

MONOLIT VASBETON KERETSAROK NUMERIKUS VIZSGÁLATA – 2. RÉSZ: CIKLIKUSAN VÁLTOZÓ TERHELÉS



Roszevák Zsolt - Dr. Haris István

DOI: doi.org/10.32969/VB.2020.3.2

A monolit vasbeton szerkezetek numerikus modellezésére napjainkban számos számítógépes szoftver áll rendelkezésünkre, azonban a programokkal megalkotott numerikus modellek pontossága csak megfelelően kidolgozott modellezési eljárással lehet elfogadható. Első lépésként monolit vasbeton oszlop-gerenda és keretsarok csomópontok numerikus vizsgálatait végeztük el egyirányú monoton növekvő kvázi-statikusan terhelésre. A kapott eredményeket a szakirodalomban fellelhető laborkísérletek alapján verifikáltuk. A kutatás következő lépéseként az általunk kifejlesztett modellezési eljárással elkészített numerikus modelleken keresztül mutatjuk be monolit vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatok viselkedését, ciklikusan változó irányú terhelés esetére. Az oszlop-gerenda kapcsolatok ciklikus teherrel szembeni viselkedésének vizsgálatára már korábban számos laborkísérlet készült. A különböző vasalási kialakításokkal elkészített, a laborkísérletekhez igazodó, háromdimenziós, nemlineáris végeselemes modellekkel mutatjuk be a csomópontok viselkedését ciklikusan változó irányú terhelés működtetésével. A cikksorozatunk I. részében kizárólag monolit vasbeton keretsarok kapcsolatok monoton növekvő kvázi-statikusan terhelésével foglalkoztunk. Az általunk korábban meghatározott modellezési technika továbbfejlesztésével, valamint a korábban elért eredmények alapján, jelen cikk keretein belül a ciklikusan változó irányú terhelés lehetőségét mutatjuk be.

Kulcsszavak: monolit vasbeton oszlop-gerenda csomópont, nemlineáris végeselemes analízis, ATENA 3D szoftver, vízszintes ciklikus teher

1. BEVEZETÉS

A földrengésveszélyes országokban már az 1960-as évek óta készülnek kutatási programok, melyekben monolit vasbeton szerkezetek ciklikusan változó irányú terhekkel szembeni ellenállóképességét vizsgálják. A laborkísérleteken túl a technika - és ezáltal a végeselemes szoftverek - fejlődésével számos végeselemes modellezési eljárás került kifejlesztésre, melyekkel a tárgyalt szerkezeti viselkedéseket számítógéppel is modellezni tudjuk. A kutató mérnökök, illetve a tervező mérnökök számára nagy kihívás, hogy egy adott szerkezeti kialakítást, viselkedést a valóságot a lehető legjobban közelítő módon modellezzék numerikusan. A monolit vasbeton szerkezeti elemek számítógéppel való vizsgálata, az alkalmazott anyagmodellek helyes megválasztása, valamint a megfelelő tulajdonságokkal rendelkező anyagmodell beállítása a kutató- és praktizáló mérnökök számára korántsem egyszerű feladat. A cikksorozatunk első részében egy modellezési eljárást dolgoztunk ki, melyet monolit vasbeton keretsarok (egy csomópontba befutó két rúdelem) és oszlop-gerenda (egy csomópontba befutó három rúdelem) kapcsolatok laboratóriumi kísérletei alapján verifikáltunk (Roszevák, Haris 2019). A korábban alkalmazott modellezési eljárást továbbfejlesztettük annak érdekében, hogy a monolit vasbeton szerkezeti részleteket a ciklikusan változó terhelés esetén is végeselemes számításokkal lehessen vizsgálni. A numerikus analíziseket az ATENA 3D szoftverrel készítettük el, melyben számos lehetőség adódik a ciklikusan változó irányú terhelés modellezésére, így jelen cikk keretein

belül bemutatjuk az egyes modellezési technikákat, valamint azok előnyeit, hátrányait és esetleges hibáit.

2. TÖRTÉNETI ÁTTEKINTÉS ÉS SZAKIRODALMI KÖRNYEZET

A kutatás első lépéseként áttekintettük a monoton növekvő egyirányú kvázi statikus erőterheléssel történő kísérletsorozatokat. Az egyirányú monoton növekvő kvázi-statikusan vizsgálatok témakörében a szakirodalomban nagyszámban laborkísérletek találhatóak és igen kis számban numerikus vizsgálatok is fellelhetők. A monolit vasbeton keretsarok laboratóriumi kísérleteiből meghatározásra kerültek a sarok környezetében elhelyezett vasak szükséges lehorgonyzási hosszai. A laborkísérletek alapján számos ajánlást fogalmaztak meg, melyeket a praktizáló mérnökök a mai napig hasznosítani tudnak (Beckingsale, 1980, Fenwick, Megget, 1993). A laborkísérletek alapján a keretsarok csomópontokra vonatkozóan meghatározták, hogy a kapcsolat teherbírását jelentős mértékben befolyásolja a vasvezetés módja, az alkalmazott húzott vashányad, a ferde betonacélok vashányada, valamint a sarokcsomópont szöge. Azonos „betonacél-felhasználás” esetén az eltérően vezetett vasalással egy adott betonkeresztmetszet teherbírása számottevő különbséget mutat. A 60-es évektől kezdve a témában számos laboratóriumi kísérlet készült, továbbá a végeselemes programok fejlődésének köszönhetően numerikus vizsgálatok is fellelhetők a szakirodalomban. A következőkben a ciklikus

terheléssel készített kutatások szakirodalmát mutatjuk be.

