfüggvény változó maximális adalékanyag szemmagyság esetében (Bazant, 1986): a) nominális szilárdság a függvényében, b) nominális szilárdság a d szerkezetméret függvényében. Megjegyzés: az ábrázolt esetben a kisebb d_{max} -hoz nagyobb betonszilárdság tartozik, azonos betonszilárdság esetében a két görbének közös a vízszintes aszimptotája.

a determinisztikus mérethatásra, nagy szerkezeti méreteknél jellemző, 2:1 változás.

A mérethatásfüggvény kísérleti paramétereket tartalmaz. A kísérleti elemek mérete ugyanakkor jóval kisebb intervallumban változtatható, mint amilyen tartományban az elméletet használni szeretnénk. A különböző kísérletek adatai és eredményei hiányosak, a mérethatás függvény levezetés feltételei nem vagy csak részben teljesülnek. Sok esetben a kísérletben vizsgált jelenség fizikai háttere, folyamatai sem ismertek teljesen. Ennek ellenére, mérnöki szempontból megfelelő és biztonságos méretezést lehetővé tevő módszerre van szükségünk. Egy kísérleti adatokra illesztett függvény extrapolációra alkalmatlan, hiszen az illesztett függvény csak a kísérleti elemek méretrendjében megfelelő.

A fizika dimenzióanalízis módszere (Bazant, Yu, 2005; Szirtes, 2006; Carpinteri, Accornero, 2021) és elmélete lehetővé teszi, hogy fizikailag helyes kapcsolatot teremtünk egy vizsgált probléma ismert és/vagy feltételezett fizikai paramétere között. Hátránya, hogy félempirikus, azaz kísérleti, mérési eredményekre van szükség az eredmény használatához.

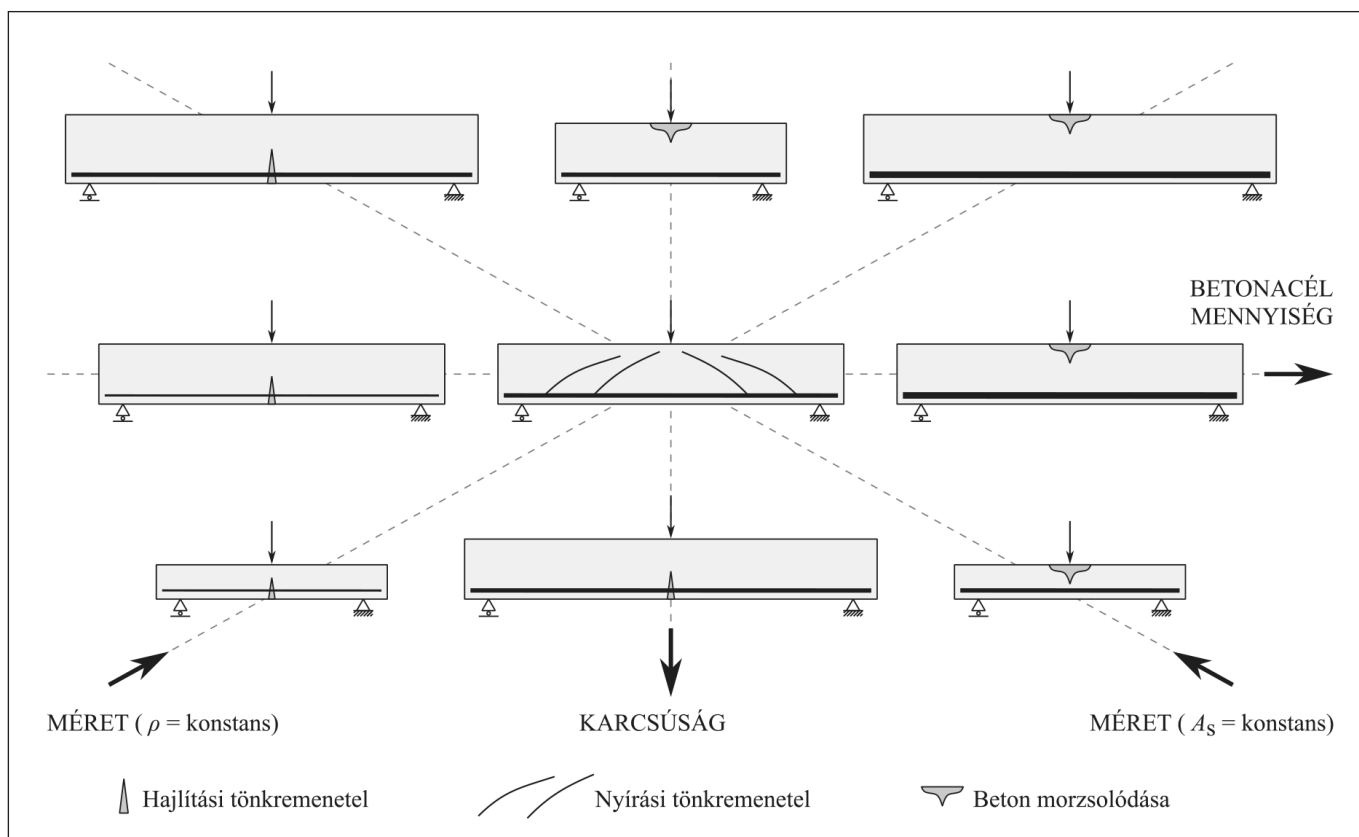
A dimenzióanalízis, dimenzióanalízist, például akkor célszerű alkalmazni (Szirtes, 2006), ha a vizsgálandó szerkezet túl nagy vagy túl kicsi, vagyis annak kísérleti vizsgálata nem valósítható meg. Továbbá célszerű az alkalmazása akkor is, ha a vizsgált szerkezet vagy rendszer paramétere közötti kapcsolatot szeretnénk meghatározni, „mivel az analitikus kifejezés bonyolult, pontatlan, illetve nem ismert” (Szirtes, 2006).

A mérethatásfüggvény összes paramétere, azok hatása, a mérethatást okozó fizikai folyamatok pontosan nem ismertek. A gyakorlatban is használható, a függvény aszimptotáit is helyesen visszaadó mérethatásfüggvényt, dimenzióanalízissel lehet meghatározni.

Ilyen mérethatásfüggvényt mutatunk be a következő fejezetben az irodalom alapján. A mérethatásfüggvény eredményeit saját kísérletek eredményeivel is összehasonlítjuk.

3. A NYÍRÁSI VASALÁS NÉLKÜLI VASBETON GERENDÁK TEHERBÍRÁSA, TÖNKREMETELI MÓDJAI ÉS AZ AZT BEFOLYÁSOLÓ PARAMÉTEREK

A vasbeton gerendák nyírási teherbírását sok jelenség, paraméter befolyásolja. Különböző megközelítések, elgondolások mentén, és módszerek segítségével készülnek, keletkeznek a nyírási modellek. Azonban minden esetben kísérletek szükségesek ahhoz, hogy a modell működőképes legyen



5. ábra: A tönkremeneteli módok közötti átment lehetőségei [Corrado, Ventura, Carpinteri, 2022].

vagy a működőképessége bizonyítható legyen. Máiig nincs matematikai (a jelenséget minden részletében egyenletekkel leíró) modell, és teljes, tiszta kép a vasbeton gerendák nyírás viselkedéséről. Sok ismeretünk és kísérleti tapasztalatunk van. A különböző kutatók, az eltérő tapasztalataik és a kísérleteikben használt gerendák pl. mérete miatt mást hangsúlyoznak, más jelenségeket tartanak fontosnak.

A nyírás teherbírást, tönkremeneteli módot befolyásoló paraméterek, jelenségek, a teljesség igénye nélkül:

- a gerenda keresztmetszeti méretei;
- a teher jellege és az igénybevételek arányának változása;
- a hosszvasalás mennyisége;
- a beton szilárdsága;
- a beton törési energiája, összefüggésben az adalékanyag maximális szemmagyságával;
- a makro-repedés két partja között átadódó normálfeszültség (lásd 2.1 Kohéziós repedésmodell) és nyírófeszültség (aggregate interlock, shear friction);
- a hosszvasalás hajlítási ellenállása, a csaphatás (dowel action);
- a nyomott beton nyírás ellenállása;
- a beton és a betonacél közötti kapcsolat.

A felsorolásban szereplő paraméterek és hatások egymással is kapcsolatban vannak, lehetnek. Jelenlétük és hatásuk mértéke változó, változhatnak a gerenda méretével, a hosszvasalás mennyiségével vagy a beton tulajdonságaival összefüggésben.

3.1 A nyírás vasalás nélküli vasbeton gerendák tönkremeneteli módjai

Vasbeton gerendák kísérletei során többféle tönkremeneteli mód megfigyelhető. A tönkremeneteli mód lehet duktilis vagy rideg. A tönkremenetelt károsodás – repedés és/vagy a betonnak a morzsolódása, szétesése – előzi meg. A látottak,

tapasztaltak sokszor egyértelműen leírhatók, magyarázhatók, néha pedig, egyéni értelmezés szerint, különböző kutatók különböző módon magyarázzák ugyanazt.

Carpinteri és társai (Carpinteri, Carmona, Ventura, 2011a; 2011b; Corrado, Ventura, Carpinteri, 2022) teherbírás szempontjából csak három tönkremeneteli módot különböztetnek meg: hajlítási tönkremenetel, nyírás tönkremenetel, és beton morzsolódása nyomásra. A vasbetongerenda méretének és vasalásának függvényében az egyik vagy másik következik be.

Hajlítási tönkremenetel: a maximális nyomaték helyén, egy közel függőleges repedés halad a húzott szélső száltól a nyomott felé. A tönkremenetelt a húzott vasalás megfojlyása, majd szakadása jelenti. Ez a tönkremenetel jellemző a kevés húzott vasalással készülő vasbetongerendákra. Ez a tönkremeneteli mód lehet duktilis vagy rideg, a betonacél mennyiségének a függvényében.

Nyírás tönkremenetel: egy nyírás repedés (alul függőlegesen induló, majd folyamatosan görbülő repedés) halad a húzott szélső száltól a gerenda nyomott része felé, ami két részre osztja a gerendát (tönkremenetelkor a repedés átfut a nyomott övön). Ekkor a gerenda két részét csak a rugalmas állapotban levő betonacél kapcsolja össze. Nincs mód másik teherviselő-mechanizmus aktivizálására. Ez a tönkremeneteli mód rideg.

Beton morzsolódása nyomásra: majdnem olyan, mint a nyírás tönkremenetel. Abban különböznek, hogy amikor a nyírás repedés eléri a nyomott övet, akkor egy másik teherviselő mechanizmus aktivizálható, ez az ívhatás. A nyomott öv és a támasz között kialakuló nyomott „ív” közvetlenül a támaszra továbbítja a terhet. Ez megnöveli a nyomófeszültséget a karcsú, nyírás repedés feletti részen, ahol egy ék alakú rész kitorése vezet tönkremenetelhez. Az ék alakú rész kitorése értelmezhető úgy, mint a nyírás repedés feletti karcsú rész stabilitásvesztése, vagy mint a beton morzsolódása nyomásra. Ez a tönkremeneteli mód is rideg.

Minden tönkremenetelt hosszú, kohéziós repedés kialakulása, fejlődése előz meg, ami alapfeltevése volt a mérhető

egyszerű, törésmechanikai modelljének. Ez a mérethatás modell vagy annak továbbfejlesztett változata használható a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák teherbírásának vizsgálatára.

(Megjegyezzük, hogy a nyírási tönkremenetel és a beton morzsolódása nyomásra a hajlítási teherbírás elérése után is bekövetkezhet. Ekkor ezek a tönkremeneteli formák a teherbírást nem, csak a gerenda alakváltozó képességét korlátozzák. Most csak azokkal az esetekkel foglalkozunk, amikor az egyes tönkremeneteli módok a gerenda teherbírását korlátozzák. Az alakváltozóképeség korlátozásának kérdésével is foglalkoztunk a (Ther, Sajtos, 2022) cikkben.)

Többféle módon elérhető az átmenet a hajlítási tönkremenetelből a nyírási tönkremenetelbe, majd a beton morzsolódásába (5. ábra).

1. Ha állandó a gerenda mérete, de növeljük a betonacél mennyiségét.
2. Ha állandó a betonacél mennyisége, de csökkentjük a gerenda méretét.
3. Ha növeljük a gerenda méretét állandó vashányad mellett.
4. Ha csökkentjük a gerenda karcsúságát (feszítáv és a keresztmetszet magasságának aránya).

A tönkremeneteli mód változásának lehetőségeit Carpinteri és társai elméletileg, a lineárisan rugalmas törésmechanika eszközeivel (Carpinteri, Carmona, Ventura, 2011a; 2011b), és kísérletileg (Corrado, Ventura, Carpinteri, 2022) is igazolták.

A négy tönkremenetelmenti lehetőségéből kettő, a 2. és a 3. közvetlenül kapcsolódik a mérethatás jelenségéhez. Az 1. és a 4. pedig közvetve hozható vele összefüggésbe.

3.2 A nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák mérethatásfüggvénye

A korábban röviden ismertetett mérethatás modell (Bazant, 1984, 1986) kísérleti paraméterei nem állandó, konstans értékek abban az értelemben, hogy ezek is olyan paraméterek függvényei, amelyek befolyásolják a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák teherbírását, viselkedését. Akkor állandók, ha nem változik a gerenda vashányada, a beton nyomószilárdsága, maximális szemmagysága, a gerenda karcsúsága, a teher fajtája, és még más, amire nem is gondolunk. Csak a gerenda méreteit változtatjuk, mindegyiket azonos arányban. Ha valami mást megváltoztatunk, akkor a mérethatás függvény jellege nem, de értékei változnak. Ebben a formában a mérethatásfüggvény tehát nem alkalmas arra, hogy a gyakorlatban is használható legyen.

Mivel máig nincs matematikai modell, és teljes, tiszta kép a vasbeton gerendák nyírási viselkedéséről, ezért nem ismerjük, nem tudjuk azonosítani az összes teherbírást befolyásoló paramétert. De nagyon sok ismeretünk és kísérleti tapasztalatunk van, ami lehetővé teszi, hogy összegyűjthetők legyenek azok a paraméterek, amelyek bizonyosan, vagy legalább bizonyos körülmények között nagy hatással vannak a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák teherbírására.

A már említett dimenzióanalízis (Szirtes, 2006; Carpinteri, Accornero, 2021) segítségével fizikailag helyesen lehet összekapcsolni ezeket a változókat úgy, hogy a szükséges kísérleti paraméterek már tényleg „állandónak” vehetők. Az (1) mérethatásfüggvény aszimptotikus viselkedését (3. ábra) is figyelembe lehet és kell venni a dimenzióanalízis használatánál.

Bazant és Yu (Bazant, Yu, 2005) dimenzióanalízis alapján az alábbi összefüggés használatát javasolja nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák nyírási teherbírásának meghatározására:

$$v_u = \frac{v_0}{\sqrt{1 + \frac{d}{d_0}}} \quad (2)$$

ahol

$$v_u = \frac{V}{b_w d} \quad (3)$$

a „nyírószilárdság”, azaz a (szerkezet) gerenda nominális szilárdsága, [MPa]; V – a gerenda teherbírásához tartozó maximális nyíróerő, [N]; b_w (b) – a (nyírt) keresztmetszet szélessége, [mm]; d – a keresztmetszet (hatékony) magassága, a gerenda jellemző mérete, [mm]; d_0 – viselkedésátmeneti gerendaméret, [mm]. Ha $d > d_0$ akkor a tönkremeneteli mód rideg, ha pedig $d < d_0$ akkor pedig duktilis.

$$v_0 = \mu \cdot \rho^{3/8} \left(1 + \frac{d}{a}\right) \sqrt{f_c} \quad (4)$$

ahol

v_0 – a nominális szilárdság értéke, [MPa], ha $d \rightarrow 0$; $\mu = 1,10$ a nominális szilárdság átlagértékének számításához és $\mu = 0,83$ a nominális szilárdság tervezési értékének számításához; ρ – a vashányad; f_c – a beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke, [MPa]; a/d – nyírási karcsúság (részletesen lásd a 3.2.5 fejezetben).

$$d_0 = 693,78 \cdot f_c^{-2/3} \sqrt{d_{max}} \quad (5)$$

ahol

d_{max} – az adalékanyag maximális szemmagysága, [mm].

Fontos hangsúlyozni, hogy bár a (4) és (5) egyenletekben vannak kísérleti adatok alapján meghatározott állandók, de ezek meghatározása mégsem a szokásos statisztikai függvényillesztést jelenti. A függvényalak nem az ábrázolt adathalmaz képe alapján intuitíven felvett forma, hanem a jelenség, ha mégoly egyszerű fizikai modelljének, (1), és a dimenzióanalízis helyes fizikai kapcsolatot eredményező módszerének, a következménye. A fizikai folyamatokat helyesen leíró függvényalaknak a kísérleti adatokra történő statisztikai illesztése eredményezte a (4) és (5) egyenletekben található állandókat. A függvényillesztéshez és a paraméterek kapcsolatának meghatározásához Bazant és Yu (2005) az ACI-445F adatbázis (Reineck et al, 2003) kísérleteinek adatait használta. Ezen kívül még, többek között, Leonhardt és Walter (1962), Kani (1967), a Northwestern University (Bazant, Kazemi, 1991), a University of Toronto (Collins, Kuchma, 1999; Angelakos et al, 2001) kísérleteit is figyelembe vették, összesen közel 400 kísérletsorozat adatait (ez több ezer gerendakísérletet jelent). Az illesztett függvény variációs tényezője 14-15%, annak ellenére, hogy a kísérletek térben és időben különböző helyen és korban készültek, egyáltalán nem a mérethatásfüggvény meghatározása céljából.

A kísérleti adatok közelebb vannak a lineárisan rugalmas törésmechanika szerinti 2:1, mint a Weibull féle laposabb aszimptotához. Ez is mutatja, hogy rideg a vasbeton gerendák nyírási tönkremenetele. Továbbá ez azt is jelenti, hogy a törési energia sokkal fontosabb paraméter ebben az esetben, mint a szilárdság. *Fontos megjegyezni, hogy a (2) és (3) egyenletekkel megadott „nyírószilárdság” nem a gerenda egy bizonyos keresztmetszetéhez, hanem magához az adott terhelésű, anyagú és méretű gerendához tartozik. Mindez független attól, hogy a gerenda mentén hol alakul ki a tönkremenetelt okozó nyírási repedés a maximális nyíróerő helyéhez képest.*

Ez azt is jelenti, hogy ha ugyanolyan vasbeton gerendát más jellegű (koncentrált, megoszló), elrendezésű teherrel terhelünk, akkor a különböző terhelésű gerendák „nyírószilárdsága” (teherbírása) különböző lesz, és eltérő helyen jelenik meg a nyírási repedés.

A következő fejezetekben a (2) függvényt befolyásoló paraméterek hatását vizsgáljuk meg. Megpróbáljuk megérteni, hogy milyen fizikai jelenségek, folyamatok köthetők hozzájuk.

3.2.1 A gerenda méretének a hatása

A gerenda d méretének a hatása jól kiolvasható az (1) és (2) egyenletekből (3. ábra). A d méret változtatása az összes többi méretnek (támaszköz, szélesség) ugyanolyan arányú változtatását is jelenti.

Ha megváltoztatjuk a gerenda magasság-szélesség arányát, akkor ugyanaz a mérethatásfüggvény, (1) és (2) egyenlet független a szélességtől. Azonban a nominális szilárdságból számítható nyírási ellenállás – a nyíróerő – a szélességgel egyenes arányban változik.

A gerenda és a törési zóna (FPZ) méretének egymáshoz való viszonya befolyásolja, meghatározza a gerenda tönkremeneteli módját. A törési zóna mérete összefüggésben van az adalék maximális szemmagyságával is. A maximális szemmagyság növelése növeli a törési zóna méretét.

Ha a törési zóna mérete (lásd 2.1 fejezet) kicsi a gerenda méreteihez képest, akkor a lineárisan rugalmas törésmechanika jól modellezi a gerenda rideg viselkedését. Ilyenkor biztosan kifejlődik egy makro-repedés, ami a repedéshossz növekedésének végén instabilan terjed, rideg viselkedést eredményezve. A makro-repedésnek a kialakulása fokozatosan csökkenti a gerenda teherbírását biztosító méretét. Ha a gerenda (keresztmetszeti) mérete és a törési zóna mérete között kicsi a különbség, akkor a gerendának duktilis a viselkedése, amint az a 3. ábra alapján is megállapítható. Ilyenkor a törési zóna gyakorlatilag a teljes hatékony magasságban megjelenik, anélkül, hogy makro-repedés alakulna ki, azaz nem csökken lényegesen a teherbírás biztosító rész. A kohéziós repedésmodellnek megfelelően ekkor még a feszültség is kellően nagy a törési zónában.

A gerenda támaszközét is a többi mérettel azonos módon skálázzuk. Egy mérethatásfüggvényhez a feszítáv/magasság aránya, a hajlítási karcsúság állandó (Palotás, 1973). Tehát a gerenda támaszköze közvetlenül nem befolyásolja a nyírási ellenállást. Azonban, mivel a hatékony magassággal arányosan változik a támaszköz, a d méret nem önmagában változtatja a nyírási ellenállást, hanem a szélességgel és a támaszközzel együtt közösen teszik azt.