Az 1960-as és 1970-es évektől kezdődően számos laboratóriumi kísérletsorozat készült a különféle kapcsolati kialakítások, az újabb innovatív kapcsolatok és a kapcsolatok földrengéssel szembeni ellenállóképességének, valamint viselkedésének megismerése céljából számos laboratóriumi kísérletsorozat készült. A jelen cikksorozat első részében (Roszevák, Haris 2019) részletesen tárgyalt egyirányú, monoton növekvő kvázi-statisztikus terheléstől jelentősen eltérő, szeizmikus, ciklikusan változó irányú és nagyságú hatás(ok)ra való viselkedés vizsgálata került leginkább a földrengésveszélyes országok kutatói fókuszába. Már 1977-ben egy innovatív, részben feszített oszlop-gerenda kapcsolat ciklikus viselkedését vizsgálta Park és Thompson (1977). Park és Keong (1979) további újszerű kapcsolati kialakítással készített csomópontok laboratóriumi kísérleteit végezték el (Park, Keong 1979), melyeknél az oszlop-gerenda kapcsolatba egy, illetve több vízszintes a gerenda keresztmetszet közepébe pozicionált nagy átmérőjű betonacélt helyeztek el azért, hogy a kapcsolat teherbírását és duktilitását vizsgálni tudják, valamint az általuk meghatározott számítási módszert kísérleti eredményekkel támasszák alá. A síkbeli oszlop-gerenda (rúd-rúd) kapcsolatok laboratóriumi vizsgálatainak eredményei a 80-as évektől kezdődően fellelhetők a szakirodalomban. Beckingsale 1980-ban a keretcsomópontok nyírási teherbírását és az egyes betonacélokban ébredő erőket/feszültségeket különféle vasalási kialakítások esetén vizsgálta. A kapcsolatok energiaelnyelő képességére vonatkozó ciklikusan változó irányú és nagyságú erőterheléssel végzett kísérletek a földrengés hatásra adott szerkezeti válasz pontosabb megismerését tűzték ki célul (Beckingsale, 1980). Az egyes ciklikusan elvégzett laboratóriumi kísérletek alapján többek közt megállapították, hogy az oszlopokban elhelyezett betonacélok pozíciós hibája nem befolyásolja jelentősen a csomópont teherbírását. Megmutatták, hogy azoknál az ún. gyengén vasalt keretsarok kapcsolatoknál, amelyeknél nem kerül elhelyezésre ferde átkötő betonacél a csomópont nyírási tönkremenetele várható, valamint a földrengés hatással szembeni ellenállást, és leginkább az energiaelnyelő képességet az oszlopokban alkalmazott vasvezetés jelentősen befolyásolja (Pessiki, Conley, Gergely, White, 1990). Analitikus modellek készültek vasbeton vázszerkezet közbenső oszlop-gerenda kapcsolatának nyírási teherbírásának számítására, melyekkel a szeizmikus hatással szembeni ellenállás Strut-and-Tie modell segítségével határozták meg (Hwang, Lee, 1999, Lowes, Mitra, Altoontash, 2003). Az analitikus megoldással, mely a repedezett betont, valamint a betonacél megcsúszásának hatását is figyelembe veszi, lehetséges új vasbeton szerkezetek csomóponti tervezése és meglévő szerkezeti csomópontok ellenőrzése. Az általuk meghatározott Strut-and-Tie modellel csak a kapcsolatra vonatkozó erő-elmozdulás görbe burkolója határozható meg. Ciklikusan változó terhelés következtében kialakuló képlékeny zónák vizsgálatára vonatkozó laboratóriumi kísérletsorozatot hajtott végre Fenwick és Megget (1993) is, melynek eredményeként a szerkezet szeizmikus ellenállásában igen nagy szerepet játszó (keretváz gerendáin) képlékeny (irányított) csuklók kialakulásának lehetőségeit elemezték. A napjainkban készülő kutatások jelentős része a szerkezeteket ért károsodások javításának lehetőségeivel, illetve a szerkezetek megerősítésének vizsgálatával foglalkozik. A különböző, károsodott oszlop-gerenda kapcsolatokra vonatkozó laboratóriumi kísérletek alapján a külső acéllemez, a GFRP (üvegszál erősítésű műanyag) lemezek és a HPFRCC (nagy teljesítőképességű cement kötőanyagú kompozit) megerősítések a leginkább elterjedt kutatási területek (Engindeniz, Kahn, Zureick, 2005; Parra-Montesinos, Peterfreund, Chao,