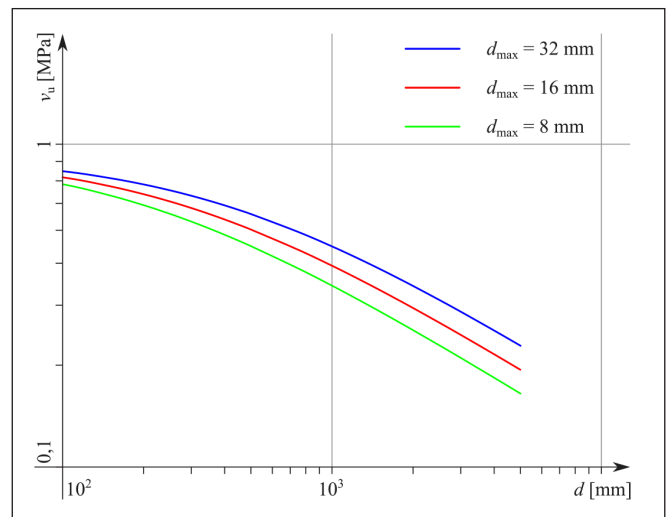
A támaszközzel arányos a nyírási karcsúság is (Palotás, 1973; Kani, 1964), ami a geometriai méretektől eltérő módon hat a nyírási teherbírásra (lásd 3.2.5 fejezetben).

3.2.2 A beton szilárdságának a hatása

A beton szilárdsága, nyomószilárdsága, f_c , megjelenik mind a v_0 , (4), és mind a d_0 , (5) képletében, tehát a (2) összefüggés számlálójában és nevezőjében is.

A számlálóban f_c növekedése növeli a nyírószilárdságot, a mérethatásfüggvény (3. ábra) fölfelé tolódik el. Mivel $\sqrt{f_c}$ a beton húzószilárdságával arányos, ezért a beton húzószilárdságának növelése növeli a gerenda nyírószilárdságát.

A nevezőben f_c növekedése csökkenti d_0 viselkedésátmeneti méret értékét. Ha $d > d_0$ akkor a tönkremeneteli mód rideg, ha pedig $d < d_0$ akkor duktilis. Az f_c növelésével csökkenő d_0 érték azt jelenti, hogy ha növeljük a beton szilárdságát, már kisebb gerendaméretnél tapasztalható rideg viselkedés.



6. ábra: A gerenda nyírószilárdságának változása a beton adalékanyag maximális szemmagyságának növekedésével: C30/37, $\rho = 0,5\%$, $a/d = 3$.

3.2.3 Az adalékanyag maximális szemmagyságának a hatása

Az adalékanyag maximális szemmagysága, d_{max} , a d_0 viselkedésátmeneti méretet, (5), változtatja. Hatását úgy tárgyaljuk, hogy feltételezzük, a betonosztály és a beton szilárdsága nem változik, ezen kívül a vashányadot és a nyírási karcsúságot is állandónak vesszük.

A d_{max} növelésével nő a d_0 viselkedésátmeneti méret, azaz nagyobb méretű szerkezeteknek is duktilis lesz a tönkremeneteli módja (6. ábra). Azonos méretű gerendák esetében a d_{max} növelése – a gerenda méretének függvényében kisebb-nagyobb mértékben – növeli a gerenda nyírószilárdságát (6. ábra). A nyírószilárdság változásáról az 1. és 2. táblázat ad tájékoztatást. A beton nyomószilárdságának, pl. két betonosztállyal történő változása csak nagyon kicsit, 1-3%-ban változtatja a nyírószilárdságot. A d_{max} növelése jelentősen, akár 20-30%-kal is növelheti a gerenda nyírószilárdságát (lásd 1. és 2. táblázat) normálszilárdságú betonok esetében, a gerendaméret függvényében. A vashányad és a nyírási karcsúság nem változtatja a d_{max} okozta nyírószilárdságváltozás mértékét.

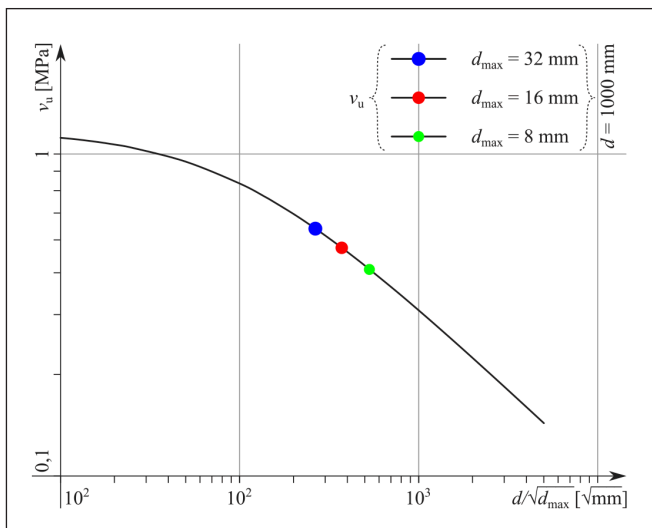
A mérethatásfüggvény ábrázolható a változó függvényében

1. táblázat: A C30/37, $\rho = 1,0\%$, $a/d = 3$ gerenda nyírószilárdságának változása %-ban, a mérethatásfüggvény szerint, a beton adalékanyag maximális szemmagyságának növekedésével. A változást a $d_{max} = 8$ mm szemmagyságú betonnal készült gerendához képest határoztuk meg az egyes magassági méretekhez.

| d_{max} [mm] | A gerenda magassága, d [mm] | | | | |
|----------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1500 |
| 8 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 16 | +9,2 | +12,3 | +14,0 | +15,0 | +16,1 |
| 32 | +17,5 | +24,5 | +28,4 | +30,8 | +33,7 |

2. táblázat: A C20/25, $\rho = 1,0\%$, $a/d = 3$ gerenda nyírószilárdságának változása %-ban, a mérethatásfüggvény szerint, a beton adalékanyag maximális szemmagyságának növekedésével. A változást a $d_{max} = 8$ mm szemmagyságú betonnal készült gerendához képest határoztuk meg az egyes magassági méretekhez.

| d_{max} [mm] | A gerenda magassága, d [mm] | | | | |
|----------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1500 |
| 8 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 16 | +7,9 | +11,2 | +12,9 | +14,1 | +15,4 |
| 32 | +14,9 | +21,8 | +25,9 | +28,5 | +31,8 |



7. ábra: A gerenda nyírószilárdságának változása a $d^{\sqrt{d_{\max}}}$ függvényében: C20/25, $\rho = 0,5\%$, $a/d = 3$.

is (7. ábra). Ha a betonosztály, a beton szilárdsága nem változik, és a vashányadot valamint a nyírási karcsúságot is állandónak vesszük, akkor egyetlen függvénnyel lehet megadni az összes lehetséges méret és maximális szemmagyság kombinációhoz a gerenda nyírószilárdságát. Ezen a függvényen jobban látható, hogy egy adott méretű gerenda nyírószilárdságát hogyan változtatja a maximális szemmagyság. A maximális szemmagyság növelése csökkenti a értékét, ami nagyobb gerenda nyírószilárdságot jelent, lásd a 7. ábrát.

Az adalékanyag maximális szemmagyságának, d_{\max} , a változása, adott betonosztály, betonszilárdság, esetében változtatja a beton törési energiáját. Ez a kohéziós repedésmodell szerint szabályozza a törési zónában levő feszültségek nagyságát és eloszlását, továbbá meghatározza a repedésterjedés lehetőségét a repedéstágasság függvényében.

Az adalékanyag szemszerkezete szerint alakul a makrorepedés felületének a geometriája. Ha kicsi a maximális szemmagyság, akkor a repedésfelület tapintásra érdes, de nem nagyon „hullámzó”. Ha nagy a maximális szemmagyság, akkor a repedésfelület tapintásra inkább sima, de nagymértékben „hullámzó”.

A repedésfelülettel párhuzamos relatív eltolódás során aktivizált nyírási ellenállást (aggregate interlock, shear friction) – a szemcse-cementhabarcs kapcsolat erősségén és a cementhabarcs szilárdságán kívül – elsősorban a repedési felület geometriája, tehát az adalékanyag szemszerkezete és az azt jellemző maximális szemmagyság befolyásolja.

(A repedésfelülettel párhuzamos relatív eltolódás lehetőségét a gerenda hosszvasalása szabályozza, ha lenne nyírási vasalás, pl. kengyel, akkor az is korlátozná ezt a mozgást és így a neki megfelelő nyírási ellenállást.)

A maximális szemmagyság, d_{\max} , paraméteren keresztül a beton törési energiájának, a törési zóna kohéziós repedéseinek és a repedésfelület nyírási ellenállásának (aggregate interlock, shear friction) a gerenda nyírási ellenállását befolyásoló hatását is figyelembe veszi a modell.

A törési zóna kohéziós feszültségei kisméretű gerendáknál nagymértékben hozzá tudnak járulni a gerenda nyírási ellenállásához, pl. ez elérheti a teljes nyírási ellenállás 30%-át (Cavagnis, Ruiz, Muttoni, 2018). Nagyméretű gerendáknál ennek a hatása csekély. Hasonló mondható el a repedésfelület nyírási ellenállásáról (aggregate interlock, shear friction) is.

3.2.4 A gerenda hosszvasalásának hatása

A gerenda hosszvasalását a ρ vashányaddal jellemezzük. A ρ vashányad növelése, a (4) képlet szerint növeli a gerenda nyírószilárdságát.

Ha növeljük a hosszvasalás mennyiségét, mivel az gátolja a nyírási repedés megnyílását, ezért növelhető a gerendán a teher azzal összefüggésben, hogy a makro-repedés terjedését a törési energia és a kritikus repedéstágasság elérése indítja. Ha nagyobb teherrel terjed tovább a repedés, akkor a nagyobb teherhez tartozó rövidebb repedés felett nagyobb a nyomott öv magassága, arányosan a nagyobb teherrel, ami megfelelő ellenállást tud biztosítani. (Megjegyezzük, hogy a nyomott övben elhelyezett hosszvasalás is növeli a gerenda nyírási teherbírását azzal, hogy ez is gátolhatja a nyírási repedés megnyílását és csökkenti a betonban működő nyomófeszültség nagyságát. Mindkét hatás hátráltatja a nyomott betonöv tönkremenetelét.)

A vashányad növelése megváltoztatja a gerenda tönkremeneteli módját is, amint azt már a 3.1 fejezetben is írtuk. Állandó gerendaméret mellett, a vashányad növelésével, a rideg hajlítási, majd duktilis hajlítási tönkremenetel után a rideg nyírási, ezután pedig a rideg tönkremenetelt okozó betonmorzsolódás várható. Ha állandó a ρ vashányad és arányosan növeljük a gerenda méretét, akkor ugyanilyen rend szerint változik a tönkremeneteli mód a gerenda méreteinek növekedésével.

A rideg – duktilis hajlítási tönkremenetelátmenethez tartozik a – szabványban megadott – minimális vashányad.

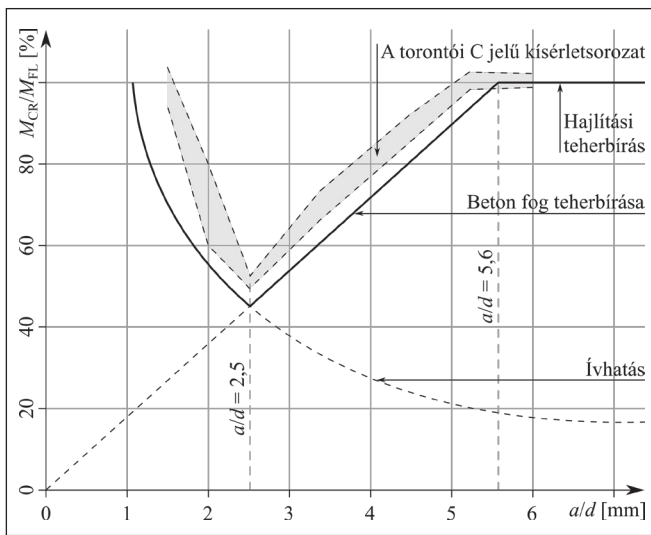
3.2.5 A nyírási karcsúság hatása

A nyírási karcsúság, a/d , mint fogalom ugyan csak később alakult ki, de Kani volt az első, aki mélyrehatóan, és értelmezően foglalkozott vele (Kani, 1964, 1966, 1967). Kortársai (Leonhardt és Walter, 1962; Palotás, 1967) figyelmét sem kerülte el a jelenség. Nagyszámú kísérlete kapcsán Kani megfigyelte, hogy azonos keresztmetszeti méretek mellett a nyírási vasalás nélküli gerendák támaszköze hogyan befolyásolja a teherbírásukat. Bevezette a nyírási hossz fogalmát (shear span – a dominánsan nyírt gerendaszakasz hossza), ami a maximális nyomaték és maximális nyíróerő hányadosa: $a = M_{\max} / V_{\max}$. Ennek segítségével definiálta a nyírási karcsúságot: a/d , melyben d a keresztmetszet hatékony magassága. Három és négyponos hajlítás esetén a egyenlő a támasz és a hozzá közelebbi terhelési pont távolságával, azaz háromponos hajlítás esetében a támaszköz fele a nyírási hossz. Egyenletesen megoszló teher esetében pedig a támaszköz negyedével lesz egyenlő.

Kísérleteinek kiértékelésekor Kani a különböző szélességű és magasságú gerendák eredményeinek összehasonlíthatósága érdekében nem a valós teherbírást, hanem a törőteherhez tartozó nyomaték érték, M_{CR} , valamint a keresztmetszet képlékeny nyomatéki ellenállásának M_{FL} , hányadosát használta, M_{CR}/M_{FL} . Az eredmények a 8. ábrán láthatóak.

Kani a gerendák tönkremeneteli módjait három jól elkülöníthető csoportba osztotta:

- Ha a nyírási karcsúság kisebb, mint 2,5, akkor a gerendák tönkremeneteli oka a beton morzsolódása az ívhatás következtében, a gerenda teherbírása általában nem éri el a hajlítási teherbírását. (Vegyük észre, hogy a 2,5-es nyírási karcsúság háromponos hajlítás esetén 1:5 arányú gerendát jelent, mely a gerenda modelljeink alsó korlátja.)
- Ha a nyírási karcsúság nagyobb, mint 5,6 (ez az érték vasalás függő, ahogy Kani később ezt is megmutatta (Kani, 1966)), ekkor hajlításra megy tönkre a gerenda.
- A két előbbi érték közötti nyírási karcsúságoknál nyírássra



8. ábra: Kani-völgy: nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák teherbírása a nyírási karcsúság függvényében (Kani, 1964, 1966, 1967).

megy tönkre a gerenda, ekkor a gerenda teherbírása nem éri el annak hajlítási teherbírását.

Az utóbbi tönkremenetelt Kani (1964) az ún. konzolhatással (cantilever action) próbálta meg leírni, mellyel konzervatív, de a Morsch-féle rácsostartó modellnél pontosabb becslést tudott adni a nyírási ellenállás számításához. (Megjegyezzük, hogy a gerenda hajlítási teherbírásának elérése után is bekövetkezhet nyírási tönkremenetel, azonban ekkor az csak a gerenda alakváltozóképeségét, duktilitását korlátozza.)

Későbbiekben az ábra alakja miatt (8. ábra) a jelenséget Kani-völgynek nevezték el.

A szerzők véleménye szerint a Kani-féle (Kani, 1964) és a Carpinteri-féle (Carpinteri et al, 2011) tönkremeneteli formák páronként megfeleltethetők egymásnak.

A nyírási karcsúság, a/d , a (2) képlet számlálójában, formában jelenik meg. A nyírási karcsúság növekedésével az összeg csökken, tehát a gerenda nyírószilárdsága csökken. A függvényillesztéshez használt adatbázisban a gerendák nyírási karcsúsága 3,5 és 8 között változott.

Az $1+(a/d)^{-1}$ összeg két tagja úgy értelmezhető, mint a gerendák nyírási viselkedésénél megkülönböztethető gerenda- és ívhatáshoz tartozó nyírási teherbírásrészek, $V = V_A + V_B$, (Bazant, Kim, 1984). Az ívhatásnak (B) megfelelő teherviselési mód esetében a teher (a nyíróerő) egy része közvetlenül a támaszra hárítható a gerendán belül kialakuló nyomásvonal mentén. Az ívhatáshoz tartozó nyírószilárdságrész egyenesen arányos a nyírási karcsúság fordítottjával $V_B/(b \cdot d) \sim d/a$. A gerendahatás (A) esetében pedig a teher (a nyíróerő) a beton és a betonacél közötti együttműködés eredményeként egyensúlyozható. Ekkor a nyírószilárdságrész egy pozitív konstans adja, $V_A/(b \cdot d) =$ pozitív konstans, ami a javasolt (4) képletben 1.

Az ívhatás a támaszok közelében mindenképpen hatékony, és ennek a következménye, hogy itt csökkenthető a méretezéshez használt nyíróerő. Az ívhatás akkor lehet domináns az egész gerendán, ha a gerenda zömök, tehát a hajlítási karcsúsága kicsi.

4. KÍSÉRLETI PROGRAM

Kisméretű, nyírási „nem” vasalt vasbeton gerendákkal hárompontos hajlítókísérleteket végeztünk 2000-ben, a Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék, Czákó Adolf Laboratóriumában. A kísérletben azt vizsgáltuk, hogy a beton adalékanyag szemszerkezete hogyan befolyásolja a gerenda viselkedését, tönkremeneteli módját és teherbírását, ha a használt beton

3. táblázat: A kísérlethez használt beton és betonacél jellemzői.

| Beton | | | | | Betonacél | | |
|-----------------------|----------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|----------------------|
| $f_{cm,cyl}$ [MPa] | f_t [MPa] | E_c [GPa] | d_{max} [mm] | G_F [N/m] | f_{sy} [MPa] | E_s [GPa] | ρ [%] |
| 16,5 | 1,25 | 25,4 | 8 | 35,5 | 607,1 | 203 | 0,71 vagy 1,07 |
| 22,1 | 1,75 | 28,0 | 16 | 52,5 | | | |
| 21,9 | 1,74 | 27,9 | 32 | 100,5 | | | |

betonosztálya, szilárdsága ugyanaz. A szemszerkezet jellemzésére az adalékanyag d_{max} maximális szemmagyságát használtuk.

Háromféle maximális szemmagysággal, 8 – 16 – 32 mm, C16/20 betonosztályú betont terveztünk. Mindegyik betonból, kétféle vasalással (2 ϕ 8 mm és 3 ϕ 8 mm), 3-3 db, összesen 18 db, 1,00 m támaszközű, 100/140 mm keresztmetszeti méretű gerendát készítettünk, $a/d = 3,97$ nyírási karcsúsággal (9. ábra). (Minden gerenda nyomott övében elhelyezésre került 2 ϕ 8 mm betonacél is, amelyeket $\phi 4,2/250$ mm kiosztású kengyelekkel pozícionáltunk. A feltételezésünk szerint ezek a kengyelek érdemben nem befolyásolták a gerendák nyírási teherbírását, mivel a kengyelek távolsága lényegesen nagyobb, mint a gerenda hatékony magassága.)

A beton szilárdságát szabványos próbakockákon, a betonacél jellemzőit húzott próbapálcán mértük. A kockaszilárdság alapján becsültük a beton többi, elméleti modellekhez szükséges jellemzőit. A beton törési energiáját a RILEM ajánlása (Karihaloo, 1997) alapján határoztuk meg. A beton és a betonacél anyagjellemzőit a 3. táblázat tartalmazza.

A megszilárdult betonok betonosztályba sorolását az MSZ 4798:2016 szabvány alapján végeztük el. A 16 és 32 mm maximális szemmagysággal készített betonok szilárdsági osztálya a tervezettnél megfelelő és azonos, C16/20 lett. A $d_{max} = 8$ mm-es beton szilárdsága kisebb, a betonosztálya C12/16 volt. (Megjegyezzük, hogy amennyiben az MSZ EN 1992-1-1:2010 szabványnak a betonszerkezetek tervezése során használandó, a karakterisztikus szilárdsághoz tartozó, átlagos szilárdsági adatok számítási módjából indulunk ki, akkor a kísérleti betonok betonosztálya C16/20 helyett C12/16 és C12/16 helyett C8/10 lenne. A kísérletek értékelése szempontjából az a fontos, hogy a 16 és 32 mm maximális szemmagysággal készített betonok szilárdsági osztálya azonos és a $d_{max} = 8$ mm-es beton eggyel alacsonyabb szilárdsági osztályba tartozik.)

A mai építési viszonyok között a kísérleti betonok szilárdsága alacsony. A kísérleti eredmények jövőbeli használhatóságát, hasznosságát azonban mi sem bizonyítja jobban, minthogy a közeljövőben egyre több korábban épült és/vagy történeti vasbetonszerkezetet kell felújítanunk, megmentenünk, többek között a fenntarthatósági szempontok fontosságá válása, a klímacélok elérése, azaz a széndioxid kibocsátás csökkentése érdekében.

A 32 mm maximális szemmagyságú beton nem ideális a gerenda kicsi keresztmetszeti méretei és az ebből adódó betonacél távolság miatt. A kísérletek tervezése idején rendelkezésünkre álló körülmények és lehetőségek ismeretében született meg annak idején a döntés a 32 mm maximális szemmagyságú beton kísérleti használatáról annak érdekében, hogy a kísérleti célok olyan paraméter tartományban legyenek megvalósíthatók, ami az eredmények alapján lehetőséget biztosít bizonyos általános következtetések levonására is. Sem a gerendák betonozása, sem a kísérletek során nem volt rossz tapasztaltunk amiatt, hogy nagy volt az adalékanyag maximális szemmagysága. A gerendák nem lettek fészkesek és a 3-3 kísérleti gerenda mind a tönkremeneteli mód, mind a teherbírás tekintetében hasonló eredményt adott.