2005). A legfrissebb szakirodalomban az oszlop-gerenda kapcsolatok innovatív kialakíthatóságát vizsgálják leginkább új alapanyagok (nagyszilárdságú öntömörödő beton) felhasználásával (Ashtiani, Dhakal, Scott, 2018). Numerikus kísérletek készültek előfeszített monolit vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatokra (Yan, Xiao, Lin, Niu, 2018), valamint Vecchio, Ludovico, Balsamo és Prota (2018) kísérletsorozatot hajtottak végre jelentősen károsodott oszlop-gerenda kapcsolatok szálerősítéses betonnal való megerősítésére és a megerősítés utáni ciklikus viselkedés vizsgálatára. Hasonló témában (külső acéllemez megerősítés) elvégzett numerikus vizsgálatokat készített Arjamadi és Yousefi (2018). A kutatók által kifejlesztett modellel jól közelíthető a monolit vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatok teherbírása, valamint a megerősítés hatása is műszaki szempontból megfelelően modellezhető. A modelljük háromdimenziós, a beton ciklikus tulajdonságait (morzsolódás, degradáció) figyelembe veszi, azonban a betonacélok megcsúszását, valamint a vasvezetés hatását, mely a csomópont teherbírását jelentős mértékben módosítja, nem képes modellezni. Általánosságban elmondható, hogy a témában sok kutatási program készült, nagyszámú laboratóriumi kísérlet és azok eredményei állnak rendelkezésre. Meg kell jegyeznünk ugyanakkor, hogy még a legfrissebb publikációkban is legnagyobb számban laboratóriumi kísérletek vannak publikálva (Rahman, Dirar, Jemaa, Theofanous, Elshafie 2018), melyeket elenyésző esetben alkalmaztak csak a numerikus modellek validálásához, fejlesztéséhez (Arjamadi, Yousefi 2018). A numerikus modellekben alkalmazott beton anyagmodellek bár számos, a ciklikus viselkedés modellezéséhez szükséges tulajdonsággal rendelkeznek, azonban a betonacélokra és a betonacélok megcsúszásának hatására vonatkozóan még nem kellően kifinomultak. A szerkezetek valós viselkedésének leírására a numerikus modellt úgy kell elkészítenünk, hogy annak minden egyes bemenő paramétere a ciklikus viselkedés leírására alkalmas legyen.

3. NUMERIKUS MODELLEK

A végeselemes modelleket a cikksorozat első részében is alkalmazott (*ATENA 3D*) végeselemes szoftverrel készítettük el. A numerikus vizsgálatok során az egyes oszlop-gerenda csomópontok vízszintes, ciklikusan változó irányú és nagyságú terhekkel szembeni viselkedését modelleztük. A numerikus eredmények helyességét, a cikksorozat első részében ismertettekhez hasonlóan tényleges laborkísérletek eredményeihez hasonlítjuk, ezzel megmutatva az általunk kidolgozott modellezési eljárás pontosságát, helyességét nemcsak egyirányú monoton, de ciklikusan változó vízszintes terhek esetére is. A numerikus vizsgálatok alapjait képző laboratóriumi kísérletek (Masi, Santeriero, Nigro 2013) és a jelen cikkben vizsgált kapcsolatok tényleges kialakítását az *1. táblázat*ban foglaltuk össze. A próbatetek befoglaló geometriai betonméretei megegyeznek, azok között csak a vasalás kialakításában van különbség.

Jelen cikkben az „NE RB”, „Z4 RB” és „Z2 RB” jelű próbatetek modellezésével foglalkozunk. A vizsgálataink során a betonra vonatkozóan a *1.(a) ábrán* bemutatott anyagmodellt alkalmaztuk. Az alkalmazott elment repedésmodell (smeared crack) a fix (Cervenka 1985, Darwin 1974) és az elfordult (Vecchio 1986, Crisfield 1989) repedésmodellt használja fel (Cervenka et al. 2014), továbbá kombinálja a húzásra (Rankine törési feltétel) és nyomásra (Menetery-William) megalkotott modelleket. A beton nyomás hatására bekövetkező képlékenyedését a Menetery-William törési felülettel

Ciklikus terhelés

Próbatest geometria	Vasalás kialakítása	Alkalmazott vasalás				Próbatest jele	Laborkísérleteket végezte(ék)
		Gerenda hosszvasalás	Oszlop hosszvasalás	Gerenda kengyel	Oszlop kengyel		
		2+2Ø12	4Ø14	Ø8/250	Ø8/200	NE RB	Angelo Masi, Giuseppe Santariero, Domenico Nigro (2013)
		2+2Ø14 + 2+2Ø12	6Ø14	Ø8/100/ 250	Ø8/75/ 200	Z4 RB	
		3Ø16+ 2Ø16+1Ø12	6Ø14	Ø8/100/ 250	Ø8/75/ 200	Z2 RB	