Az előzetes, szabványos, tervezési módszerek szerint a kísérleti gerendák hajlítási teherbírása kisebb, mint a nyírási teherbírás, azaz duktilis, hajlítási tönkremenetel volt várható.

4.1 Kísérletek kiértékelése, eredmények

A kísérletek során, az előzetesen várthoz képest más, különböző tönkremeneteli módokat és eltérő teherbírást tapasztaltunk a változó maximális szemmagyságú betonnal és más vasalással készülő gerendáknál (4. táblázat). A 3-3 azonos típusú gerenda viselkedése és teherbírása hasonló volt.

A gerendák végső, tönkremeneteli állapotában a repedéskép, a töréskép, a 10. és 11. ábrán láthatóak a kétféle vasaláshoz és változó maximális szemmagysághoz.

A teher – lehajlás ábrák (12. és 13. ábrák) alapján megállapítható, hogy:

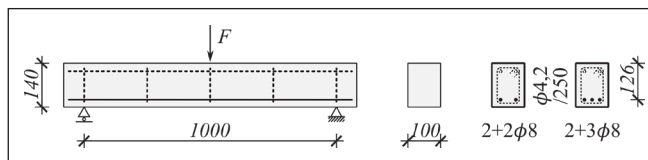
A $2\phi 8$ vasalás esetében (10. és 12. ábrák):

- Amikor $d_{\max} = 8$ mm, a gerenda nem érte el a hajlítási teherbírását és nyírásra ment tönkre, a tönkremenetelt okozó ferde nyírási repedés meredek és a támaszhoz közelebb alakult ki.
- Amikor $d_{\max} = 16$ mm, a gerenda hajlításra ment tönkre, nagy alakváltozóképeséggel, duktilisan, a húzott vasalás közepén, a koncentrált erő alatt megfolyt.
- A $d_{\max} = 32$ mm maximális szemmagyságú gerenda nyírásra ment tönkre, de a teherbírása éppen elérte annak hajlítási teherbírását, tehát a nyírási tönkremenetel „csak” a gerenda alakváltozóképeségét korlátozta, a tönkremenetelt okozó ferde nyírási repedés meredek és a koncentrált terhelő erőhöz közel alakult ki.

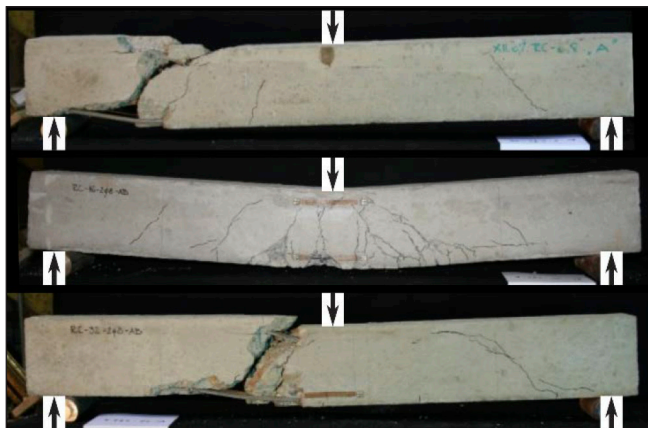
A $3\phi 8$ vasalás esetében (11. és 13. ábrák):

- Amikor $d_{\max} = 8$ mm és $d_{\max} = 16$ mm, a gerenda nem érte el a hajlítási teherbírását és nyírásra ment tönkre, mindkét esetben a tönkremenetelt okozó ferde nyírási repedés meredek és a támaszhoz közelebb alakult ki.
- A $d_{\max} = 32$ mm maximális szemmagyságú gerenda is nyírásra ment tönkre, de a teherbírása talán elérte annak hajlítási teherbírását, azaz a nyírási tönkremenetel megakadályozta a gerenda duktilis alakváltozóképeségét, a ferde nyírási repedés lapos és a „támasztól” a terhelő koncentrált teherig fut.

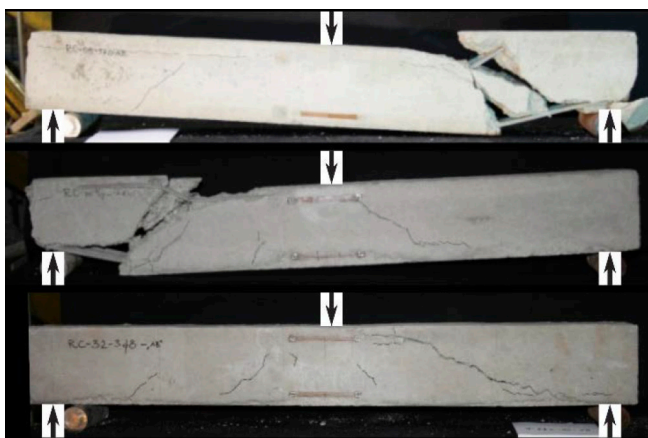
Már korábban is vizsgáltuk a tönkremeneteli mód és teherbírás ilyen módon történő változását, változékonyságát, összefüggésben a d_{\max} maximális szemmagyság változásával. Vajk és Sajtos (2015) megmutatta, hogy a „kritikus nyírási repedés elmélet” (Critical Shear Crack Theory), (Muttoni, Ruiz, 2008), és a *fib* Model Code 2010 (*fib*, 2013) alapján általában jól becsülhető a gerendák teherbírása és tönkremeneteli módja is,



9. ábra: A kísérleti elem geometriája, vasalása és terhelési módja.



10. ábra: A $2\phi 8$ vasalású gerendák végső, tönkremeneteli állapotának repedésképe: (fentről lefelé) $d_{\max} = 8$ mm, $d_{\max} = 16$ mm, $d_{\max} = 32$ mm.



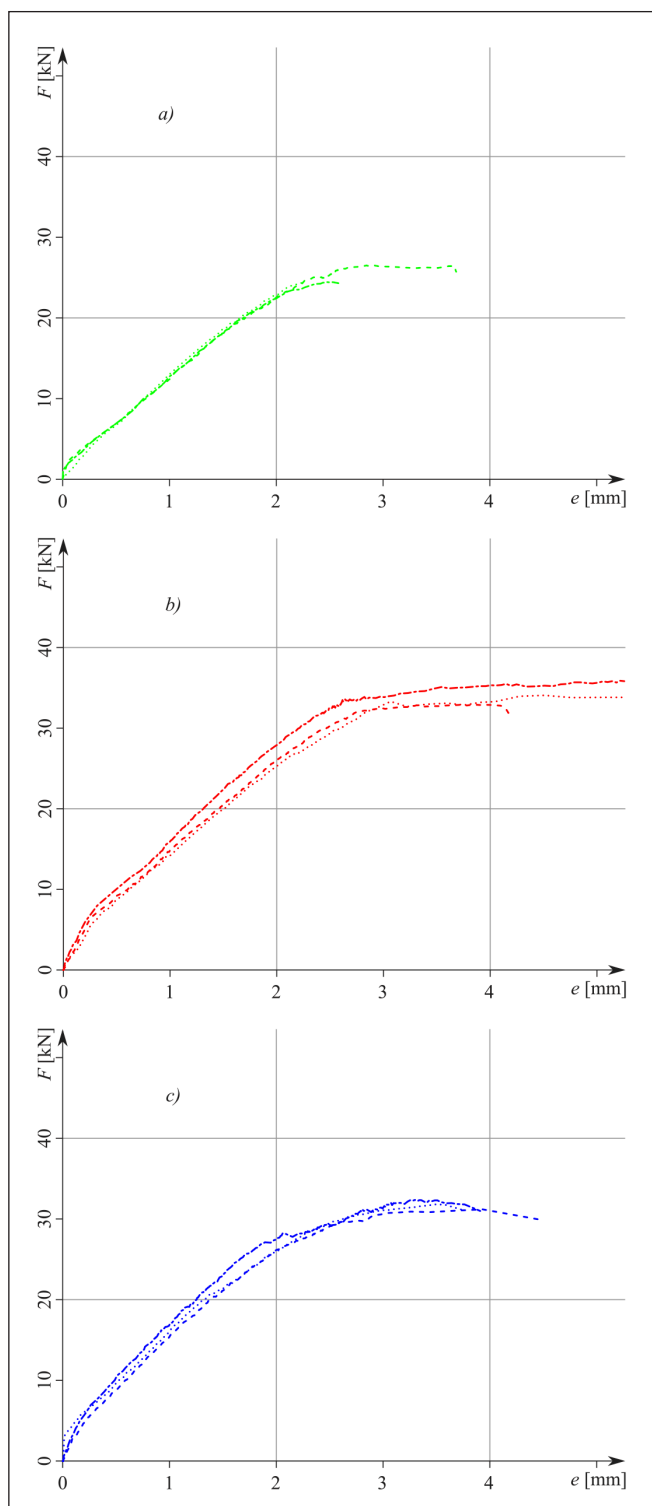
11. ábra: A $3\phi 8$ vasalású gerendák végső, tönkremeneteli állapotának repedésképe: (fentről lefelé) $d_{\max} = 8$ mm, $d_{\max} = 16$ mm, $d_{\max} = 32$ mm.

kivéve a duktilis hajlítási tönkremenetelt. Ther és Sajtos (2022) az ATENA nem-lineáris végeelem szoftver használatával megmutatta, hogy a kísérleti gerendák teherbírása, és tönkremeneteli módja a kísérleteknek megfelelően határozható meg a numerikus szimuláció segítségével (14. ábra). A számításban külön vizsgáltuk a gerenda szimmetrikus és aszimmetrikus tönkremeneteli módjának a teherbírását befolyásoló hatását is.

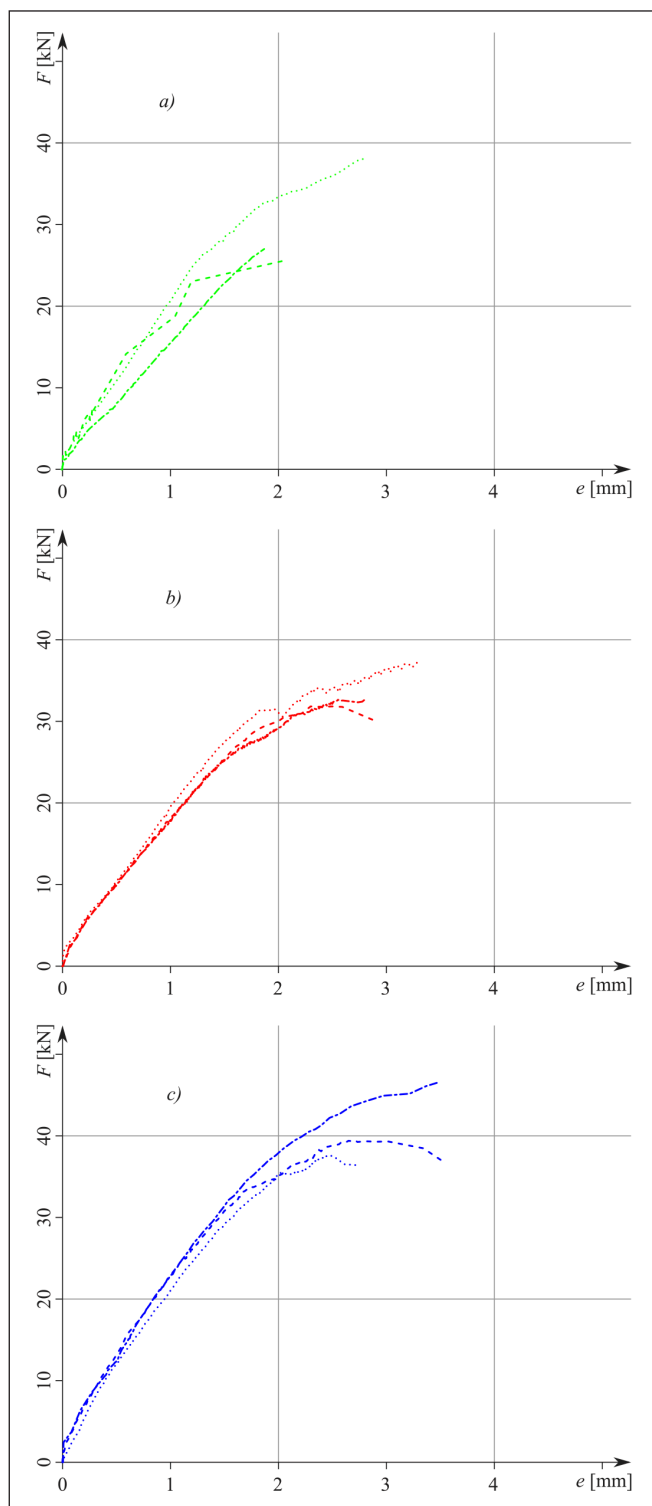
Mindkét vizsgálat alapján megállapítható volt, hogy a kísérleti elemek viselkedése összefüggésben van a beton adalékanyag maximális szemmagyságával, végső soron a beton törési energiájával. Az utóbbi pedig meglehetősen érzékenyen befolyásolja a numerikus modell eredményeit is.

4. táblázat: A kísérleti gerendák teherbírása.

| A kísérleti elem jele | A_s [mm ²] | d_{\max} [mm] | $f_{cm,cyl}$ [MPa] | F_{\max} [kN] |
|--|--------------------------|-----------------|--------------------|------------------|
| RC-8-2-8-A, RC-8-2-8-AB, RC-8-2-8-B | 101 | 8 | 16,5 | 24,4; 26,4; 24,4 |
| RC-16-2-8-A, RC-16-2-8-AB, RC-16-2-8-B | 101 | 16 | 22,1 | 37,3; 32,9; 42,6 |
| RC-32-2-8-A, RC-32-2-8-AB, RC-32-2-8-B | 101 | 32 | 21,9 | 31,8; 31,2; 32,4 |
| RC-8-3-8-A, RC-8-3-8-AB, RC-8-3-8-B | 151 | 8 | 16,5 | 38,1; 25,6; 27,0 |
| RC-16-3-8-A, RC-16-3-8-AB, RC-16-3-8-B | 151 | 16 | 22,1 | 37,3; 31,8; 32,8 |
| RC-32-3-8-A, RC-32-3-8-AB, RC-32-3-8-B | 151 | 32 | 21,9 | 37,6; 39,5; 46,6 |



12. ábra: A 2φ8 vasalású gerendák teher – lehajlás ábrái:
 a) $d_{\max} = 8$ mm, b) $d_{\max} = 16$ mm, c) $d_{\max} = 32$ mm.



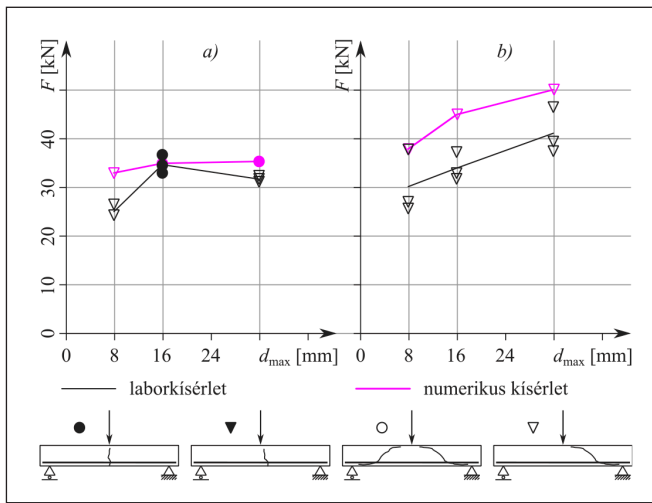
13. ábra: A 3φ8 vasalású gerendák teher – lehajlás ábrái:
 a) $d_{\max} = 8$ mm, b) $d_{\max} = 16$ mm, c) $d_{\max} = 32$ mm.

4.2 A KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK ÉS AZ „ELMÉLETI MÉRETHATÁSMODELL” ÖSSZEHASONLÍTÁSA

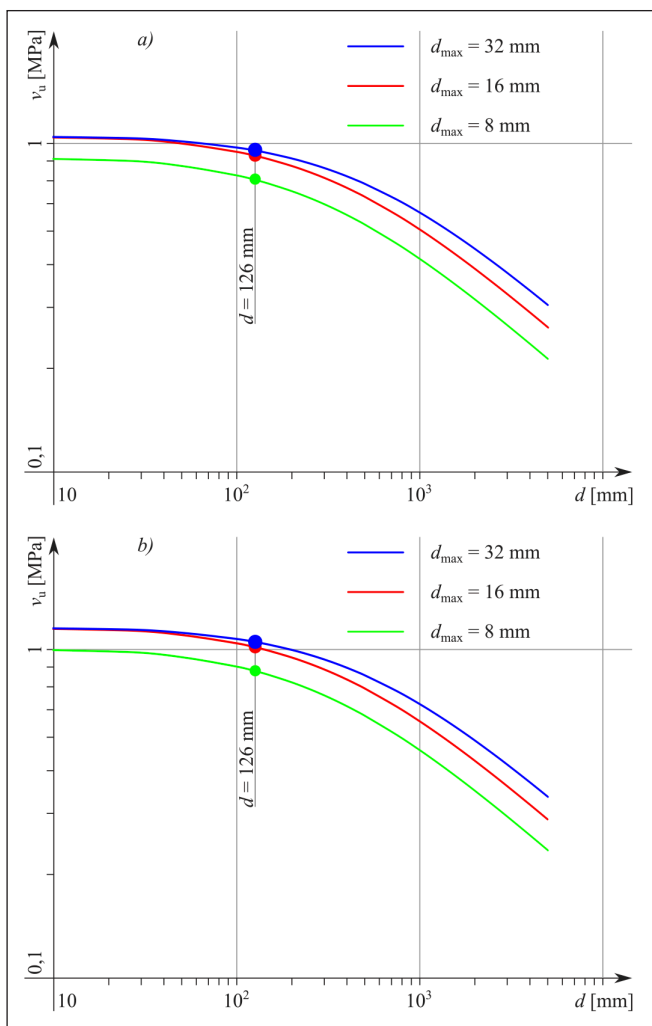
A kísérleti gerendák adataival (3. táblázat) meghatároztuk a (2) mérethatásfüggvény alapján a gerendák nominális nyírószilárdságát. A 15. ábrán láthatók a mérethatásfüggvények a kétféle vasaláshoz. A betonok szilárdsága és az adalékanyag maximális szemmagysága is változott. A $d_{\max} = 8$ mm és a $d_{\max} = 16-32$ mm szemmagyságú gerendák mérethatásfüggvényei között, a szilárdságkülönbség miatt, nagyobb, a $d_{\max} = 16$ mm

és $d_{\max} = 32$ mm szemmagyságú gerendák között, a gerenda kicsi méretei miatt csekély az eltérés. A gerendák kicsi méretei miatt – ismerve a mérethatásfüggvény aszimptotikus tulajdonságait – nem várható nagy különbség a különböző maximális szemmagyságú betonból készült gerendák nominális nyírószilárdsága között. Van azonban egy határozott, determinisztikus változása az elméleti adatoknak – még ha nem is túl nagy – ami nem a véletlen, azaz a jellemzők statisztikai változékonyságának, hanem a determinisztikus mérethatásnak a következménye.

A 16. ábrán összehasonlítjuk a kísérleti eredményeket az elméleti mérethatásfüggvénnyel. A kísérletek nagyobb gerenda nyírószilárdságot eredményeztek, mint amit az elméleti mo-

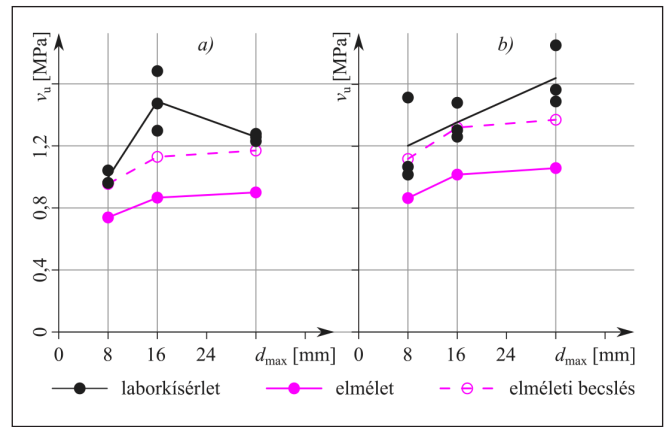


14. ábra: A kísérleti gerendák ATENA nem-lineáris végeselem szoftverrel számított teherbírása: a) a 2Φ8 és b) a 3Φ8 vasalású kísérleti gerendák. A különböző jelek a szimmetrikus és aszimmetrikus hajlítási és nyírási tönkremenetelhez tartozó törési állapotokat különböztetik meg (Ther, Sajtos, 2022).



15. ábra: a) A 2Φ8 és b) a 3Φ8 vasalású kísérleti gerendák mérethatásfüggvényei, jelölve a gerendaméretnek megfelelő nyírószilárdságot, (fentről lefelé: $d_{max} = 8$ mm, $d_{max} = 16$ mm, $d_{max} = 32$ mm).

dell ad. A kísérleti eredmények átlaga 35-55%-kal nagyobb, mint az elméleti érték, kivéve a 2Φ8 vasalású, $d_{max} = 16$ mm, gerendákat, amelyek azonban hajlításra mentek tönkre. Az eltérés lehetséges oka, hogy a nyomott övében elhelyezett hosszvasak – hasonlóan a húzott hosszvasaláshoz – gátolják, késleltetik a nyírási repedések nyomott övön való áthaladását, illetve a nyomott öv betonjának morzsolódását, azaz növelik a gerendák nyírási teherbírását. A kísérleti gerendák nyomott



16. ábra: a) A 2Φ8 és b) a 3Φ8 vasalású gerendák kísérleti és mérethatásmodell szerinti nyírószilárdsága a maximális szemmagyság függvényében.

övében a hosszvasalás mennyisége azonos vagy csak 33%-kal kevesebb, mint a húzott vasalás, így a nyomott övben levő hosszvasalása most nem hanyagolható el a gerenda nyírási teherbírása szempontjából. Közelítésként a (4) egyenletben a húzott és a nyomott hosszvasalás együttesét használva egy elméleti becslés adható a kísérleti gerendák nyírószilárdságára, ami figyelembe veszi a nyomott övbe épített hosszvasalás hatását is. Ekkor a kísérleti eredmények átlaga 4-27%-kal nagyobb, mint az elméleti érték.

A 16. ábra két adatsorának trendje azonban határozottan hasonló, ami azt mutatja, még ennél a kicsi kísérleti gerendaméretnél is, hogy a maximális szemmagyság, főként a törési energián keresztül, befolyásolja a nyírási vasalás nélküli vasbetongerendák nyírási teherbírását. Nagyobb gerendaméret esetében a változás jóval jelentősebb (lásd az 1. és 2. táblázatot) és a gyakorlati alkalmazás szempontjából nem elhanyagolható teherbíráskülönbséget eredményez az adalékanyag maximális szemmagyságának változtatása.

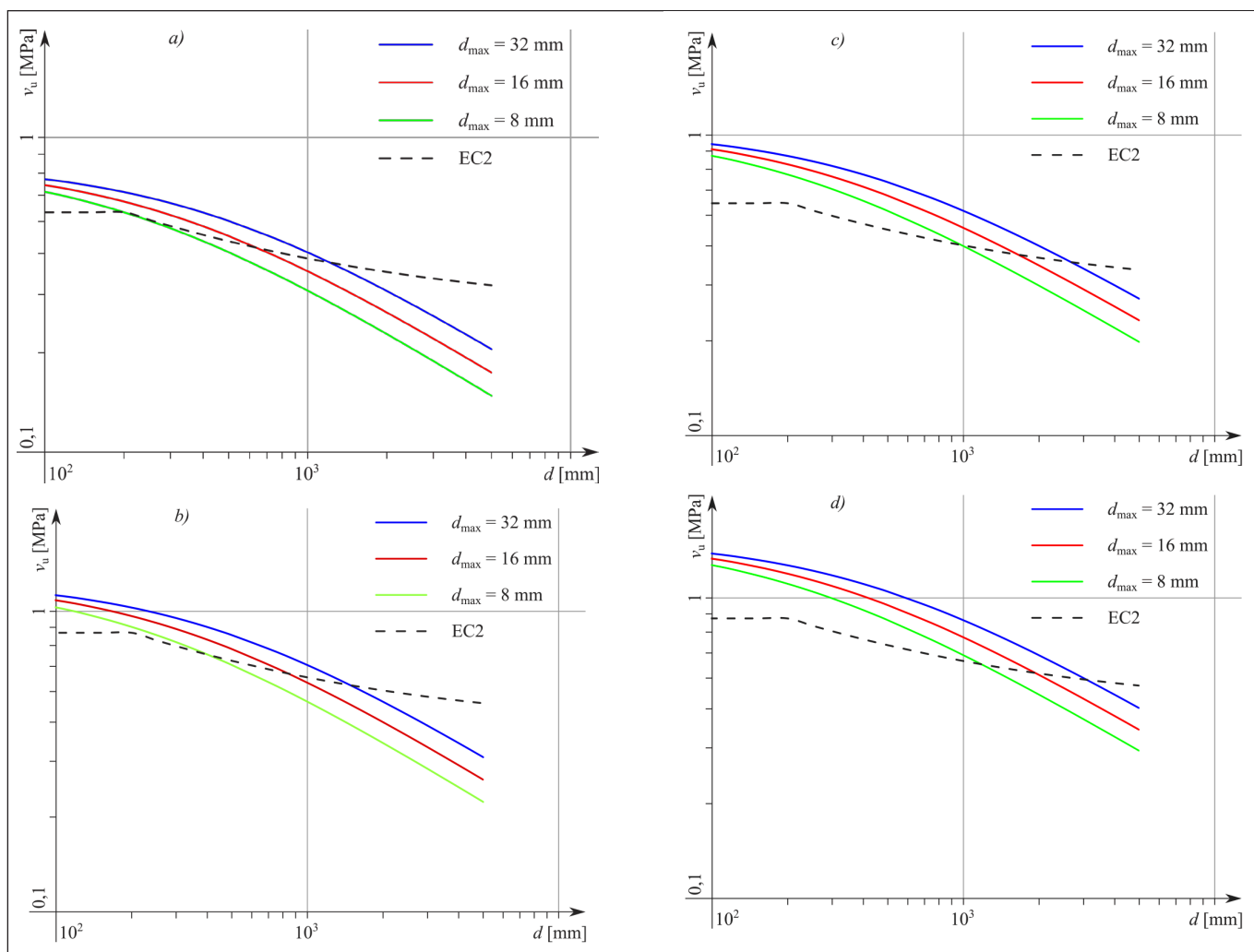
5. A SZABVÁNYOS SZÁMÍTÁS ÉS A MÉRETHATÁSFÜGGVÉNY ÖSZSEHASONLÍTÁSA

A nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák nyírási teherbírását meghatározó, MSZ EN 1992-1-1 szabvány (2010), méretezési előírásai majdnem ugyanazokat a paramétereket tartalmazza, (6), mint a (2) mérethatás függvény. Az egyetlen kivétel a beton adalékanyag maximális szemmagysága. A gerenda nyírószilárdsága (6) szerint egyenesen arányos a beton nyomószilárdságával és a hosszvasalás mennyiségével és fordítottan arányos a gerenda magasságával, de nem ugyanolyan módon, mint (2)-ben. A felhasznált kísérleti adathalmazra jellemzők az összefüggésekben megjelenő állandók. A kísérleti adathalmaz paramétertartományában – beleértve a geometriai méreteket is – biztonsággal használhatóak az összefüggések. Feltételezhető, hogy a paramétertartományon kívüli extrapolálásra azonban kevésbé használható a (6) összefüggés, szemben a (2) mérethatásfüggvénnyel.

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \\ v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \end{array} \right. \quad (6)$$

ahol $k = \min \left\{ 1 + \sqrt{200/d}; 2 \right\}$, ρ_l – a húzott vashányad,

f_{ck} – a beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke, és d – a gerenda hatékony magassága.



17. ábra: A C30/37 betonból, a) $\rho = 0,5\%$ és b) $\rho = 1,5\%$ vasalással készült, $a/d = 3$ nyírási karcsúságú és c) $\rho = 0,5\%$ és d) $\rho = 1,5\%$ vasalással készült, $a/d = 1,5$ nyírási karcsúságú vasbeton gerendák szabványos és mérethatásfüggvény szerinti tervezési nyírószilárdsága, (a mérethatásfüggvények fentről lefelé: $d_{\max} = 32$ mm, $d_{\max} = 16$ mm, $d_{\max} = 8$ mm).

Hasonlítsuk össze pl. a különböző méretű, C30/37 betonból, $\rho = 0,5$ és $1,5\%$ hosszvasalással készült, $a/d = 3$ és $1,5$ nyírási karcsúságú vasbeton gerendák szabványos és mérethatásfüggvény szerinti nominális nyírószilárdságát (17. ábra).

A 17. ábra alapján megállapítható, hogy a szabványos számítás csak növekvő maximális szemmagyság mellett ad a biztonság javát szolgáló eredményt, ha a növekszik a gerenda mérete. Azonban az adalékanyag maximális szemmagyságának változtatását igénylő gerendaméret az a/d nyírási karcsúságtól is függ. A beton maximális szemmagyságának változtatása tehát nem csak betontechnológiai, hanem a nyírási teherbírás szempontjából is előnyös. Ez megfelel annak az építési gyakorlatban is használható elvnek, hogy a nagyobb méretű gerendát nagyobb maximális szemmagyságú betonból érdemes építeni.

A szabványos és a mérethatásfüggvény, példa szerinti adatokkal, $a/d = 3$ esetén elvégzett, számítási eredményeinek összehasonlítás alapján – a húzott vasalás mennyiségétől függően – megállapítható, hogy a szabványos számítás a biztonság javára ad eredményt a gerendák nyírási ellenállásra (17.a és b ábrák):

- $d = 1250 - 1500$ mm gerendamagasságig, ha az adalékanyag szemmagysága $d_{\max} = 32$ mm,
- $d = 600 - 800$ mm gerendamagasságig, ha az adalékanyag szemmagysága $d_{\max} = 16$ mm,
- $d = 200 - 300$ mm gerendamagasságig, ha az adalékanyag szemmagysága $d_{\max} = 8$ mm.

A szabványos és a mérethatásfüggvény, példa szerinti

adatokkal, $a/d = 1,5$ esetén elvégzett, számítási eredményeinek összehasonlítás alapján – a húzott vasalás mennyiségétől függően – megállapítható, hogy a szabványos számítás a biztonság javára ad eredményt a gerendák nyírási ellenállásra (17.c és d ábrák):

- $d = 2500 - 3000$ mm gerendamagasságig, ha az adalékanyag szemmagysága $d_{\max} = 32$ mm,
- $d = 1750 - 2000$ mm gerendamagasságig, ha az adalékanyag szemmagysága $d_{\max} = 16$ mm,
- $d = 1000 - 1250$ mm gerendamagasságig, ha az adalékanyag szemmagysága $d_{\max} = 8$ mm.

A különböző d_{\max} esetében a fenti gerendamagasságoknál magasabb gerendáknál a szabványos számítás a biztonság kárára téved a különböző nyírási karcsúságok esetében. Tehát érdemes, és célszerű a gerendamagasság növekedésével növelni a használt beton adalékanyag maximális szemmagyságát.

A 17. ábrán bemutatott példa szerint, ha a gerendának a nyírási karcsúsága „kicsi” akkor a gyakorlat szempontjából általában nincs jelentősége a betonkészítéshez használt adalékanyag maximális szemmagyságának (17.c és d ábrák). Más esetben, ha a gerenda nyírási karcsúsága „nagy”, azonban ez nincs így (17.a és b ábrák), és fontossá lesz az adalékanyag maximális szemmagysága.

Mi tudja megváltoztatni a gerendák nyírási karcsúságát a példa szerint módon, felére csökkentve azt? Például a teher jellege eredményezheti ezt. Ha adott egy kéttámaszú vasbeton gerenda és azt egyenletesen megoszló teher terheli, akkor a nyírási hossz a támaszköz negyede. Ha ugyanezt a gerendát

egy középben működő koncentrált erő terheli, akkor a nyírási hossz a támaszköz fele. Ugyanannak a gerendának tehát a nyírási karcsúsága csak fele, ha egyenletesen megoszló teherrel terhéljük, mintha hárompontos hajlítás jelenti a terhet. A (2) mérhető függvény szerint ez azt is jelenti, hogy az egyenletesen megoszló teherrel terhelt gerenda nyírószilárdsága nagyobb, mint a hárompontos hajlításnak kitett gerendáé. Másként, a (3) egyenlet alapján, az egyenletesen megoszló teherrel terhelt gerenda nagyobb nyíróerőt képes elviselni, mint a hárompontos hajlításnak kitett ugyanolyan gerenda.

A nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák szabványos számítása kicsi gerendamagasságoknál a biztonság javára, nagy magasságú gerendáknál a biztonság kárára téved. Az, hogy mit jelent a „kicsi” és a „nagy” gerendamagasság a gerenda betonjának maximális szemmagyságától és a nyírási karcsúság értékétől függ. A nyírási karcsúságot pedig elsősorban a teher jellege határozza meg, tehát egy vasbetongerenda nyírószilárdsága a teher fajtájától is függ.

A bemutatott példa alapján olyan építési gyakorlatot érdemes és helyes követni, ahol nagyméretű gerendához nagyobb maximális szemmagysággal készülő betont használunk, de ennek szükségessége függ pl. a teher jellegétől is.

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK, KÖVETKEZTETÉSEK

Cikkünkben a mérhető modell segítségével értelmeztük és magyaráztuk a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák kísérleteiben megfigyelhető jelenségeket, és a teherbírást befolyásoló paraméterek hatását és lehetséges kölcsönhatását.

Az elemzésünkben, magyarázatunkban fontos szerepe volt a beton törési energiájának és az ezt befolyásoló, ezt meghatározó, maximális adalékanyag szemmagyságnak, d_{max} .

A beton törési energiája, mint energiakritérium paraméter, „szabályozza” a nyírási repedés stabil vagy instabil terjedését összefüggésben a repedés tágasságával. Az instabil nyírási repedésterjedés lehet a vasbeton gerendák tönkremenetelének egyik oka. A repedés megnyílását korlátozza a gerenda hosszvasalása, ami lehetővé teszi a stabil repedésterjedést, vagyis a nyírási teherbírás növekedését.

A repedés megjelenése és terjedése energiadisszipációt jelent. A terhelési folyamat alatti energiadisszipáció következménye, hogy vasbeton gerenda teherbírása nem lineárisan arányos annak a (keresztmetszeti) méretével. Egy nagyobb méretű gerenda geometriával skálázott teherbírása, nominális szilárdsága, lényegesen kisebb lehet, mint egy kisebb méretű gerendáé. Ezt a kísérletekben is tapasztalható jelenséget mérhetőnek nevezzük.

Az irodalom alapján bemutatott mérhető modell paraméterei (a gerenda mérete, a beton nyomószilárdsága, a vashányad, a nyírási karcsúság, az adalékanyag maximális szemmagysága) egyrészt közvetlenül befolyásolják a repedés hosszát és geometriáját, másrészt pedig – közvetlenül, esetleg közvetve – a repedésmenti mozgásokkal összefüggésben, nyírási ellenállást eredményeznek. A repedésterjedés lehetősége és módja határozza meg a nyírási ellenállást. Ezért fontos mechanikai paraméter a repedésterjedést szabályozó törési energia és azzal összefüggésben a beton adalékanyag maximális szemmagysága.

A vasbeton gerendák nyírási viselkedésére, mint azt már többször leírtuk, még nincs egységes és egyértelmű mechanikai és matematikai modell. Korábbi modellek általában csak egy-egy, a nyírási teherbírás szempontjából domináns hatást tartalmaznak. Általában ezek empirikus, fél-empirikus model-

lek, amelyek extrapolációra (a felhasznált kísérleti adathalmaz paramétertartományán kívül) nem vagy korlátozott mértékben alkalmasak.

A törésmechanika elvei szerint, a dimenzióanalízis alkalmazásával kidolgozott, és az irodalom alapján most bemutatott, mérhetőmodell alkalmas extrapolációra is. Helyes függvénykapcsolatot biztosít a gerenda méretei, a beton jellemzői (törési energia, szilárdság, maximális szemmagyság), a hajlítási vasalás (vashányad) és az igénybevételek változása (nyírási karcsúság) között.

A bemutatott mérhetőmodell hatékonyságát kisméretű vasbeton gerendák kísérleti eredményeivel történő összehasonlításával vizsgáltuk. Megmutattuk, hogy még ilyen kicsi kísérleti gerendaméretnél is, a maximális szemmagyság, főként a törési energián keresztül, befolyásolja a nyírási vasalás nélküli vasbetongerendák nyírási teherbírását.

A kísérleti eredmények változékonyságának, szórásának nem mindig és nem szükségszerűen statisztikai, hanem determinisztikus oka is van, és lehet, ami a mérhető modell segítségével azonosítható.

A nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák szabványos teherbírásszámításáról megmutattuk, hogy az csak a beton adalékanyag maximális szemmagyságát változtatva (nagyobb gerendaméretnél növelve azt) ad a biztonság javára közelítő eredményt. A maximális szemmagyság változtatásának szükségessége azonban nem csak a gerenda méretétől, hanem annak nyírási karcsúságától is függ. Egy gerendának a nyírási karcsúságát pedig elsősorban a teher jellege határozza meg, tehát a teherfajta is befolyásolja a nyírási vasalás nélküli vasbeton gerendák nyírási teherbírását és a szabványos teherbírásszámítás megbízhatóságát.

A mérhetőmodell ugyancsak alátámasztja azt az álláspontot, hogy olyan építési gyakorlatot érdemes és helyes követni, ahol a nagyméretű vasbeton szerkezethez nagyobb maximális szemmagyságú adalékanyagot használunk.

Végül megjegyezzük, hogy a Kani-féle vasbeton gerenda tönkremeneteli módok pontosan megfelelnek a Carpinteri-féle tönkremeneteli mód osztályozásának.

7. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A tanulmány alapjául szolgáló kutatást az Nemzeti Kutatási, Fejlesztési és Innovációs Hivatal Tématerületi Kiválósági Programja támogatta, a TKP2021-NVA-02 szakmai programja keretében.

Köszönjük Dr. Czigány Tibornak a kísérletek végrehajtása során nyújtott segítségét és értékes tanácsait. (Sajtos I.)

8. HIVATKOZÁSOK

- Angelakos, D., Bentz, E. C., Collins, M. P. (2001), „Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear of large members”, *ACI Structural Journal*, 98 (3), pp. 290-300., <https://doi.org/10.14359/10220>
- Bazant, Z.P. (1984), „Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal”, *Journal of Engineering Mechanics*, 110, pp. 518-535., [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1984\)110:4\(518\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1984)110:4(518))
- Bazant, Z.P. (1986), „Mechanics of distributed cracking”, *Applied Mechanics Review*, 39, pp. 675-705., <https://doi.org/10.1115/1.3143724>
- Bazant, Z.P., Sun, H-H. (1987), „Size effect in diagonal shear failure: Influence of aggregate size and stirrups”, *ACI Materials Journal*, 84, pp. 259-272., <https://doi.org/10.14359/1614>
- Bazant, Z.P. (2002), „Scaling of structural strength”, *Hermes Penton, London*
- Bazant, Z.P., Kazemi, M.T. (1991), „Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups”, *ACI Structural Journal*, 88 (3), pp. 268-276., <https://doi.org/10.14359/3097>
- Bazant, Z.P., Kim, J-K. (1984), „Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams”, *ACI Journal*, 81, pp. 456-468., <https://doi.org/10.14359/10696>

- Bazant, Z.P., Planas, J. (1998), „Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials”, *CRC Press LLC, Boca Raton*
- Bazant, Z.P., Yu, Q. (2005), „Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: I. Formulation, II. Verification and calibration”, *Journal of Structural Engineering*, 131 (12), pp. 1877-1885, pp. 1886-1897., [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:12\(1886\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:12(1886))
- Carpinteri, A., Carmona, J.R., Ventura, G. (2011a), „Failure mode transition in reinforced concrete beams – Part 1: Theoretical model”, *ACI Structural Journal*, 108 (3), pp. 277-285., <https://doi.org/10.14359/51682343>
- Carpinteri, A., Carmona, J.R., Ventura, G. (2011b), „Failure mode transition in reinforced concrete beams – Part 2: Experimental tests”, *ACI Structural Journal*, 108 (3), pp. 286-293., <https://doi.org/10.14359/51682344>
- Carpinteri, A., Accornero, F. (2021), „Dimensional analysis of critical phenomena: Self-weight failure, Turbulence, Resonance, Fracture” *Physical Mesomechanics*, 24 (4), pp. 459-463., <https://doi.org/10.1134/S102995992104010X>
- Cavagnis, F., Ruiz, M. F., Muttoni, A., (2018), „An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements” *Structural Concrete*, 19, pp. 49-64., <https://doi.org/10.1002/suco.201700145>
- Collins, M. P., Kuchma, D. (1999), „How safe our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, footings?”, *ACI Structural Journal*, 96 (4), pp. 482-490., <https://doi.org/10.14359/684>
- Corrado, M., Ventura, G., Carpinteri, A. (2022), „Experimental evidences of flexural to shear to crushing failure mode transition in reinforced concrete beams without stirrups”, *Engineering Structures*, 271, 114848., <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114848>
- Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., Sagastea, J. (2015), „Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects.” *Engineering Structures*, 99, pp. 360–372., <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.05.007>
- fib (2013), „fib Model code for concrete structures 2010”, *Wilhelm Ernst and Sohn, Berlin*, <https://doi.org/10.1002/9783433604090>
- Kani, G.N.J. (1964), „The riddle of shear failure and its solution”, *Journal of the American Concrete Institute*, 61 (4), pp. 441–467., <https://doi.org/10.14359/7791>
- Kani, G.N.J. (1966), „Basic facts concerning shear failure”, *Journal of the American Concrete Institute*, 63 (6), pp. 675-692., <https://doi.org/10.14359/7644>
- Kani, G.N.J. (1967), „How safe our large reinforced concrete beams?”, *Journal of the American Concrete Institute*, 64 (3), pp. 128–141., <https://doi.org/10.14359/7549>
- Karihaloo, B.L. (1997), „Fracture mechanics and structural concrete”, *Longman, Harlow*
- Leonhardt, F., Walter, R. (1961), „Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau”, *Beton und Stahlbetonbau*, 56, pp. 277-290.
- Leonhardt, F., Walter, R. (1962), „Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau”, *Beton und Stahlbetonbau*, 57, pp. 32-44., pp. 54-64., pp. 141-149., pp. 161-173., pp. 184-188.
- MSZ 4798:2016 (2016), „Beton. Műszaki követelmények, tulajdonságok, készítés és megfelelés, valamint az EN 206 alkalmazási feltételei magyarországon”, *Magyar Szabványügyi Testület*
- MSZ EN 1992-1-1:2010 (2010), „Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése 1-1 rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”, *Magyar Szabványügyi Testület*
- Muttoni, A., Ruiz, M. F. (2008), „Shear strength of members without transverse reinforcement as a function of critical shear crack width”, *ACI Structural Journal*, 105 (2), pp. 163-172., <https://doi.org/10.14359/19731>
- Palotás L. (1967), „Die Schubicherung des Stahlbetonträgers auf Grund der Bruchtheorie”, *Acta Technica*, 59 (1-2), pp. 183-214.
- Palotás L. (1973), „A vasbeton elmélete”, *Akadémiai Kiadó, Budapest*
- Reineck, K. H., Kuchma, D. A., Kim, K. S., Marx, S. (2003), „Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement”, *ACI Structural Journal*, 100 (2), pp. 240-249., <https://doi.org/10.14359/12488>
- Szirtes T. (2006), „Dimenzióanalízis és alkalmazott modellelmélet”, *Typotex, Budapest*
- Ther P.P., Sajtó I. (2022), „Effect of load path bifurcation on the behavior of reinforced concrete beams”, In: di Prisco, M., Meda, A., Balázs L.Gy. (szerk.) *Proceedings of the 14th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, Rome, September 5-7. 2022., *fib*. The International Federation for Structural Concrete, pp. 97-104.
- Vajk R., Sajtó I. (2015), „The effect of aggregate size on the behaviour of beams without shear reinforcement”, *Concrete Structures*, 16, pp. 24-30.