1. táblázat: Próbatestek kialakítása és vasalásuk

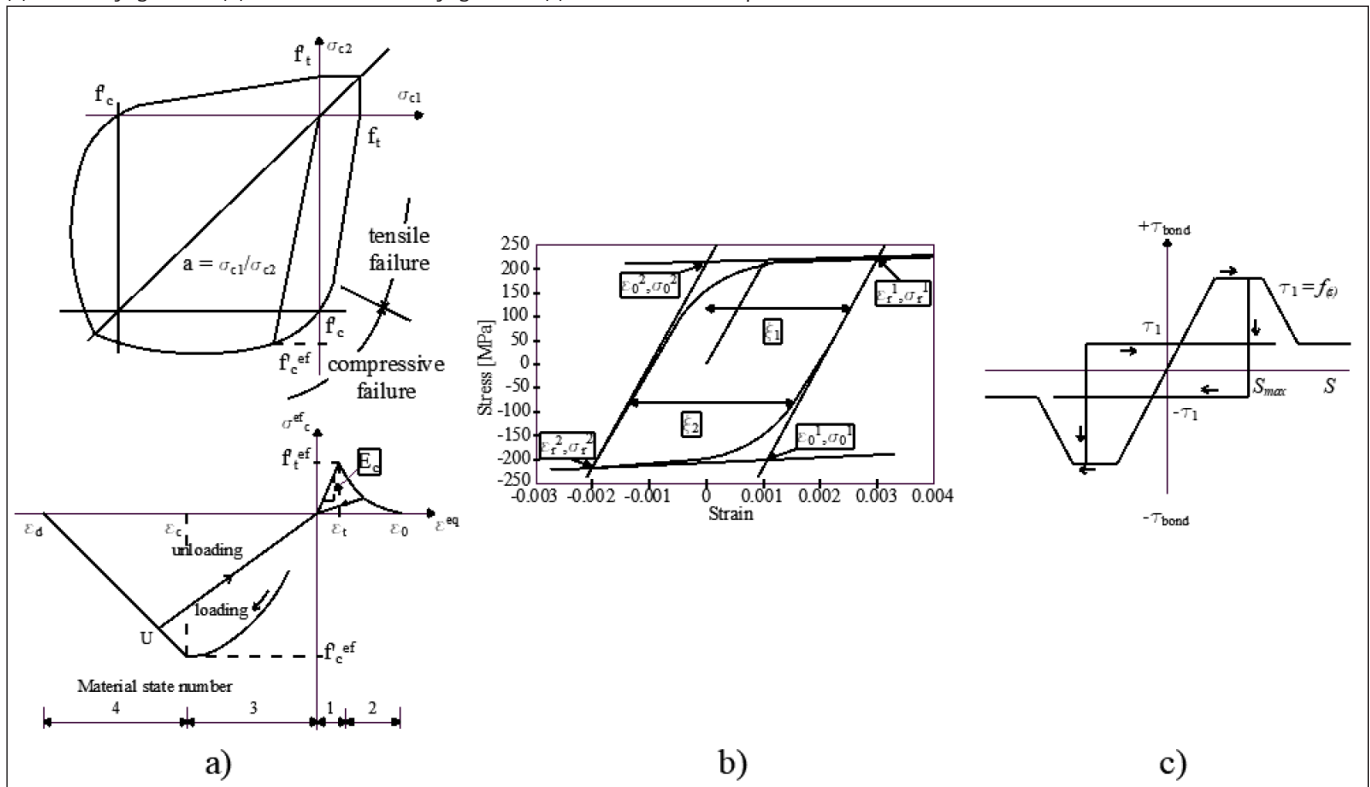
írja le az általunk alkalmazott anyagmodell, mely három független feszültség invariánssal fejezhető ki (hidrosztatikus feszültség, deviátoros feszültség és deviátoros poláris szög). A beton anyagmodellt a „tehermentesítési tényező” (Unloading Factor) paraméter zérus értékre történő megadásával tettük a ciklikusan változó terhelés vizsgálatára alkalmassá. Ez az érték befolyásolja leginkább a hiszterézis görbe alakját. Az alkalmazott beton nyomószilárdságát a laborkísérletekben megadottakkal megegyezően definiáltuk ($f'_c = 21,5 \text{ N/mm}^2$).

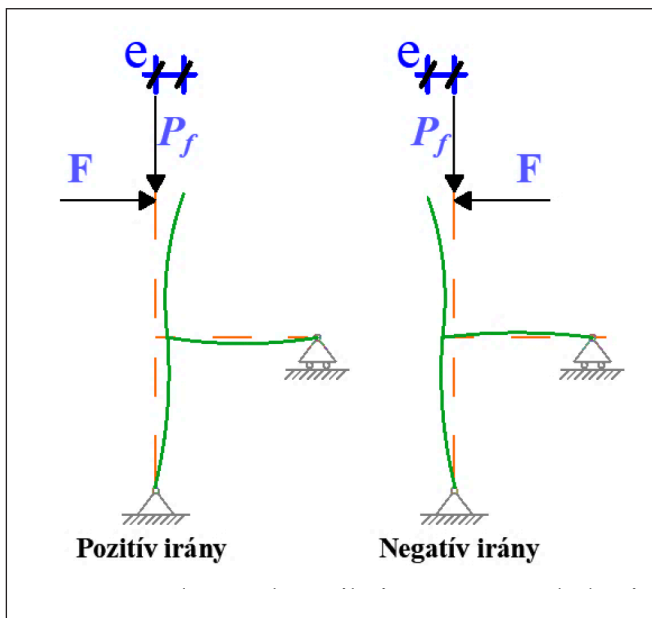
A hosszirányú betonacélokat tényleges geometriájukkal és vonalvezetésükkel egy dimenziós végeelemekkel definiáltuk. A betonacélt a ciklikus tulajdonságokkal rendelkező Menegotto-Pinto modellen (Menegotto, Pinto, 1973) alapuló ciklikus anyagmodellel (1.(b) ábra) modelleztük. A betonacélok feszültség-alakváltozás karakterisztikáját bilineáris anyagmodellel (lineárisan rugalmas – lineárisan felkeményedő) vettük figyelembe. A betonacélok folyáshatára és szakítószilárdsága szintén a laborkísérletekben megadottakkal egyezik meg ($f_y = 480 \text{ N/mm}^2, f_u = 540 \text{ N/mm}^2$). A kengyeleket a tényleges kialakítástól eltérő zárt négyszög alakkal, azonban a valós

átmérőjükkel modelleztük. A gerendában elhelyezett hosszirányú betonacéloknál a megcsúszás hatását figyelembe vettük, azonban a kengyelek és a pillérben elhelyezett betonacélokra tökéletes tapadásos kapcsolatot állítottunk be. A tökéletes kapcsolatnál a betonacélok nem képesek megcsúszni a betonban. Azokban az esetekben, ahol a betonacélok megcsúszását figyelembe vettük, a beton és a betonacél közötti kapcsolatot a ciklikus viselkedés modellezésére alkalmas (memory bond) parametrizált kapcsolati modellel (1.(c) ábra) definiáltuk. A tapadófeszültség – relatív elmozdulás karakterisztikáját a betonacélok megcsúszásának modellezésére a CEB-FIP Model Code (1990) kötetében megadottak alapján vettük fel ($\tau_{max} = 5.38 \text{ N/mm}^2, \tau_j = 0.8 \text{ N/mm}^2, s_1 = s_2 = 0,6 \text{ mm}, s_3 = 2,5 \text{ mm}$).

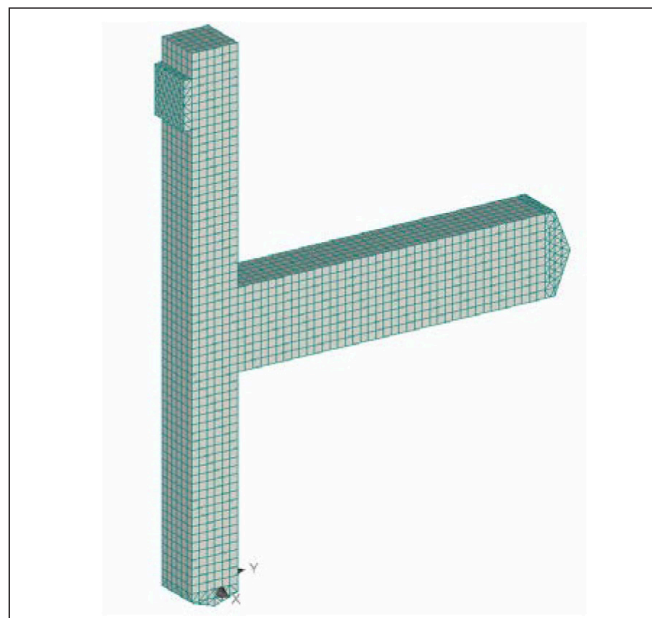
Az iterációs folyamat végrehajtásához valamennyi nemlineáris analízisnél implicit megoldási módszert, a Newton-Raphson iterációs eljárást alkalmaztuk. A szerkezet állapot-egyenletének megoldására a Cholesky-felbontást használtuk, akárcsak az egyirányú monoton növekvő terheléses kísérleteknél. A cikksorozatunk első részében bemutatott beton anyagmodell a jelen cikkben alkalmazott anyagmodellel közel

1. ábra: Alkalmazott anyagmodellek
(a) beton anyagmodell, (b) ciklikus betonacél anyagmodell, (c) beton-betonacél kapcsolati modell





2. ábra: Próbatetek statikai váza és a terhelés irányjai



3. ábra: Végeselem háló

azonos, azonban a modell kialakítása a ciklikus vizsgálathoz igazított paramétereket tartalmaz (tehermentesítési tényező, memory bond).

A betonacélok a kvázi-státikus kísérleteknél lineárisan rugalmas – lineárisan felkeményedő, illetve valós (szakítókérséletről meghatározott) feszültség-alakváltozás karakterisztikával lettek megadva, a betonacélok ciklikus viselkedését nem vettük figyelembe. A betonacélok megcsúszásának figyelembevételére a ciklikus vizsgálatok során a ciklikus viselkedés modellezésére alkalmas (memory bond) tapadási feszültség-relatív elmozdulás karakterisztikát adtuk meg. A kvázi-státikus vizsgálatok során a jelen cikkben bemutatott betonacél megcsúszás hatását még nem modelleztük, a vizsgálatok szempontjából ez a tulajdonság szükségtelen volt.

A szakirodalomban fellelhető laborkísérletekben alkalmazott próbatetek (Masi, Santeriero, Nigro 2013) háromdimenziós numerikus testmodelljeit felépítettük az Atena programban, a 2. ábrán bemutatott statika vázakkal. Az ábrán feltüntettük a pozitív és negatív terhelés irányát, valamint a vízszintes terhelő erő (F) és a detektált elmozdulás (e) mérési helyét. A laborkí-