Dr. Sajtó István (1961) okl. építőmérnök (1985), PhD (1997), Dr. habil. (2017), egyetemi docens, BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék. Fő kutatási területei: vasbeton-, falazott-, és héjszerkezetek mechanikája, történeti tartószerkezetek viselkedése és megerősítése. Tagja a *fib* Magyar Tagozatának, az MTA köztestületének és a Szilárd Testek Mechanikája Tudományos Bizottságának, az American Concrete Institute - nak.

Ther Péter Pál (1992) okl. építészmérnök (2018), tartószerkezet rekonstrukciós szakmérnök (2021), PhD hallgató a BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén. Fő kutatási területei: beton- és vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése). Vasbeton gerendák nyírási viselkedése, szimmetria és aszimmetria hatása a kísérleti elrendezésekre.

Vajk Rita (1981) okl. építészmérnök (2006), okl. betontechnológus szakmérnök (2019). A BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék tanársegédje, a *fib* Magyar Tagozat tagja. Fő érdeklődési területei: beton- és vasbeton szerkezetek nyírása, alakváltozóképesége, mérhetősége; könnyűbeton szerkezetek.

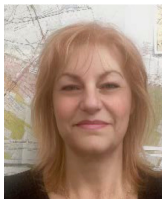
THE EFFECT OF AGGREGATE SIZE ON THE LOAD-BEARING CAPACITY AND FAILURE MODE OF RC BEAMS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

István Sajtó – Péter Pál Ther – Rita Vajk

It is a common expectation that reinforced concrete structures have the same load-bearing capacity and failure mode independently of the maximum aggregate size and grading curve of the used aggregates if, the strength class of the concrete is the same. It is an experimental experience that many parameters influence the load-bearing capacity of the RC beams without shear reinforcement in very variable ways, e.g., strength and fracture energy of concrete, longitudinal reinforcement, and beam sizes, among others. It is no coincidence that there is no mathematical model or clear and transparent understanding of the shear behaviour of RC beams. We interpret and explain the phenomena observable in RC beam tests and the effect of the parameters influencing the capacity of the RC beams without shear reinforcement based on the size effect model in the paper. In our analysis and explanation, the fracture energy and the maximum aggregate size, d_{max} , which defines that, play a very important role. We demonstrate the effectiveness of the size effect model by comparing its results to experimental ones. The model also confirms the building practice where a larger maximum aggregate size is used for larger RC structures.

BÉCSI-DOMBI ALAGÚT MEGVALÓSÍTÁSA – 1. RÉSZ

AZ ELSŐDLEGES ALAGÚT-MEGTÁMASZTÓ LŐTTBETON SZERKEZET ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIÁJA



Tóth Szilvia

<https://doi.org/10.32969/VB.2023.2.2>

A Bécsi-dombi alagútépítés kivitelezése magyar tervezők, kivitelezők munkája. A főbb kivitelezési folyamatokat cikksorozatban tárgyaljuk. A cikksorozat első része az alagútpár ideiglenes megtámasztásának részletezése technológiai szempontból. Az ideiglenes löttbetonos megtámasztás biztonságos kialakítása folyamatos kihívás elé állította a kivitelezőt és a technológiai, geológiai felügyeletet egyaránt. A változatos geológiai viszonyokhoz való alkalmazkodás idő- és költségvonzata igen jelentős. Az ideiglenes megtámasztás löttbeton keverékének előállítás, beépítése és ellenőrzése során jelentős adathalmaz birtokában e cikkben részletezzük a fiatal löttbeton rétegeken végzett több ezer vizsgálati eredményből készített kimutatásokat is.

Kulcsszavak: geológia, alagút, löttbeton, kötésyorsító, penetráció, becsült nyomószilárdság

1. BEVEZETÉS

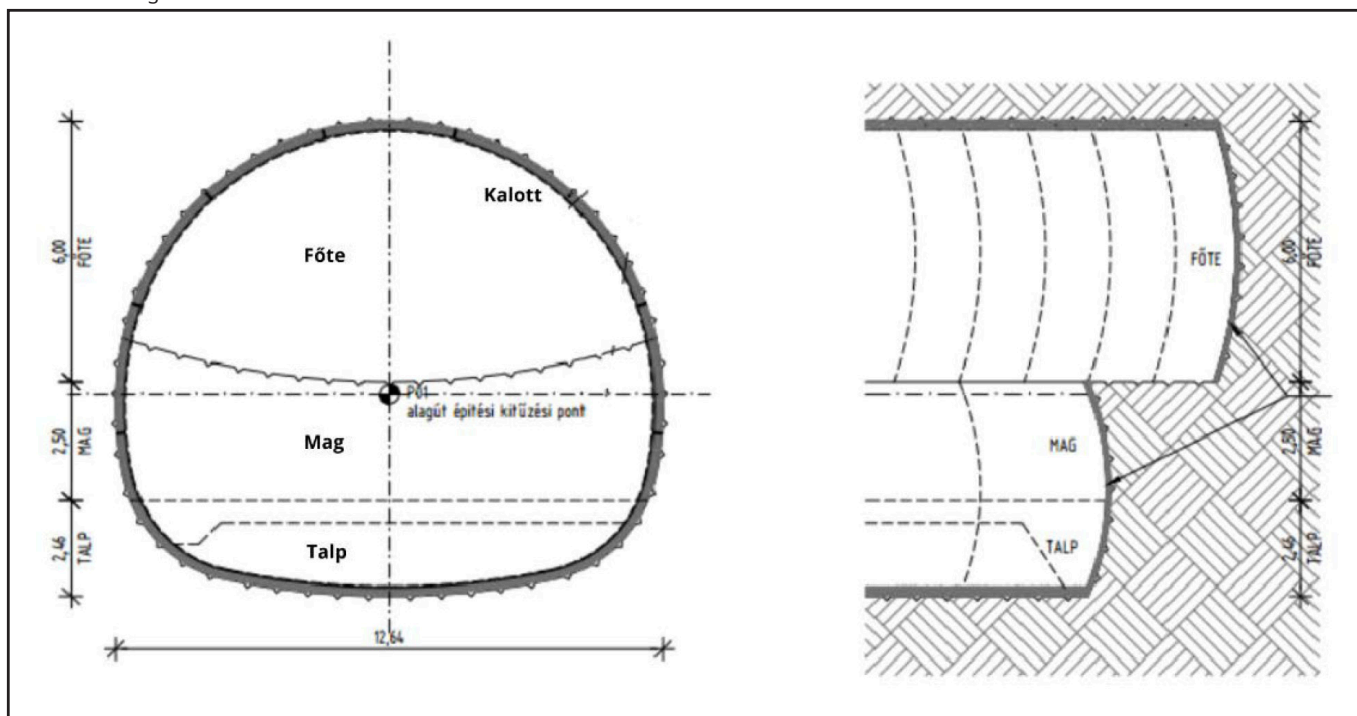
A Bécsi-dombi alagútpár az M85 gyorsforgalmi út részeként épül mintegy 800 m hosszon. A nyílt közbeszerzési eljárás során nyertes kivitelező (Subterra-Raab Kft. – Dömper Kft. – Pannon-Doprastav Konzorcium) nem csak a kivitelezést, hanem a tervezést is végezte (Kerékgyártó, 2022; Kerékgyártó, 2023).

A beruházó (korábbi NIF Zrt.) engedélyezési terveket, vala-

mint kiviteli szintű geotechnikai tervet bocsájtott a kivitelező rendelkezésére (Ajánlati Dokumentáció, 2018), melyek alapján a konzorcium szaktervezője (Pantunnel Kft.) elkészítette az elsődleges szerkezet kiviteli terveit (Tervezési beszámoló, 2020).

A gyorsforgalmi út két pályáját egy-egy alagútjárat vezet át a Bécsi-domb alatt. A bal pálya (déli) járatának zárt szakasza a 90+134,90 és 90+863,75 km szelvények között 728,85 m hosszú. A jobb pálya (északi) járat zárt szakasza a 90+134,90 és 90+872,00 km szelvények között 737,10 m hosszú. A két

1. ábra: Az alagút általános kialakítása





2-3. ábra: Támívek és talajhorgonyok

járat zárt szakasza összesen 1465,95 m hosszú. A párhuzamos járatok egymástól mért távolsága tengelyben átlagosan 24 m, a fejtés vonalában körülbelül 12 m.

Az alagút fejtési keresztmetszete függ a löttbeton héj vastagságától, valamint a szükséges fötebiztosítástól, ezért biztosítási osztályonként lett meghatározva. A tényleges fejtési vonalat a löttbeton külső vonalán definiált túrésszel bővített keresztmetszet adja, mely figyelembe veszi a geodéziai és építési túrést, valamint a talaj alakváltozását is.

A két ideiglenes alagút bejárati portál között épített zárt szakaszon az alagútfejtési és biztosítási munkákat mechanikus vágathajtással, bányászati módszerekkel, valamint löttbetonos biztosítással végeztük, míg a nyitott szakaszokon lévő ideiglenes bevágásban, nyitott, úgynevezett CUT & COVER módszerrel történt az alagút építése.

Az alagúthajtás alapvetően a következő folyamatok ciklikus ismétlésével folyt: előbiztosítás (amennyiben szükséges); gépi alagútfejtés; rakodás; fejtési anyag elszállítása; kőzetbiztosítások beépítése folyamatos szellőztetés mellett.

A zárt alagútszakaszok az osztrák módszerrel épültek (Neue Österreichische Tunnelbaumethode, NÖT). A NÖT technológia során az alagút *kalott*, *mag* és *ellenbolt* (*talp*) kialakítással épült. Főte a fejtési szelvény felső része, ezen belül a *kalott* ennek süvegszelvénye, az alagútszelvény felső íves része (*1. ábra*). Részekre osztott fejtés esetén a fejtési keresztmetszet kalott alatti (és az oldaltárók – ha ilyen van – közötti) és talpszelvény feletti része a mag. A fejtés alsó szelvénye, amely a falazat alapját, a talplemezt, vagy az ellenboltozatot fogadja magába az alagút talpszelvénye, ellenboltja.

Az alagúthajtás területének felosztása kalottra, magra és ellenboltra minimalizálja a környező talaj megzavarását és korlátozza a túljövesztést. A környező talaj- vagy kőzetszerkezet egysége ezáltal nagyrészt megőrizhető.

Az alagútfejtés a különböző fejtési osztályokban eltérő módszerekkel történt, hogy eltérő geológiai viszonyok esetén is azonos minőségi és biztonsági szintek legyenek tarthatók.

Az alagúthajtást követően az elsődleges biztosítás általános esetben azonnal beépült, ami szükséges ahhoz, hogy stabilizálja a talajt, és megakadályozza a környezet állapotának romlását. A biztosítást az érintett geológiai sajátosságok függvényében tervezett biztosítási osztályok szerint kellett kialakítani, betonacél háló, löttbeton, kőzethorgonyok és rácsos támívek felhasználásával.

A támívek egyedi gyártású háromövű rácsos tartók, melyek két típusát különböztetjük meg (2-3. ábra): T150 és T120. Ezek felhasználása a geológiai viszonyok alapján meghatározott egyes biztosítási osztályok szerinti volt.

A különböző, az alagút általános keresztmetszetéből kinyúló

fülkék és a járatok közötti átjárók fejtését és biztosítását az alagútjáratok biztosításának elkészülte és megfelelő teherbíró képességének elérése után, utólag lettek kialakítva.

2. TERVEZÉS

A fejtési és biztosítási munkálatok elvégzésére a geológiai hossz-szelvények és a várható mérnökgeológiai osztályok alapján – hatóság által jóváhagyott – hat különböző fejtés-biztosítás osztályt tervezett a tervezőcsapat, valamint ezekhez kiegészítő biztosítási tervek készültek, melyek kombinálhatók voltak. Ezt későbbiekben még egy újabb biztosítási osztály típusal bővítettük (*1-2 táblázat*).

3. KIVITELEZÉS

A kivitelezés megkezdése a keleti portál *bevágás-süllyeszté*sével kezdődött, ahol alkalmunk nyílt az elsődleges szerkezethez alkalmazni kívánt löttbeton és géppark tesztelésére is.

A bevágás-süllyesztés acélháló és löttbetonos biztosítással készült, majd a terv szerint kitzűzött helyeken a beton szilárdulása után talajhorgonyokat építettünk be (*4-7 ábra*).

A várható geológiai talaj és kőzetviszonyoknak megfelelően állítottuk fel az alagúthajtás során alkalmazható gépparkot és alakítottuk ki a műszaki operatív, valamint az alagút fejtést végző csapatokat, ekkor még csak egy alagút fejtésére koncentrálván.

A tervezési fázisban az első 32 m hosszú szakaszon 1,0 m/nap előrehaladással, később a prognosztizált kedvezőbb geológiai szakaszban 2,0 m/nap átlagos előrehaladással számoltunk. A valóságban a jóval kedvezőtlenebb, előre nem várt

4-7. ábra: A keleti portál bevágás-süllyesztése 2020-ban



1. táblázat: Fejtési szelvények mérnökgeológiai osztályba sorolása

| Alagút szakasz | Várható | | Pozíció | Szükséges intézkedés |
|---------------------|------------------------------|---------------------|------------------|--|
| | Geológia | Biztosítási osztály | | |
| 8-40 m és 645-706 m | 4-es mérnökgeológiai osztály | BO1 | Főte | a csőernyő elhagyható, ha a főte felett a geotechnikai előfúrás szerint minimum 2m vastagságban erősen cementált homokkő (1-es mérnökgeológiai osztály) található |
| | | | Főte | a csőernyő előtűző nyársra váltható, ha a főte felett a geotechnikai előfúrás szerint minimum 2m vastagságban kellően cementált homok (2-es mérnökgeológiai osztály) található és a teljes takarás eléri a 10m-t |
| | | | Mag és ellenbolt | amennyiben a magban illetve az ellenboltban 4-es mérnökgeológiai osztályú talaj szükségessé teszi a háromvű rácsos tartó zárása lehet szükséges, minden 2. fogásban (T 150 típusú tartó alkalmazása az adott fogásban teljes keresztmetszetben) |
| | | | Homlok | a fejtési homlokban található 4-es mérnökgeológiai osztályú talajok részleges vagy teljes bevonása szükséges |
| 300-645 m | 3-as mérnökgeológiai osztály | BO2a | Főte | lokális előbiztosítás (előtűzéssel) szükséges ahol az alagút főtájában a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrás kis kiterjedésű, az alagút stabilitását nem veszélyeztető 4-es mérnökgeológiai osztályt mutat |
| | | | Főte | szisztematikus előbiztosítás (előtűzéssel) szükséges ahol az alagút főtájában a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrások az alagút stabilitását veszélyeztető 4-es mérnökgeológiai osztályba sorolt réteget mutatnak |
| | | | Mag és ellenbolt | amennyiben a magban illetve az ellenboltban a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrás 4-es mérnökgeológiai osztályt mutat a háromvű rácsos tartó zárása szükséges minden 2. fogásban |
| | | | Homlok | a fejtési homlokban található 4-es mérnökgeológiai osztályú talajok részleges vagy teljes bevonása szükséges |
| 40-300 m | 2-es mérnökgeológiai osztály | BO2b | Főte | lokális előbiztosítás (előtűzéssel) szükséges ahol az alagút főtájában a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrás kis kiterjedésű, az alagút stabilitását nem veszélyeztető 4-es mérnökgeológiai osztályt mutat |
| | | | Főte | szisztematikus előbiztosítás (előtűzéssel) szükséges ahol az alagút főtájában a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrások az alagút stabilitását veszélyeztető 4-es mérnökgeológiai osztályba sorolt réteget mutatnak |
| | | | Mag és ellenbolt | amennyiben a magban illetve az ellenboltban a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrás 4-es mérnökgeológiai osztályt mutat a háromvű rácsos tartó zárása szükséges minden 2. fogásban (T 150 típusú tartó alkalmazása az adott fogásban teljes keresztmetszetben) |
| | | | Homlok | a fejtési homlokban található 4-es mérnökgeológiai osztályú talajok részleges vagy teljes bevonása szükséges |
| | | | Teljes szelvény | A belső hegesztett háló a fejtést megelőző vizsgálatok és a monitoring mérések alapján, a felelős tervező döntése szerint elhagyható |

| | | | | |
|-----------------|--|------|------------------|--|
| 300-645 m | 3-as mérnökgeológiai osztály | BO4a | Főte | lokális előbiztosítás (előtűzéssel) szükséges ahol az alagút főtájában a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrás kis kiterjedésű, az alagút stabilitását nem veszélyeztető 4-es mérnökgeológiai osztályt mutat |
| | | | Főte | szisztematikus előbiztosítás (előtűzéssel) szükséges ahol az alagút főtájában a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrások az alagút stabilitását veszélyeztető 4-es mérnökgeológiai osztályba sorolt réteget mutatnak |
| | | | Mag és ellenbolt | amennyiben a magban illetve az ellenboltban a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrás 4-es mérnökgeológiai osztályt mutat a háromöví rácsos tartó zárása szükséges minden 2. fogásban (T 150 típusú tartó alkalmazása az adott fogásban teljes keresztmetszetben) |
| | | | Homlok | a fejtési homlokban található 4-es mérnökgeológiai osztályú talajok részleges vagy teljes bevonása szükséges |
| | | | Főte előrehajtás | a főte max. 20m-es hosszban előrehaladhat főteláb kialakítása mellett a mag + ellenbolthoz képest amennyiben a főte alatt található kőzet 1-es mérnökgeológiai osztályba esik (a főteláb teljes szélessége minimum 45 cm) a főte max. 20m-es hosszban főte ellenbolt létesítésével előrehaladhat a mag + ellenbolthoz képest amennyiben a főte alatt található kőzet/talaj 2-es mérnökgeológiai osztályba esik amennyiben a főte alatt található talaj 3-as vagy rosszabb mérnökgeológiai osztályba esik a mag + ellenbolt azonnali zárása szükséges |
| 40-300 m | 2-es mérnökgeológiai osztály | BO4b | Főte | lokális előbiztosítás (előtűzéssel) szükséges ahol az alagút főtájában a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrás kis kiterjedésű, az alagút stabilitását nem veszélyeztető 4-es mérnökgeológiai osztályt mutat |
| | | | Főte | szisztematikus előbiztosítás (előtűzéssel) szükséges ahol az alagút főtájában a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrások az alagút stabilitását veszélyeztető 4-es mérnökgeológiai osztályba sorolt réteget mutatnak |
| | | | Mag és ellenbolt | amennyiben a magban illetve az ellenboltban a geológiai térképezés vagy az itt létesített geotechnikai előfúrás 4-es mérnökgeológiai osztályt mutat a háromöví rácsos tartó zárása szükséges minden 2. fogásban (T 150 típusú tartó alkalmazása az adott fogásban teljes keresztmetszetben) |
| | | | Homlok | a fejtési homlokban található 4-es mérnökgeológiai osztályú talajok részleges vagy teljes bevonása szükséges |
| | | | Főte előrehajtás | a főte max. 20m-es hosszban előrehaladhat főteláb kialakítása mellett a mag + ellenbolthoz képest amennyiben a főte alatt található kőzet 1-es mérnökgeológiai osztályba esik (a főteláb teljes szélessége minimum 45 cm) a főte max. 20m-es hosszban főte ellenbolt létesítésével előrehaladhat a mag + ellenbolthoz képest amennyiben a főte alatt található kőzet/talaj 2-es mérnökgeológiai osztályba esik amennyiben a főte alatt található talaj 3-as vagy rosszabb mérnökgeológiai osztályba esik a mag + ellenbolt azonnali zárása szükséges |
| Teljes szelvény | A belső hegesztett háló a fejtést megelőző vizsgálatok és a monitoring mérések alapján, a felelős tervező döntése szerint elhagyható | | | |

| | | | | |
|---|------------------------------|-----|---------------|--|
| - | 1-es mérnökgeológiai osztály | BO3 | Főte vagy mag | ha a kőzet tagoltsága alapján szükséges, szisztematikus (teljes) horgonyzást kell az elsődleges biztosítás részeként használni a főte teljes területén |
| | | | Főte vagy mag | ha a kőzet tagoltsága alapján egyedi kőzettestek kimozdulása valószínűsíthető (az erősen cementált homokkő magas szilárdságú részein fordulhat elő), szükség szerinti (eseti) horgonyokat kell az elsődleges biztosítás részeként használni, hogy az instabil kőzettömböket a stabil kőzettestbe rögzítsük |
| | | | Váltás | A cementáltság csökkenése vagy egyéb talaj megjelenése esetén az alagút keresztmetszet azonnali zárása szükséges. |