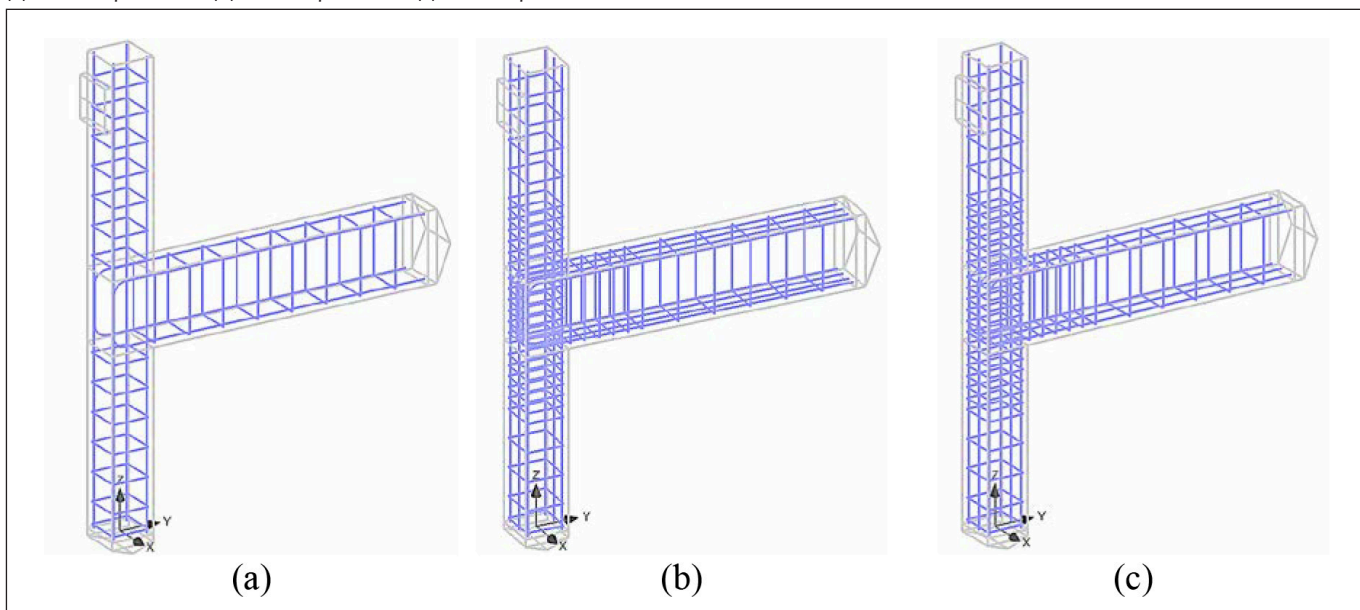
sérletekben a pillér tetején működő konstans függőleges, lefelé ható erőt (P_f) a végeselemes modellre is definiáltuk. A P_f erő nagysága az oszlopra vonatkozó tiszta betonkeresztmetszet nyomószilárdságának 15 %-a, azaz $P_f = 270$ kN.

A numerikus modellekben egységesen kvadratikus bázisfüggvényeket használtunk, valamint a beton elemekre 20 csomópontos téglatest végeselemeket használtunk (Haris, Roszevák 2017). A végeselem hálót úgy osztottuk ki egységesen, hogy az adott keresztmetszeti méreten belül minimum 4 db végeselem legyen (Haris, Roszevák 2017), lásd a 3. ábrán. A laborkísérletek során alkalmazott támaszok és erőbevezetések helyein a numerikus modellekben, a laborkísérletekben is alkalmazott támaszokkal egyenértékű, izotróp lineárisan rugalmas acéllemezeket definiáltunk.

A ciklikusan változó irányú és nagyságú, vízszintes erőterheléssel terhelt numerikus modelleket a megfelelő összehasonlíthatóság érdekében a korábban ismertetett oszlop-gerenda kapcsolatra építettük fel. A különböző vasvezetésű csomópontokhoz különböző numerikus modellek tartoznak, lásd a 4. ábrán.

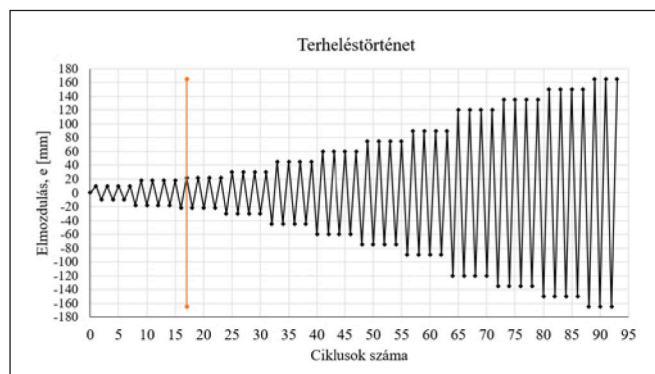
4. ábra: Numerikus modellek – vasalási kialakítás

(a) „NE RB” próbatest, (b) „Z4 RB” próbatest, (c) „Z2 RB” próbatest



4. TERHELÉSTÖRTÉNET

Az elvégzett laborkísérleteket (Masi, Santerio, Nigro 2013) elmozdulás vezérelten végezték el, melyet az alábbi 5. ábrán bemutatott terheléstörténet jellemez.



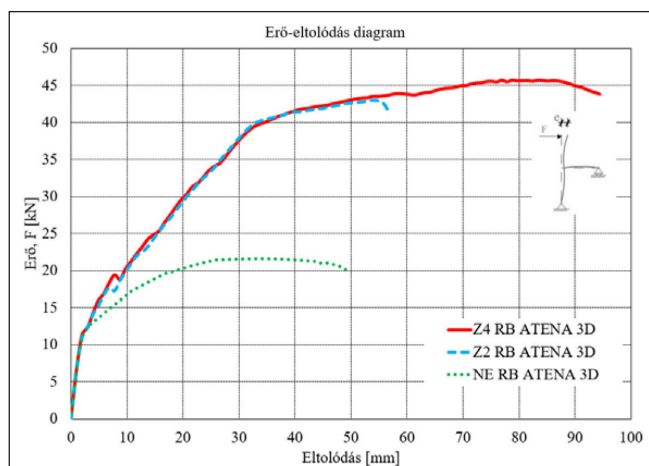
5. ábra: Terheléstörténet

Az épületekre és azon belül a többszintes keretvázakra vonatkozó vízszintes alakváltozások határértékére a jelenleg hatályban lévő Eurocode (EC0) szabványsorozat ajánlást nem ad, azonban az MSZ ENV 1993-1-1:1995-ben többszintes épületben az egyes szintekre vonatkozóan az $u_i = H_i/300$ határértéket adja, melyben az u_i egy H_i magasságú szint mentén fellépő vízszintes eltolódást jelenti. Az MSZ EN 1998-1:2008 szabványsorozat 4.4.3.2 bekezdésében további, az épületek egyes szintjei közötti elmozduláskülönbségek korlátozására ad meg határértékeket. Így az olyan épületekre, melyekben rideg anyagú, nem szerkezeti elemek vannak a szerkezethez erősítve, a szintek közötti elmozduláskülönbségek felső korlátjának a $0,005 \cdot h$ összefüggést írja elő, ahol a h a szintmagasság. Amennyiben az épületben duktilis, nem szerkezeti elemek vannak a $0,075 \cdot h$ felső korlát alkalmazandó. Abban az esetben amikor a nem szerkezeti elemek úgy vannak felerősítve, hogy azok nem hatnak ki a szerkezeti alakváltozására felső korlátként a $0,010 \cdot h$ alkalmazható. Annak érdekében, hogy a végeleemes számításokat megfelelő nagyságú eltolásra tudjuk vizsgálni a nemzetközi szabványokban megadott, legnagyobb megengedhető relatív szintelfordulások nagyságát áttekintettük, lásd 2. táblázatban.

2. táblázat: Relatív szintelfordulás értékei

Szabvány neve	Ország	Relatív szintelfordulás nagysága [%]
NRCC. 2005.	Kanada	2,5
NZS 1170.5:2004	Új-Zéland	1,5-2,0
AS1170.4 2007	Ausztrália	1,5
IBC-2009	Amerikai Egyesült Államok	1,5

A próbatétel teljes magassága a laborkísérletekben 3,20 m volt, így a MSZ ENV szabvány által meghatározott vízszintes eltolódás határértéke jelen esetben $u_i = 10,66$ mm (relatív szintelfordulás = 0,33 %), az MSZ EN 1998 szabvány által meghatározott vízszintes eltolódás a $0,0075 \cdot h$ összefüggéssel 24 mm (relatív szintelfordulás = 0,75 %). Ezt figyelembe véve a numerikus modellek elkészítésénél a legnagyobb vízszintes eltolódás értékét az MSZ EN 1998-1:2008 szabványban előírt értékéhez közeli értékre ($u_{i, \text{numerikus}} = 20,00$ mm) korlátoztuk, mely mintegy 1 %-os relatív szintelfordulásnak felel meg, így a nemzetközi szabványokban megadott elfordulás határértékekkel is összeegyeztethető mértékű volt a numerikus kísérlet vizsgálati tartománya. A laborkísérletekben a



6. ábra: Erő-eltolódás diagramok – kvázi-statisz terhelés esetén

legnagyobb vízszintes eltolás értéke mintegy 160 mm, amely az 5,00 %-os relatív szintelfordulásnak felel meg, mely nagyságrenddel meghaladja a hazai és a nemzetközi szabványok által megfogalmazott korlátok (1,5-2,5 %) értékeit. Az egyes teherlépcsőket a laborkísérletekkel megegyező számban és mértékben definiáltuk a numerikus modellekben. Az előzőek tükrében a végeleemes számításokat a harmadik teherlépcsőig végeztük el. A numerikus vizsgálatokat a laboratóriumi kísérletekkel megegyező (elmozdulásvezérelt) módon hajtottuk végre.

A ciklikus vizsgálatok elvégzése előtt a jelen cikkben vizsgált próbatestekre egyirányú monoton növekvő kvázi-statisz vizsgálatokat is elvégeztünk, melyeket a cikksorozatunk első részében bemutatott módon hajtottunk végre. A vizsgálat célja az volt, hogy a próbatestek teherbírását és alakváltozó képességét numerikus számításokkal is meg tudjuk határozni, valamint a laborkísérletekben végrehajtott kísérletekben alkalmazott (terheléstörténetben megadott) maximális eltolódás értékét szerettük volna összehasonlítani a numerikus vizsgálatok alapján kapott eredményekkel. Az egyirányú (pozitív irány) monoton növekvő kvázi-statisz terheléssel kapott numerikus eredményeket a 6. ábrán szemléltettük.

Az erő-eltolódás diagramokon megfigyelhető, hogy az „NE RB” jelű próbatétel közel fele akkor erőt képes felvenni, mint a „Z2 RB” és a „Z4 RB” jelű próbatestek. Az „NE RB” jelű próbatestnél a tönkremenetelhez tartozó erő mintegy 21,41 kN, valamint az ehhez tartozó eltolódás 24,10 mm. A „Z2 RB” és „Z4 RB” jelű próbatestek tönkremenetele szinte azonos erőnél következett be (40,12 kN; 39,73 kN). A tönkremenetelhez tartozó vízszintes eltolódás szintén közel azonos a két próbatétel esetében („Z2 RB”: 33,55 mm; „Z4 RB”: 32,59 mm). Az egyes próbatestekhez tartozó jellemző értékeket az alábbi 3. táblázatban foglaltuk össze.