2. táblázat: Mérnökgeológiai osztályok meghatározása

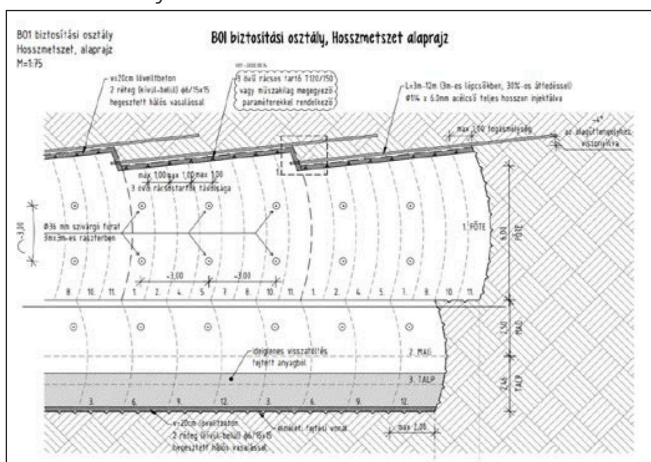
| Mérnökgeológiai kategória | Talaj jelölés | Talajfajták | Szemcse színe | Szemcse mérete/ megjelenése |
|---|---------------|---|--|---|
| 1 Kőzet | K3/1 | Erősen cementált mészhomokkő és konglomerátum | Piszkosfehér, szürkés sárga, világosszürke | Finom-, közép-, nagyszemcsés és darakavicsos homok |
| | K3/2 | Erősen cementált meszes konglomerátum | Piszkosfehér, szürkés-sárga. Világosszürke Fehér, zöld, barna és fekete kavicsokkal | Finom-, közép-, nagyszemcsés és darakavicsos homok, lekerekített kvarc és sarkos a mészkő kavicsokkal |
| 2 Kötött vagy jól cementált talaj | T5 és 6/2 | Szürke cementált homok homokkő | Piszkosfehér, szürkés sárga, halványbarna, drapp, szürke | Nedves homok, finom és aprószemcsés homokkő, mészhomokkő |
| | T7/1 és 2 | Zöldes és kékesszürke (homokos) agyag | Kékes ill. zöldesszürke, sötétszürke | Homogén, plasztikus, összeálló (kemény) agyag |
| 3 Kevésbé kötött vagy kissé cementált talaj | T4 | Szürkésbarna kemény agyag | Sárgás-barnászöld, fehér mészmorzsalék | Homogén, plasztikus, töredezett, morzsolt agyag |
| | T6/1 | Szürke kissé cementált homok | Piszkosfehér, szürkés sárga, halványbarna, drapp, szürke | Nedves homok, finom és aprószemcsés homokkő, mészhomokkő |
| 4 Termett talaj | T1 | Barna meszes agyag, -iszap | Sötét-, világosbarna, illetve vörösbarna, fehér mészmorzsalék | Homogén, plasztikus agyag d0,5-3cm kerek kvarc kavicsok |
| | T2/1 és 2 | Szürke homok-iszap | Sárgás-világosszürke | finom és középszemcsés homok d0,5-5cm kerek kvarc vagy pala kavicsok |

geológiai viszonyok miatt a kezdeti teljesítmény a csőernyővel biztosított szakaszon csak 0,7 m/nap átlagos előrehaladás volt.

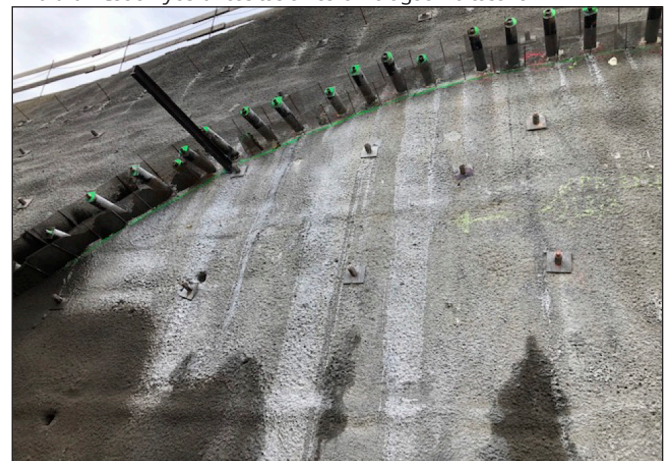
A csőernyő (8-9 ábra) elhagyásakor azonban az omlékony talajt kemény kőzet váltotta fel, amit hidraulikus kalapácsok-

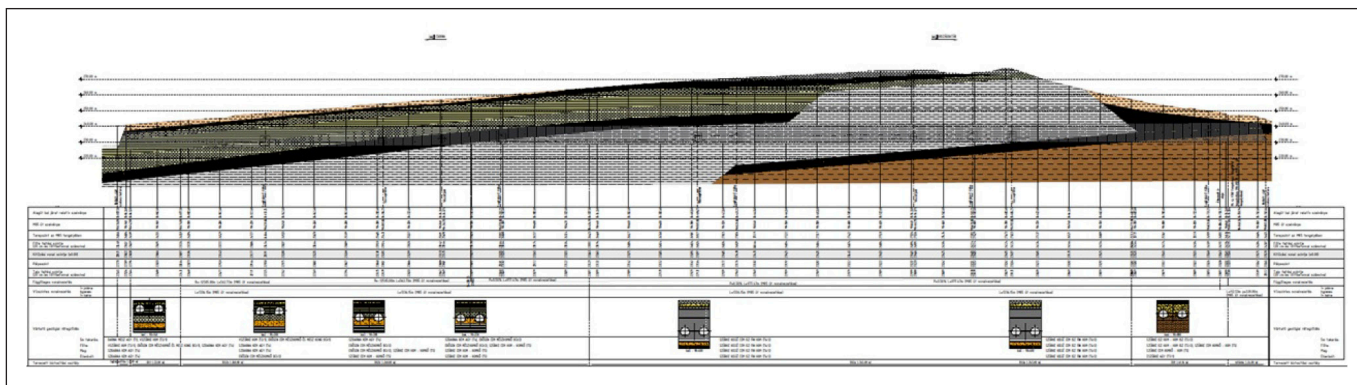
kal és marófejekkel lehetett csak bontani. A kemény kőzet mellett hamar megjelent a talpban egy agyagos, majd az előre jelzett kavicsos/homokos réteg is. A kemény kőzetű szakasz után egy rövid, kedvezőbb rész után egy jóval kedvezőtlenebb kavicsos réteggel talákoztunk a főtében, helyenként a

8. ábra: Csőernyős biztosítás tervrészlete

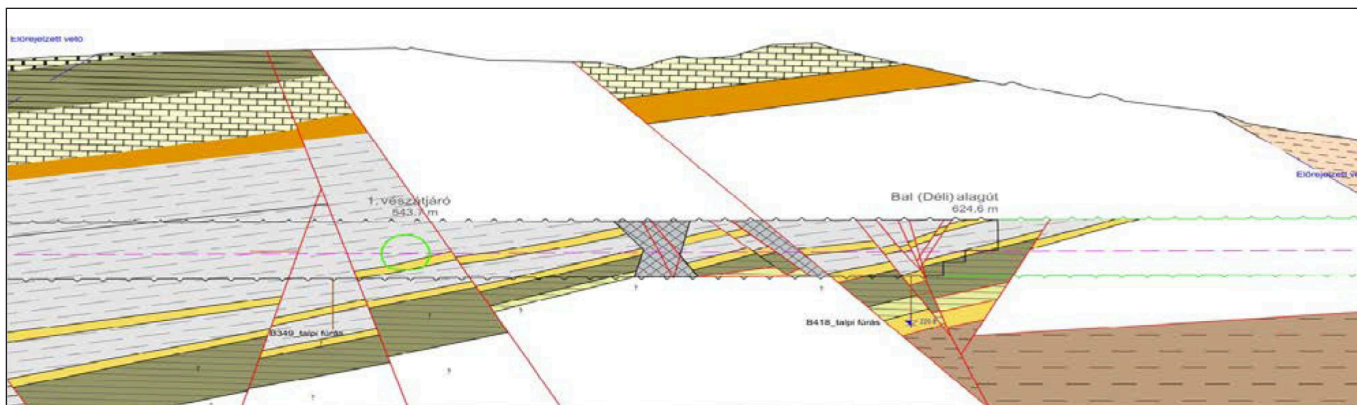


9. ábra: Csőernyős biztosítás az északi alagút indításakor





10. ábra: A tender szerinti geológiai hosszszelvény



11. ábra: A megvalósult geológiai hosszszelvény

magban, is ezért a tervektől eltérően fogásonként 50-60 db 3 m hosszú előtűző pallót kellett beépíteni. A továbbiakban homokos szakasz következett, amit előtűző nyársakkal tettünk fejtésre alkalmassá. Később is homokos szakaszban történt az alagút fejtése, előtűző nyársak, valamint injektált homlokhorgonyok beépítése mellett.

A vágathajtás során 20 m-es geológiai előfúrásokat végeztünk, valamint homlokellenőrzés vizsgálatok is folyamatosan folytak a laboratórium részéről. Ezekből az adatokból a geológusok összeállították a valós geológiai környezetet.

A vártnál lassabb fejtés miatt a projekt vezetősége a tervezettől eltérően jobb oldali alagút fejtésének párhuzamos szervezésű megindítása mellett döntött. Ekkor a gépparkunkat, valamint a létszámot is bővítettük, és megkezdtük az alagutak párhuzamos építését.

A déli alagút lyukasztása 2021. július 1-én, az északi alagút lyukasztása 2023. február 9-én volt (10-11 ábra).

4. LÖTTBETON ÉS VIZSGÁLATA

A löttbeton keverék tervezésére Magyarországon nincs előírás, ezért a közbeszerzési tender III. kötete (Műszaki Előírások) is az osztrák építéstechnikai és betonszövetség (ÖBV) által kiadott irányelv alkalmazását írta elő (Österreichische Bautechnik Vereinigung: Sprayed Concrete Guideline 2013. április).

A jóváhagyott kiviteli tervek szerint a löttbeton J2 szilárdsági osztályú kellett, hogy legyen (ÖBV szerint).

Az elsődleges szerkezet kétrétegű hálós vasalással, rácsos tartók alkalmazásával készült 20-25 cm vastag löttbetonnal, melyet három fázisban hordtunk fel. Alagútbiztonsági szempontból az előírás az, hogy a löttbeton alapkeverék a fejtés megkezdésekor a helyszínre érjen. Ennek megfelelően a beton a fejtés befejezéséig a helyszínen várakozik, ezért az alapkeveréktől elvárt eltarthatóság ~2 óra volt. Az irányelv

alapján a löttbeton alapkeverék konzisztenciáját 550-650 mm között kellett tartani. A konzisztenciát az alkalmazott lövőgépek műszaki adottságai határozzák meg, ezért a korábbiakban említett bevágás-süllyesztés során kísérleteztük ki az alapkeverék konzisztenciáját (12-14 ábra).

A löttbeton alapkeverék minősége: C30/37-XC1-8-F5 volt, a próbálövések alapján az alkalmazott konzisztencia 610 mm (-10 mm; +20 mm) volt. Fontos követelmény volt a betonminőség egyenletessége, ezért az alagút felvonulási területére fél éven belül telepítettünk egy új betonüzemet, mellyel 1m³-es keverékadagokkal gyártottuk a betont.

A löttbeton alapkeverékből próbakeverés, valamint a lövőgépekkel próbálövések készültek, melyek eredményeit értékeltük és minősítettük.

A próbálövések során állítottuk be a löttbetonhoz alkalmazott kötésgyorsító vegyszer adagolását.

A betonlövő gépeink SPM 200 típusú vegyszeradagoló-szoftverrel rendelkeznek, így a beton főbb adatainak mag-



12-14. ábra: Próbálövések bevágás-süllyesztés során



15-16. ábra: A lövőgép kijelző panelje



17. ábra: A főte lövése

adása után a megadott kötésgyorsító adagolást automatikusan végzik (15-16 ábra). A kötésgyorsító mennyisége a cement-mennyiségre vetítve tömeg %-ban adtuk meg a próbálövés kiértékelésekor megállapított értékkel (17. ábra).

A fiatal löttbeton vizsgálata során 1 óras korrig mértük a penetrációt, melyből becsült szilárdág értéket kaptunk. Ezt a mérést lehetőség szerint fogásonként, rétegenként végeztük.

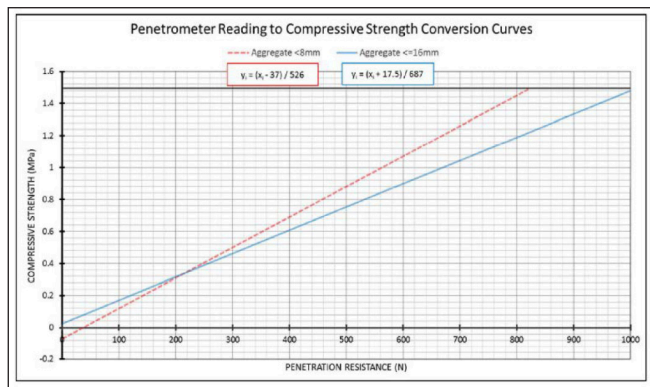
A löttbeton második rétegén volt lehetőség a beton szilárdág becslését 22-24 óras korában is ellenőrizni szögbelövéses és kihúzó erő mérésével. Így a beton szilárdulási folyamata nyomon követhető volt (ezen vizsgálatok az MSZ EN 14488 1; 2 szabványban rögzítettek). Előírt érték 5 N/mm² volt (18 ábra).

A kivitelezés során a minőségellenőrző vizsgálatokat az

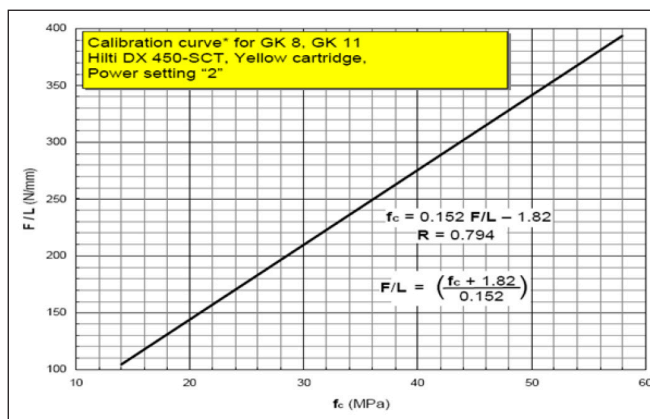
18. ábra: Penetráció mérés a lövőládán



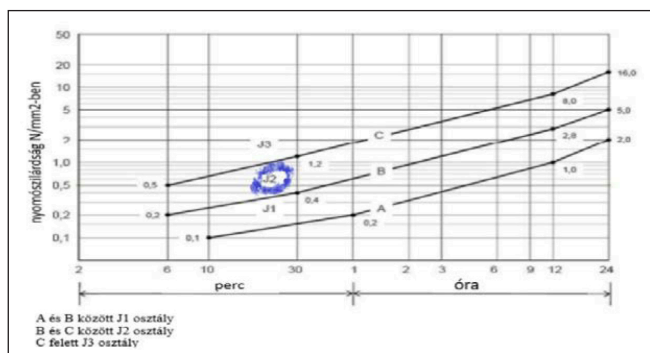
19. ábra: A HILTI szögbelövéses módszer eszközei



20. ábra: Penetrométer kalibrációs görbék szilárdág becsléséhez



21. ábra: Hilti módszerű kalibrációs görbe a szilárdág becsléséhez



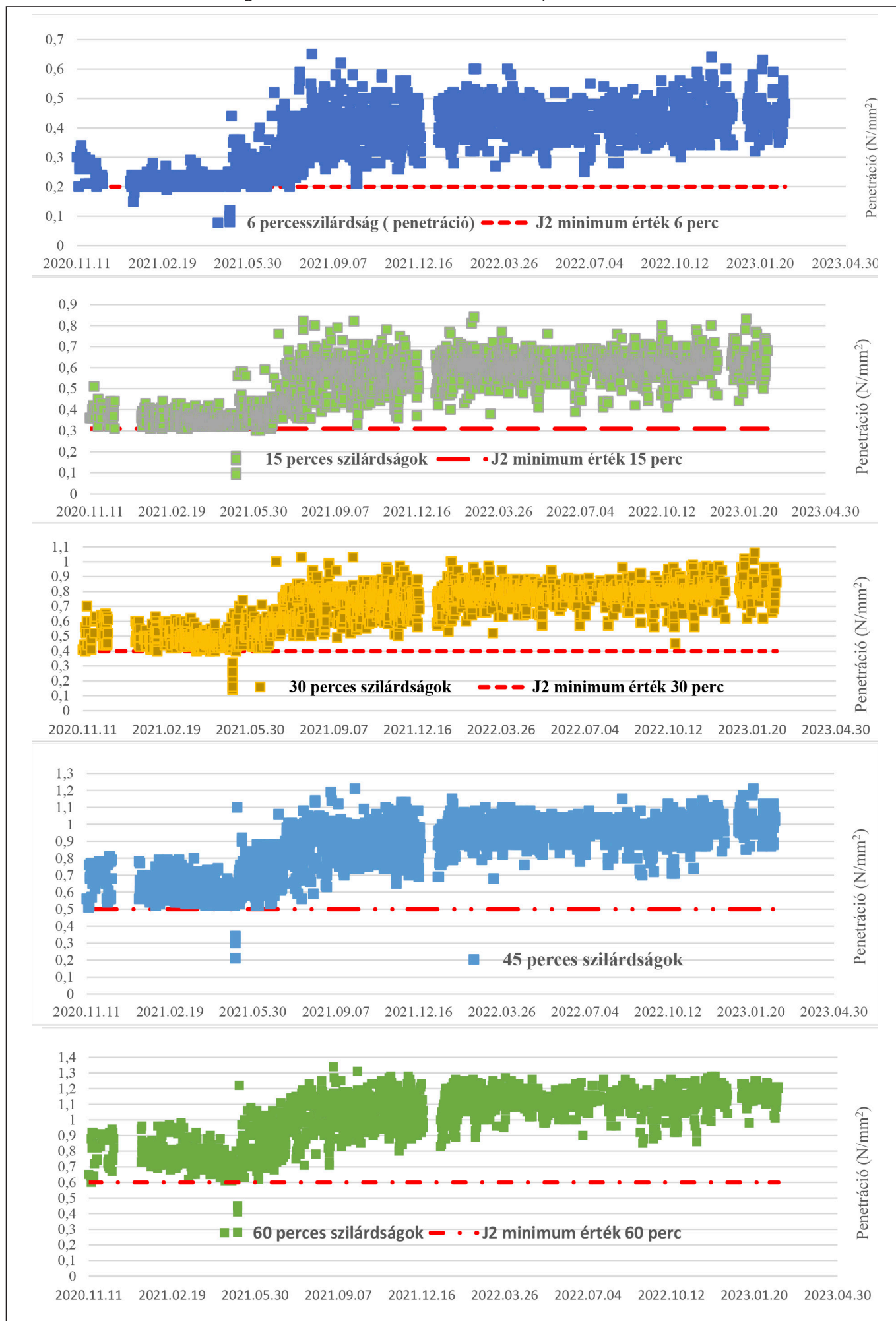
22. ábra: A fiatal löttbeton előírt nyomószilárdág értékei az ÖBV irányelv alapján

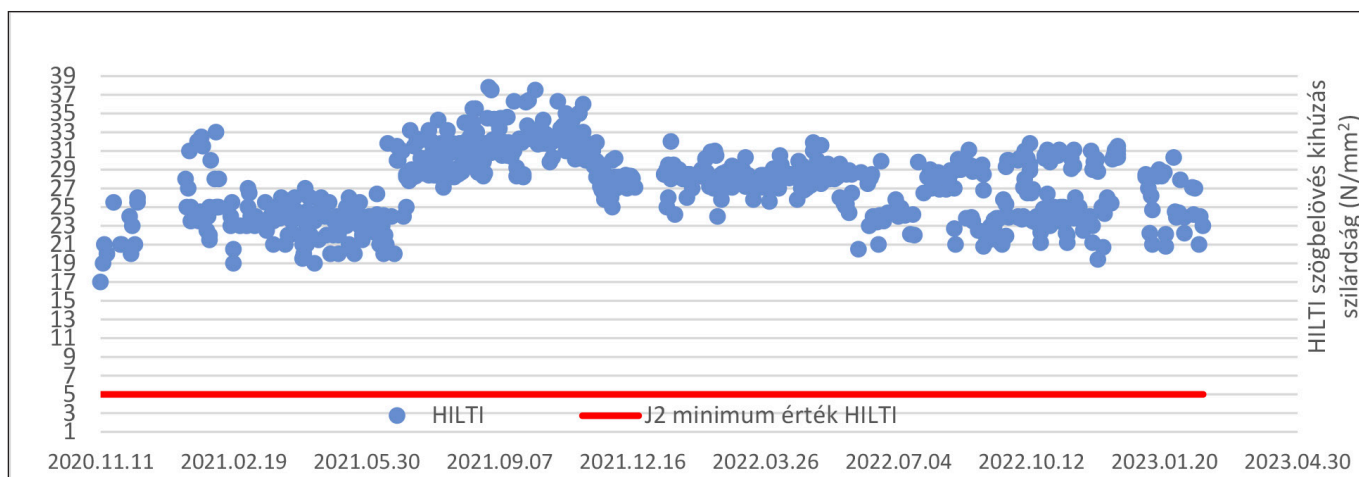
Innovia Kft. laboratóriuma végezte. Az alagút építéséhez előállított keverékeket mixerenként vizsgálták a laboratórium munkatársai, a löttbetont rétegenként és szerkezetenként is vizsgáltuk, napi 24 órában, ahogy az alagútépítés haladt. A megszilárdult löttbeton nyomószilárdágát lövőládákba kifűrt mintákon vizsgáltuk 24 óras és 28 napos korban. Az alagút-hajtás során lövőládát 100 m³-ként készítettünk (19-22 ábra).

A 24 óras korra előírt nyomószilárdág min. 13 N/mm²; 28 napos korra a C30/37 szilárdágú osztálynak megfelelően a hengeren mért értékhez igazodva min. 30 N/mm² volt.

Az előrehaladás során heti kockázatértékelő megbeszélések alkalmával – melyen a beruházó, a mérnök, a közútkezelő, az

23-27. ábra: Penetráció mérések grafikus ábrázolása: 6, 15, 30, 45 és 60 perces korban





28. ábra: A HILTI szögbelövés módszer 22-24 órás korban mért eredményeinek grafikus ábrázolása

alagút biztonsági tiszt és a kivitelező képviselői vettek részt – az alagútépítés előrehaladását és annak minőségét elemeztük és értékeltük. A löttbeton vizsgálatok eredményeiről grafikus kiértékelés is készült, melyek az elsődleges szerkezet löttbeton rétegek penetráció mérések tekintetében közel 4000 mérést jelentett.

A grafikus eredményekből látható (23-27 ábra) markáns emelkedés oka a cementgyártó változtatása volt 2021. június elején, mivel az alkalmazott cement (CEM I. 52,5N) a kötés-gyorsítóval nem hozta a várt eredményeket kellő biztonsággal és a magasabb kötés-gyorsító adagolás sem hozott jobb eredményt. A cementgyártó váltása után a grafikonon látható, hogy a mérési eredmények nagy biztonsággal teljesítették az előírásokat a J2 löttbeton szilárdsági osztályra vonatkozóan 60 perces korrig.

Meg kell jegyezni, hogy a magas kötés-gyorsító adagolás a beton végszilárdságát nagymértékben rontja, így a pontos vegyszeradagolás fontos követelmény a betonlövésnél. Ezt a lövőgépek mixerenkénti vegyszerfogyásának folyamatos ellenőrzésével és kalibrálással lehetett elérni.

Hideg időjárásban a kötés-gyorsító vegyszer melegítéséről is gondoskodni kellett, mert az adalékszer +15°C feletti hőmérsékleten fejt ki optimális hatását. Ennek megfelelően a betont is általánosan +20°C hőmérséklet körüli hőmérsékleten tartottuk még hideg időben is.

Az alapkeverék 28 napos nyomószilárdságát napi mintavétellel igazoltuk, melyek túlnyomó részben C45/55 és C50/60 nyomószilárdsági osztályúak voltak (MSZ 4798 szerint).

A betonszilárdság becsüléséhez a *Hilti szögbelövéses módszert* is alkalmaztuk (28-30. ábra). A mérési elv: az azonos korú (22-24 órás) löttbeton rétegbe, Hilti DX 450

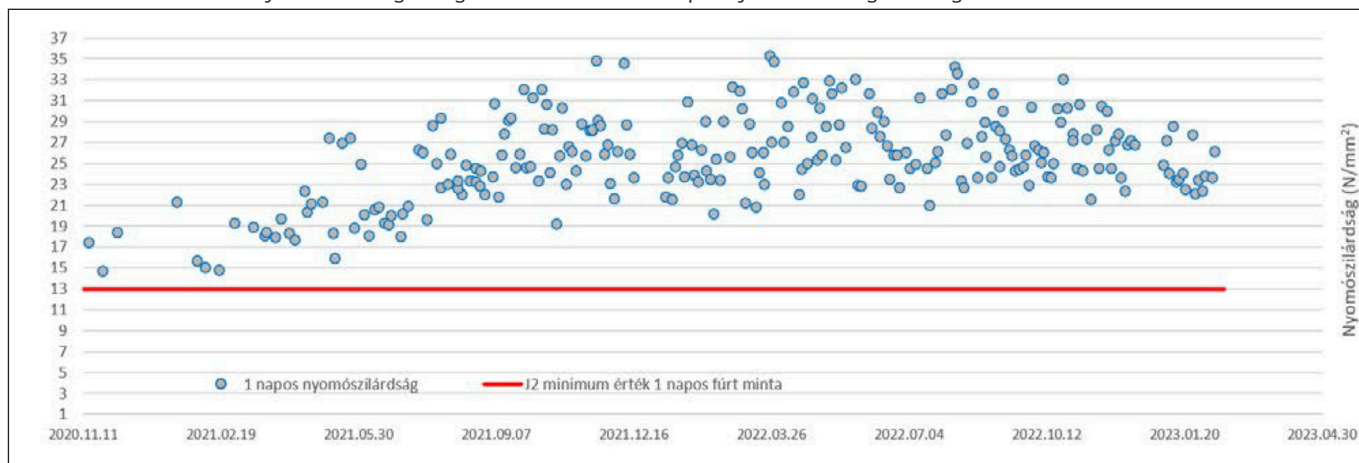
szögbelövő pisztollyal, a pisztolyon beállított azonos erővel belőtt szegek behatolás mélységéből, valamint ezen szegek kihúzó berendezéssel, a húzás során mért kihúzóerőből lehet becsülni (grafikonról leolvasni) a beton nyomószilárdságát. A 24 órás vizsgálatnál már látható a vegyszeradagolás és a cement ingadozásából adódó szórás.

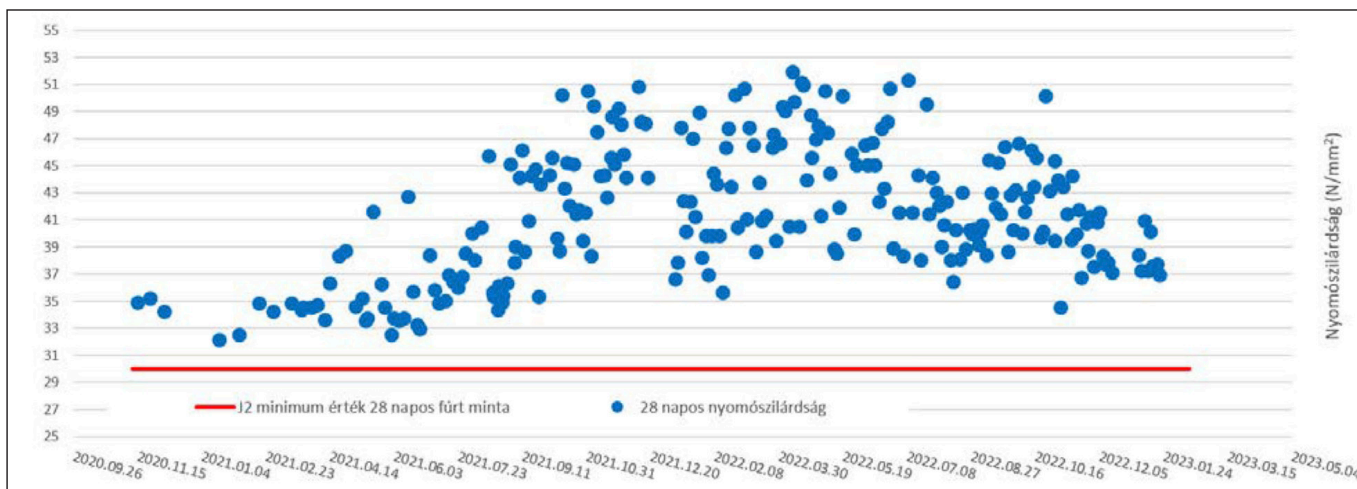
A lövőládából a magmintákat 20 órás korban fúrtuk ki, majd méretre vágás, tömegmérés és méretfelvétel után 24 órás korban vizsgáltuk azok nyomószilárdságát. A vizsgálati eredményekben itt is látható a cementváltás, valamint a vegyszeradagolás és a cement minőség ingadozása is.

A 28 napos korban vizsgált magminták eredményein már markánsan jelentkezett az, ha a kötés-gyorsító adagolásban eltérés volt (31-32. ábra). Az időben korábbi eredmények a cementváltás idején (2021. júniusig) **magasabb kötés-gyorsító adagolással** készültek, így a 28 napos eredmények az előírtnál átlagosan max. 20%-kal voltak magasabbak. Ez számunkra nem volt megnyugtató, ezért ez is még egy indok volt a cement váltásra. Az idő előrehaladtával látható, hogy a korábbi legmagasabb értékekhez hasonló eredmények voltak a legalacsonyabb eredmények. Az utolsó három hónapban átlagosan 0,5%-kal magasabb kötés-gyorsító adagolással folyt a betonlövés annak érdekében, hogy a korai 30-45 perces penetrációk mérése után a hálószerelés biztonsággal megkezdődhessen. A vegyszeradagolás további növelése a 28 napos nyomószilárdságok csökkenését okozta volna.

A túlzott vegyszeradagolás másik negatívuma, hogy a beton túlságosan kiszárad mire a falhoz becsapódik, ezért annak tömörsége nem lesz megfelelő. A nem megfelelő tömörségű betonnak a nyomószilárdságra negatív hatása van.

29. ábra: Löttbeton korai nyomószilárdságának grafikus ábrázolása – 1 napos nyomószilárdság fúrt magmintából





30. ábra: Löttbeton nyomószilárdságának grafikus ábrázolása: 28 napos nyomószilárdság fűrt magmintából



31. ábra: Fűrt magminták méretre vágás után



32. ábra: Fűrt magminták vizsgálat után

5. ÖSSZEFOGLALÁS

Az előzőekben leírtak alapján elmondható, hogy az alagútfejtés előrehaladásában nagy szerepet kapnak az előzetes vizsgálatok a geológiai és talajmechanikai környezetre vonatkozóan. A közben, kivitelezés során végzett előfúrások és mintavételek eredményeinek kiértékelése alapján kialakított biztosítási osztályok nagyban elősegítik a biztonságos munkavégzést és az előrehaladás megtervezését.

A löttbeton alapkeverék és a löttbeton minőségének meghatározására szánt idő nagyban elősegítette a későbbi biztonságos előrehaladást.

Az előzőekben részletezettek alapján fontos következtetéseket lehet levonni: a löttbeton alapkeverékhez alkalmazott cement megfelelősége, valamint a lövés során adagolt kötés-gyorsító mennyiségi kontrollja elengedhetetlen feltétele annak, hogy a löttbeton réteg funkcióját nagy biztonsággal betöltsék. A löttbeton egyenletes minősége, szakszerű felhordása és a minőség szigorú ellenőrzése nagy hangsúlyt kapott a biztonságos munkavégzésben.

6. IRODALOM

Ajánlati Dokumentáció (2018) – III. kötet. Műszaki Előírások az M85 gyorsforgalmi út Fertőrákos csomópont – Sopron oh. szakasz a meglévő 84. számú főúti Határátkelőhelyhez történő ideiglenes visszakötéssel, valamint a 8647. jelű Sopron Ény-i elkerülő út kivitelezése, és a kiviteli tervek elkészítése tárgyában. 2018. szeptember 4.

Kerékgyártó A., (2022) „M85 Alagútépítés változatos geológiai és geotechnikai környezetben” Hidász napok 2021 Előadásainak gyűjteménye, Lánchíd füzetek 29. pp. 98-107

Kerékgyártó A. (2023) „M85 gyorsforgalmi út Bécsi-dombi alagútjának

építése” Hidász napok 2022 Előadásainak gyűjteménye, Lánchíd füzetek 35. pp. 161-164

Österreichische Bautechnik Vereinigung: Sprayed Concrete Guideline 2013. április

Tervezési beszámoló (2020) Utiber Kft. – Ecoroad Kft. Konzorcium, Hidroduna Kft. Zárt alagútszakasz ideiglenes megtámasztásának kiviteli tervei Tóth Sz., Németh F. (2021), „Sopron, M85 alagútépítés löttbeton munkái”, Betonújság, augusztus XXIX. évf. IV. szám pp. 26-27

MSZ 4798 Beton. Műszaki követelmények, tulajdonságok, készítés és megfelelés, valamint az EN 206 alkalmazási feltételei Magyarországon.

MSZ EN 14488-1:2005 Fialat löttbeton vizsgálata. Mintavétel friss és megszilárdult löttbetonból.

MSZ EN 14488-2:2007 Löttbeton vizsgálata. 2.rész. Fialat löttbeton nyomószilárdsága

Tóth Szilvia (1971) építőmérnök, szerkezetépítő, betontechnológus szakmérnök, az SDD Konzorcium főtechnológusa. 1997 óta a kivitelezésben dolgozik. 2005 óta az Innovia Minőségellenőrzési, Technológiai és Innovációs Kft. vezetője. Szakterülete: minőség-ellenőrzés, minősítés, technológia, a gyorsforgalmi és egyéb utak, kiemelt beruházások út-, híd-, vasút-, alagút-, valamint vízépítés területén.

IMPLEMENTATION OF THE BÉCSI DOMB TUNNEL – PART 1 CONSTRUCTION TECHNOLOGY OF THE PRIMARY SHOTCRETE TUNNEL STRUCTURE

Szilvia Tóth

Construction of Bécsi-domb tunnel is made by Hungarian designers and contractors. The main construction processes are discussed in a series of articles. The first part of the series details the temporary structure of the pair of tunnels from a technological point of view. Safe construction of the temporary shotcrete structure posed a continuous challenge to the contractor and the technological and geological supervision. The time and cost implications of adapting to diverse geological conditions are very significant. Huge amount of data is generated during the production, installation and inspection of the shotcrete mixture of the temporary structure. In possession of this huge amount of data, in this article we also detail the reports made from the thousands of inspection results carried out on young shotcrete layers.

DR. BALÁZS GYÖRGY PROFESSZORRA EMLÉKEZTEK TISZTELŐI

Jelen beszámoló hasonló
tartalommal megjelent
a SÍNEK VILÁGA
2023/4 számában is.

BESZÁMOLÓ A 2023. JÚNIUS 26-ÁN TARTOTT EMLÉKTÁBLA-KOSZORÚZÁSRÓL

<https://doi.org/10.32969/VB.2023.2.3>

A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, a Közlekedéstudományi Egyesület Közlekedésépítési Tagozat Mérnöki Szerkezetek Szakosztálya, a Vasúti Hidak Alapítvány és dr. Balázs György családja koszorúzással egybekötött megemlékezést tartottak (1. ábra).

Dr. Balázs György Széchenyi-díjas mérnök, professor emeritus, a műszaki tudományok doktora, Budapest díszpolgára egykori lakhelyénél, Budapesten, az V. kerület, Váci utca 25. számú ház előtti emléktáblánál koszorút helyeztek el halálának 10. évfordulója alkalmából.

Vörös József, a Vasúti Hidak Alapítvány curator emeritusa üdvözölte a megjelenteket (2. ábra). Elmondta: „Egy ember életében és azon túl legnagyobb elismerés a szakma, a kortársak és a tanítványok elismerése. Ezt éreztük 2016-ban, amikor felállítottuk az emléktáblát a professor úr születésének 90. évfordulóján és ezt érezzük most, halálának 10. évfordulóján. Eljöttünk, hogy tiszteletünket fejezzük ki munkássága, szorgalma, munkabírása elismeréseként. Három célt tűzött ki munkája során: legyen jó oktató, jó kutató és jó közéleti ember. Balázs György e követelményeket élete során mindig teljesítette. Közéleti tevékenységét mi sem bizonyítja jobban, mint a KTE-ben végzett munkája. Az ő elnöksége idején virágkorát érte a KTE Közlekedési Tagozat Mérnöki Szerkezetek Szakosztálya. Ennek szellemében rendezvényünket úgy szerveztük meg, hogy mindhárom terület, valamint a családja lehetőséget kapott a visszaemlékezésre.”

Elsőként Orosz Balázs, a Közlekedéstudományi Egyesület jelenlegi ügyvezetője méltatta professor úr társadalmi

tevékenységét, érdemeit és eredményeit, amik a kitüntetéseiben testesültek meg (3. ábra).

Orosz Balázs beszédéből megtudhattuk: „A professor úr 31 éves korában, 1957-ben lett KTE-tag. Az egyesület is egy fiatal, nem sokkal korábban megalakult, mindössze nyolcéves szervezet volt. Pár év múlva, 1959-ben az egyesületen belül Palotás professzorral megalakították a Mérnöki Szerkezetek Szakcsoportot, majd 1961-ben a szakcsoport szakosztállyá alakult. Feladata a műtárgyak, mérnöki szerkezetek statikai, szilárdságtani, kutatási és fejlesztési területének összefogása volt. Balázs György ennek a szervezetnek 30 éven keresztül volt a titkára, majd 1990-ben az elnöke, egyben az országos elnökség tagja. 2002-ben tiszteletbeli elnöki címet kapott. A szervezetben végzett munkával kapcsolatos hitvallása volt, hogy ez a munka nem kötelező, de aki vállalja, az szívvel-lélekkel végezze, úgy, mint a fizetéssel járó munkát. Tevékenysége változatos volt. Előadásokat, ankétokat, szimpóziumokat és tanulmányi kirándulásokat is rendezett. Két nagy nemzetközi konferenciát is szervezett, az egyiket 1965-ben a feszített vasbeton témakörében, a másikat 1984-ben a Betonszerkezetek tartós megfigyelése címmel. A szakosztályon belül munkabizottságokat alakított, ahol az aktuális témákat tudományos részletességgel megvitatják, javaslatokat dolgoztak ki a vizsgált kérdéskörökkel kapcsolatban. Fontos volt számára, hogy ezekbe a munkákba bevonja a társszervezeteket és más tudományágak képviselőit is, hogy közös gondolkodással jussanak a legjobb eredményhez. A hagyományok tiszteletben tartása is nagy súllyal szerepelt munkájában. A KTE 50

1. ábra: Emléktábla a koszorúkkal 2023



2. ábra: Vörös József köszönti a résztvevőket





3. ábra: Orosz Balázs a KTE nevében méltatja az ünnepelt



4. ábra: Földi András a Harcostárs méltatja az ünnepelt

éves évfordulója alkalmából a jubileumi bizottság elnökévé választották. A 2005-ben megjelent Beton- és vasbetonkutatás története című könyvében részletesen feldolgozta egyesületünk addigi történetét. Az általa dedikált példányt nagy tisztelettel őrizzük.

Gazdag életútját, társadalmi tevékenységét számos kitüntetéssel ismerte el a tudományos egyesület:

- 1964-ben lett a KTE örökös tagja
- 1965-ben tudományos tevékenységét Jáky József-díjjal ismerték el
- 1981-ben szervezési munkájáért Széchenyi-emlékplakettben részesült
- 1995-ben METESZ-emlékérmet kapott
- 1998-ban KTE-emlékplakettel tüntették ki
- 2006-ban életműve elismeréseként Kerkápoly-díjban részesült.

Társadalmi munkája a KTE-ben példaértékű volt, szellemisége mindig velünk marad, amit ez az emléktábla is megerősít.”

Földi András a KTE Közlekedésépítési Tagozat Mérnöki Szerkezetek Szakosztálya nevében köszöntőjében az ünnepelt emberi hozzáállását és a munkatársakkal való kiváló kapcsolatát emelte ki (4. ábra) az alábbi gondolatokkal:

„Nehéz visszaadni azt a szeretetet és tiszteletet, amit professzor úrral végzett közös munkánk során mindvégig éreztem. De ugyanezt érezték azok a tervezők, kivitelezők és kutatók, akikkel munkája során kapcsolatba került. Fáradhatatlanul szervezte a szakmai előadásokat, ankétokat és kirándulásokat. Profeszor úr engem nem tanított, először a Mérnöki Szerkezetek Szakosztályán ismertük meg egymást. Talán mert nem volt más, engem javasolt elnökségi tagnak. Nagyon sokat tanultam tőle. Miután átvettem tőle az elnökséget, próbáltam úgy intézni az ügyeket, mint ahogy azt professzor úr tette, de az valójában utánozhatatlan volt. Nagyon szerette az embereket, munkatársait. Ha valakit megkért, hogy írjon egy fejezetet a könyvébe, nem lehetett visszautasítani, azt mindenki megtiszteltetésnek vette. Egy idő után harcostársának nevezett, ami nagyon nagy megtiszteltetés volt. Minden év decemberében felhívott, és boldog karácsonyt kívánt. Soha nem tudtam megelőzni. Tíz éve elmaradtak ezek

a telefonhívások, és ez nagyon hiányzik.” A volt tanítványát, később munkatársát, majd a tanszékvezetői poszton követőjét, a jelenlegi tanszékvezetőt ezer szál kötötte professzor úrhoz az oktatással, kutatással kapcsolatban.

Dr. Nehme Salem (5. ábra), BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék tanszékvezetőjének gondolatait az alábbiak szerint foglalhatjuk össze:

„Balázs György 1950-ben Mihailich Győző, tanszékvezető felkérésére tanársegéd lett a II. Számú Hídépítési Tanszéken. Kilenc év szorgos munka után, 1959-ben lett adjunktus. 1963-ban vált külön önálló tanszékké az Építőanyag Tanszék, ahol még ebben az évben kandidátusi címet kapott, majd 1965-ben kinevezték docensnek. 1975 és 1976 között az építőmérnöki kar dékánhelyettese, 1976-ban a tanszék vezetője lett. 1982-ben védte meg a műszaki tudományok doktora címet »A betonstruktúra elemzése« című értekezésével. 1984-ben egyetemi tanári címet kapott. 1991-ben dr. Erdélyi Attila vette át tőle a tanszék vezetését. Hetvenéves korában, 1995. december 31-én ment nyugdíjba. Kiváló ipari kapcsolatokkal rendelkezett, még tanársegédként dolgozott a Főmtervnek, 1969-ben a BVM megrendelésére végzett kutatási, vizsgálati feladatokat. Munkája során három fontos pillért tartott szem előtt, az oktatást, a kutatást és a közösségi munkát. Ennek betartását kollégáitól is elvárta, ami munkánk során ma is érvényes és fontos. A hallgatókat ösztönözte a TDK-munkában történő részvételre, a tanszék dolgozóit bevonta a kutatásába, a tanszéken folyó vizsgálatokba. Tanítványai közül Iványi György a University of Duisburg-Essen dékánja, Kiss Rita az MTA levelező tagja lett. Számos kitüntetéssel mellett rengeteget publikált, TDK-munkákat irányított, diplomaterveket konzultált, előadásokat tartott, emellett három bejegyzett szabadalom tulajdonosa volt.

Minden kolléga szerette, munkám során fokozatosan terelt és segítette a tudományos tevékenységemet.

Soha nem parancsolt, soha nem mondta, hogy holnapra legyen kész, mégis minden elkészült és öröm volt vele dolgozni. Balázs professzor mindannyiunk számára példakép, az iránta való tiszteletünk az idő múlásával egyre erősödik.”

A levezető elnök, miután megköszönte az eddigi méltatásokat, egy kínai mondást idézett: „Ültess fát, írd könyvet, nemzél fiút és neveld fel és nem éltél hiába.” E



5. ábra: Dr. Nehme Salem tanszékvezető emlékezik elődjére

gondolatsoron végig haladva elmondta: „Dr. Balázs György szülőfalujában, Rábaszentendrason minden bizonnyal ültetett fát. A könyvírás már határozottan állíthatjuk, hiszen dr. Nehme Salem is elmondta, milyen hatalmas és eredményes munkát végzett a professzor úr a publikálás területén. Ezt bizonyítja az is, hogy irodámban, a könyvespolcon egymás mellett sorakoznak a könyvei, amit munkám során gyakran forgatok. Teljesítette a fiúnevelést is, hiszen olyan fiút nevelt, aki követve az ő példáját, tehetségével, tudásával és szorgalmával bizonyította a mérnöki hivatás, a kutatás és a közélet iránti elkötelezettségét.”

Felkérte a professzor úr fiát, hogy mondja el édesapjával kapcsolatos legkedvesebb emlékeit.

Dr. Balázs György László gyermekkori képek felidézésével kezdte a visszaemlékezést (6. ábra). „Négy és fél éves voltam, amikor édesapám elmesélte, hogy átment a még meg sem épült Erzsébet híd kifeszített főkábeleinek a szerelésekor a Duna felett. Azt akkor nem tudtam elképzelni, gyermekként csodálkozva és félelemmel gondoltam arra, hogy nem esett le a vízbe. Visszaemlékszem, hogy 1964. november 21-én, hatéves koromban az elsők között voltam, akik a híd felavatásakor átmentek a hídon.

A betontechnológiára úgy tanított meg, hogy vett egy telket Siófokon (ekkor 13 éves voltam), és minden évben, öt éven át, a nyári szünidőben betonoztunk a telken, míg el nem készült a ház. Ez kiváló alkalom volt, hogy az építőanyagok közelébe kerüljek.

Elhoztam egy emléket, hogy édesapám ezáltal is itt legyen közöttünk. Ez nem más, mint a 6. osztályos latin–magyar szótára, amit saját kezűleg kötött be, és írta rá a nevét. Mindig tisztelettel hallgattam, hogy latin mellett tanult ógörögül, és vizsgázni is kellett belőle. A tanulásunkra mindig nagyon odafigyelt. Az akkor közel 100 éves Eötvös József Gimnáziumba jártunk nővéremmel, Ildikóval öt év eltéréssel. Nagy örömömre és büszkeségemre gyermekünk, Andris is ott végzett, és valamennyi gyermekünk egyetemi diplomát szerzett, kisleányunk, Fanni most kezdte el az orvosi egyetemi tanulmányait.

Külön meg szeretnék emlékezni édesanyámról, aki itt ül közöttünk, és ma is követi a családi és a szakmai eseményeket, továbbá mindig szeretettel gondol édesapámra és kollégáira, akik valamikor együtt dolgoztak vele. Az ő házasságukat külön említem jó példaként, mert hatvanegy évet éltek együtt házasságban úgy, hogy egyetlen hangos szó sem elhangzott



6. ábra: Dr. Balázs György László visszaemlékezése

el. Ez minden bizonnyal segítette apámat a munkája során, akinek elve a gyermeknevelésben és a munkában is a személyes példamutatás volt.”

Végül megköszönte azt az összefogást, ami lehetővé tette egykor az emléktábla felavatását, és most ennek folytatásaként annak koszorúzását.

Ezt követően a koszorúk elhelyezése következett. Koszorút helyezett el Orosz Balázs a KTE nevében, Földi András a KTE Mérnöki Szerkezetek Szakosztály nevében, dr. Nehme Salem a BME nevében és a család nevében dr. Balázs György László. A koszorúkat Balázs Fanni professzor úr unokája helyezte el a tábla alatti helyekre, majd a jelenlevők a koszorúk felhelyezése után elénekelték a Szózatot (7. ábra).

A rendezvény zárásaként a levezető elnök megköszönte a megemlékezéseket, az ünnepségen való megjelenést. Elmondta, hogy az ünnepség előtt többen kimentették magukat. Így például nem tudott részt venni dr. Tóth Ernő, dr. Dunai László, dr. Teiter Zoltán, Pál Gábor, Zádori Gyöngyi, Józsa Zsuzsa. A megemlékezésen közel 40 fő vett részt. A tábla állításakor záróként az alábbi hangzott el: „Kívánom, hogy az elkövetkező évek során legyen élő ez az emléktábla, és legyen mindig friss koszorú a professzor úr tiszteletére.”

Mint látjuk, ez a kívánság teljesült, hiszen valamennyien együtt ápoljuk és őrizzük dr. Balázs György professzor úr emlékét.

Vörös József



7. ábra: Ünneplők egy csoportja

DR. BALÁZS L. GYÖRGY 65. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Balázs L. György 1958. április 27-én született Budapesten. A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem szerkezetmérnök professzora. Főbb tevékenységi területei: beton, vasbeton és feszített beton szerkezetek, FRC (szálerősítésű betonok), FRP (szálerősítésű polimerek), az anyagok tűz alatti viselkedése, tűzterherre való tervezés, tartósság, élettartamnövelésnek,

repedéstágasság kérdései, UHPC (ultra nagy teljesítményű beton) és fenntarthatóság.

Építőmérnöki diploma után egy évig az Uvaterv Hírdíróban dolgozott. 1983-tól folyamatosan a Budapesti Műszaki Egyetemen dolgozik. 1999-2015 között az Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék, majd a tanszék átszervezésével 2015-2018 között az Építőanyagok és Magaséptés Tanszék vezetője, folytatva, elmélyítve édesapja korábbi tanszékvezetői munkáját.

A kutatások iránti elhivatottsága már fiatal korában is megmutatkozott először Széchenyi profeszori, majd Bolyai ösztöndíjas volt. Igen fiatalon, negyvenkét évesen, 2000-ben nevezték ki professzorrá. Széleskörű hazai és nemzetközi kutatási tevékenysége révén folyamatos segítséget nyújtott az aktuális kutatási témák feldolgozásában, és fiatal kollégáinak a tudományos fokozatuk megszerzésében. Ezt követően kiemelkedően magas számú hazai és külföldi kutatási projektnek volt témavezetője a BME képviselőjében, amellyel célja volt a kutatások folyamatos biztosítása és tudományos utánpótlás képzése.

Építőmérnöki Doktori Iskola Tanácsának (DIT) tagja (2002-től), Vásárhelyi Pál Építőmérnöki és Földtudományi Doktori Iskola tisztagja (2008-tól), Habilitációs Bizottság és Doktori Tanács (HBDT) tagja (2000-től), Doktorandusz ügyek kari felelőse az Építőmérnöki Karon (1994-2005), Építőmérnök Kar Kari Tanácsának tagja (1999-től 2018-ig), Gazdasági dékánhelyettes az Építőmérnöki Karon (2013-2015), Dr. Gallus Rehm Alapítvány Kuratóriumának elnöke (2000-től), Pier Luigi Nervi kiállítás fővédnöke (2016), Polonyi István kiállítás fővédnöke (2017).

Az építőmérnöki képzésben számos tantárgy tematikájának

kidolgozása fűződik a nevéhez. A hazai és nemzetközi kutatásokban vezető szerepet vállalt kutatási pályázatok témavezetőjeként.

Az egyemi feladatai mellett a nemzetközi életben is számos feladatot vállalt. A CEB Magyar Tagozatában 1982-ben kezdett el tevékenykedni, közvetlenül a diploma megszerzése után. A FIP Magyar Tagozatában titkári feladatokat kapott 1995-ben. A CEB és a FIP nemzetközi szervezetek egyesítése révén 1998-ban jött létre a **fib** Nemzetközi Betonszövetség. Még abban az évben a **fib** Magyar Tagozatnak vezetőjévé választották. Fáradozása révén az egyesület mintegy ötven céget és kétszáz mérnököt magában, így a legaktívabb egyesületek közé tartozik.

Megalapította a **fib** PhD Szimpózium sorozatot, amelynek 1996-ban és 1998-ban Budapest volt a házigazdája. A sikeres nemzetközi konferenciasorozat további állomásai: Bécs (2000), München (2002), Delft (2004), Zürich (2006), Stuttgart (2008), Lyngby (2010), Karlsruhe (2012), Quebec City (2014), Tokió (2016), Prága (2018), Párizs (2020, 2021) és Róma (2022).

Balázs L. Györgyöt 2003-ban választották **fib** elnökségi taggá. Ezekben az években több újítást is kidolgozott. Ő javasolta a 2003-ban indult **fib**-tanfolyamok rendszerét. A **fib** Nemzetközi Betonszövetségben végzett munkájának elismerése, hogy 2011-2012 között nemzetközi szervezet elnökévé - **fib** President - választották. Az elnöki feladatok folytatásaként örökös tiszteletbeli elnökként – **fib** Honorary President – segíti a szervezet munkáját. Mindemellett az **fib** COM 9 „Dissemination of knowledge” Bizottság elnöke.

Publikációinak száma meghaladja a négyszázhetvenet. György L. Balázs számos értékes nemzetközi kapcsolatot épített és fontosnak érzi ezek ápolását, ezzel növeli hazánk ismertségét és elismertségét.

A 65. születésnapjáról a műegyetemi hagyományoknak megfelelően 2023. április 28-án a BME dísztermében nemzetközi ünnepi üléssel emlékeztek meg – *Concrete towards a sustainable future - Korszerű betonelemek a fenntartható jövő érdekében* – amelyen 25 tudományos előadás és számos további rövid köszöntés hangzott el angol, ill. magyar nyelven.

Kedves Gyuri! Köszönjük a sok-sok kapcsolatot, az emberséget, és ezúttal kívánunk neked boldog születésnapot.

Lublóy Éva

SZARKÁNDI JÁNOS 65. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Szarkándi János 1958. március 29-én született Pécsen. A betonnal kapcsolatos első emlékei egészen a gyerekkoráig nyúlnak vissza. A beton felhasználásával általános iskola alsó tagozatában találkozott először, amikor iskolatársaival a saját maguk által fabrikált gokartot szeretnék volna tesztelni. A „versenyautó” – amelyet falécek, golyóscsapágyak és deszkák segítségével alkottak meg

– kipróbálására mi sem volt alkalmasabb, mint a sima felületű betonút. Bár az anyaggal kapcsolatos felismerés nem volt tudatos, mégis döntő szerepet játszott későbbi pályaválasztásában.

Élete meghatározó momentuma volt, amikor 1979-ben lakatosként elkezdett dolgozni a Duna-Dráva Cement Kft. Beremendi Cementgyárában, miután az akkori pécsi Pollack Mihály Műszaki Főiskola szilikát-gépész szakát elvégezte. Tanulmányai között említhető továbbá a veszprémi, majd később a gödöllői egyetem. Előbbin cement- és mészipari mérnök diplomát, utóbbin MBA képesítést szerzett.

A lakatos pozíciót követően művezető, majd üzemvezető pozícióban dolgozott a gyárban, a következő évek, évtizedek során főmérnök, valamint kereskedelmi és marketing

vezérigazgató pozícióban is dolgozott. A teljes ranglétra bejárása során egyre közelebb került az anyaghoz, nem csak fizikailag, hanem gondolati szinten is. A DDC-nél eltöltött évek alatt megismerte a gyártási folyamatokat, a különféle cement- és betontípusokat, valamint azt, hogy ezeket miként lehet az építészetben felhasználni.

Műszaki szakemberként többek között részt vett a Beremendi és Váci Cementgyár környezetvédelmi beruházásában, az alternatív tüzelőanyagok alkalmazásának bevezetésében, valamint az értékesítési tevékenység irányítójaként pedig sikereket ért el a piaci változások kezelésében.

2007. január 1-től egészen 2022. december végéig a Duna-Dráva Cement Kft. elnök vezérigazgatójaként tevékenykedett, az évtizedek alatt megszerzett tudásával segítette és támogatta, építette a társaság jelenét és jövőjét. 2023. január 1-től a DDC kötelékében eltöltött több mint négy évtized után megkezdte nyugdíjas éveit, a stafétát pedig kollégájának, Szilágyi Zsoltnak adta át.

Szarkándi János napjainkban a Magyar Cement-, Beton- és Mészipari Szövetség elnökeként tevékenykedik. A szövetség gondozásában jelenik meg immáron 30 éve társfolyóiratunk, a Beton című szakmai lap.

DDC Kommunikációs Osztály

LAKATOS ERVIN 90. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Lakatos Ervin 2023. június 24-an ünnepelte 90. születésnapját családja és barátai körében. Abban a szerencsés helyzetben voltam, hogy én is köszönhettem őt ezen nevezetes alkalomból.

Megköszöntem neki szerte ágazó és áldozatos munkáját, amiben a szakmai kérdésekre és annak emberi vonatkozásaira mindig odafigyelt. Nemzetközi szervezetünkben a FIP

vonalán és a **fib**-en belül is fontos szerepet töltött be.

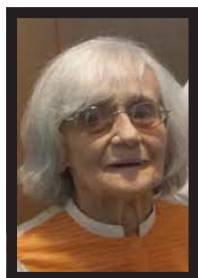
Ervin és Kedves Felesége, Juli beszámoltak róla, a korukhoz képest jó egészségben élnek. Programjaik elsősorban családi környezetre szorítkoznak.

A kollégái és a **fib** Magyar Tagozat nevében kívánunk a lehetőségeknek megfelelően legkedvesebb időtöltést Ervin és Juli számára. Tisztelettel:

Balázs L. György



BÚCSÚZUNK KIRÁLYFÖLDI LAJOSNÉ SÁROSI ANTÓNIÁTÓL (1932-2023)



2023. május 5-én, életének 91. esztendejében elhunyt Királyföldi Lajosné Sárosi Antónia, az Uvaterv hídtervező mérnöke. Életútjáról részletes köszöntő jelent meg dr. Tassi Géza és Vörös József tollából a Vasbetonépítés szakmai lapban 2022-ben, a 90. születésnapja alkalmából, ami tükrözi a küzdelmekből nem mentes gazdag életútját.

1932. november 3-án született Budapesten. Édesapját fiatalon, 1945 decemberében veszítette el, aki életét áldozta a szolnoki vasúti Tisza-híd roncskiemelése közben.

Kitűnő gimnáziumi eredményeivel felvételt nyert Párizsba a Sorbonne-ra, de anyagi okok miatt nem tudott ekkor egyetemre menni. 1950 nyarától még a gimnázium mellett műszaki rajzoló volt az ÁMTI Hídosztályán, ami az átszervezés után az Uvaterv része lett.

1953-ban született meg leánya, aki követte szüleit a mérnöki pályáján. Család és munka mellett 1961-ban szerzett mérnöki oklevelet a BME-n, majd 1974-ben szakmérnöki végzettséget. 1968-tól nyugdíjazásáig, 1990-ig az Uvaterv irányító tervezője volt. Építőmérnök férjét 1983-ban veszítette el, négy évtizedet élt özvegyiségben.

Személyes beszámolója, portréja olvasható a Lánchíd füzetek mérnökportré sorozatának indító kötetében és dr. Träger Herbert köszöntésére készített emlékkönyvben is.

Tervezői munkásságának bemutatására aligha vállalkozhatunk, hiszen oly gazdag és szerteágazó. Vezető szerepe volt az M1 és M7 autópályák rendkívül változatos vasbeton hídjainak tervezésében, közöttük több légiés, karcsú gyalogos műtárgy megvalósulásában. Részt vett az előregyártott hídgerendacsaládok fejlesztésében is. Nyugdíjazása után a Civilplan munkatársa, majd az Utiber tanácsadója volt. Számos hídterv mellett elkészítette a 10. sz. és a 86. sz. főutak alagútjainak ajánlati terveit is. Egyik

utolsó nagyobb munkája volt a 8. sz. főút felett Veszprém előtt megépült, előregyártott hídgerendás főnyílású V-lábú műtárgy.

Nyugdíjasként egy évtizeden keresztül részt vett a Központi Közlekedési Felügyelet hatósági munkájában is. E munkáját 2000-tól leánya folytatta, aki később a létrehozott hatósági Hídosztályt vezette nyugdíjazásáig.

A Mélyépítéstudományi Szemlében négy cikke, az Uvaterv Műszaki Közleményekben három tanulmánya jelent meg. Társ szerzőként két tankönyv írásában vett részt. Fejezeteket írt a Mérnöki Kézikönyvbe és a 35 éves az autópálya című kiadványba. Nemzetközi konferencián előadást tartott Novgorodban, Udinében és Jordániában, Ammánban.

1972-től a Széchenyi István Műszaki Főiskola oktatója, majd 1977-től nyugdíjazásáig a BME oktatásában vett részt. Öt nyelven beszélt, olvasta a nemzetközi szakirodalmat – e tudását kamatoztatta, mikor 1990-től 2005-ig a BME idegen nyelvű képzésében volt gyakorlatvezető. A Műegyetemen címzetes docensi kinevezést kapott.

Nem felejtette el gyermekéveinek küzdelmeit: szorgos munkájával szerzett szerény jövedelméből 1994-ben létrehozta a *Tudással és jó lelkiismerettel – Scientia et Conscientia* Alapítványt, enyhítendő a hirtelen bevezetett egyetemi tandíj-kötelezettség terheit.

Aktívan részt vett a tudományos egyesületek munkájában is, 1953-tól a KTE tagja, és megalakulásától a *fib* Magyar Tagozat tagja volt.

1980-ban és 1983-ban a Közlekedés kiváló dolgozója kitüntetést, 1986-ban Jáky-díjat kapott. Munkásságát a Hidászokért Egyesület 2018-ban Clark Ádám-életmű díjjal jutalmazta.

Életútja emlékéül álljon itt intelme, mit a mérnökportréjában fogalmazott meg: A felnövekvő hidász nemzedék érezze magát érdekeltnek, felelősnek abban, hogy jól és szépen alakuljon körülöttünk az épített világ.

Nyugodjék békében.

Hajós Bence

Mammut XT

nagyteljesítményű zsalu nagyformátumú tervekhez

A zsaluzás új dimenziója:

- gyors, hatékony, költségtakarékos
- műanyag zsaluhéjjal
- a három átkötési móddal
- akár 30 %-kal rövidebb zsaluzási idővel
- nagy teherbírással (100 kN/m²)
- kevesebb alkatrészszel



A rugalmas falzsaluzat extrém magasságokig

- szigetelések (mélyépítés, magasépítés),
- korrózióvédelem (üzemi, helyszíni),
- sóvédelem,
- közlekedési, mélyépítési, magasépítési létesítmények komplett építési munkái (autópálya-hidak, felüljárók, mélygarázs),
- hidak és egyéb mérnöki létesítmények rehabilitációs munkái,
- környezetvédelmi létesítmények készítése (hulladéklerakók, hulladékgyűjtő szigetek),
- injektálások, betonlövési munkák, zajvédő falak építése és felújítása, ipari padlóburkolatok kialakítása,
- földművek készítése,
- szennyvízkezelési, szennyvízelvezetési rendszerek építése,
- vízépítési kivitelezés.