3. táblázat: Numerikus eredmények összefoglalása – kvázi-statisz terhelés esetén

Próbatétel jele	Tönkremenetelhez tartozó erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó eltolódás [mm]	Relatív elfordulás [%]
NE RB	21,41	24,10	0,75
Z2 RB	40,12	33,55	1,05
Z4 RB	39,73	32,59	1,02

Jelen cikk keretein belül a kvázi-statisz kísérletekben meghatározott tönkremenetelhez tartozó erők és vízszintes eltolódások alapján, valamint a nemzetközi szabványokban megadott relatív szintelfordulások figyelembevételével a végeleemes számításokat egy korlát meghatározásával hajtottuk végre, mely közel 1 %-os relatív szintelfordulást jelent.

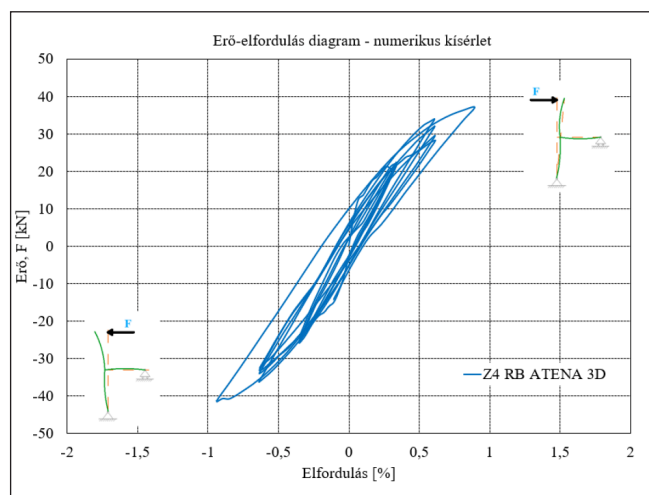
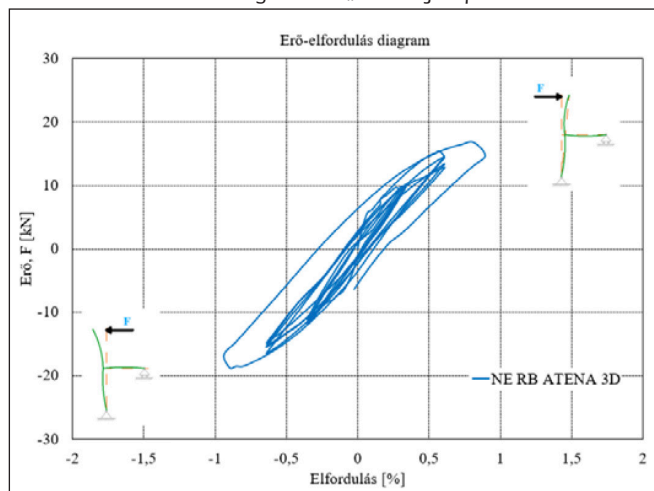
5. A NUMERIKUS VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEI

Ebben a pontban részletesen bemutatjuk a ciklikus numerikus kísérletek során kapott eredményeinket. A numerikus vizsgálatainkat az előzőekben ismertetett módon hajtottuk végre. A végeleemes számítások az általunk szabott relatív elfordulási korlátig végrehajthatók voltak. A meghatározott korlátnál nagyobb alakváltozások vizsgálatára az általunk alkalmazott modellezési technika részben volt alkalmas, a számítások a korlátozás utáni teherlépcsőkben már nem futtathatók, mert az alkalmazott szimmetrikus szerkezeti kialakítások és szimmetrikus végeleemes felosztás miatt a tönkremenetel ún. instabil ágra kerül. A numerikus kísérletekben kapott eredményeket (erő-eltolódás pontpárok) a későbbi összehasonlíthatóság érdekében, a laborkísérletekben (Masi, Santerio, Nigro 2013) meghatározott módon arányosítottuk. A kapott vízszintes eltolódás értékét a próbatestek teljes magasságával ($H = 3,20$ m) elosztottuk, így egy százalékos elfordulás értéket kaptunk, melyből erő-elfordulás diagramokat készítettünk. Az „NE RB” jelű próbatesten elvégzett numerikus vizsgálatok erő-elfordulás diagramját lásd az alábbi 7. ábrán.

4. táblázat: A numerikus modell eredményei – „NE RB” jelű próbatest esetén

Elfordulás [%]	Ciklus száma [-]	Erő értéke a ciklus végén [kN]	Erő eltérés [%] (a teherlépcső első ciklusához viszonyítva)
0,33	1	10,14	-
	2	10,10	-0,39
	3	9,92	-2,69
	4	9,78	-3,55
-0,33	1	-11,75	-
	2	-11,55	-1,70
	3	-11,11	-5,44
0,63	5	15,41	-
	6	14,54	-5,64
	7	13,40	-13,04
	8	12,81	-16,87
-0,63	4	-16,49	-
	5	-15,48	-6,12
	6	-15,07	-8,61
0,81	9	16,86	-
-0,81	8	-18,80	-

7. ábra: Erő-elfordulás diagramok – „NE RB” jelű próbatest



8. ábra: Erő-elfordulás diagramok – „Z4 RB” jelű próbatest

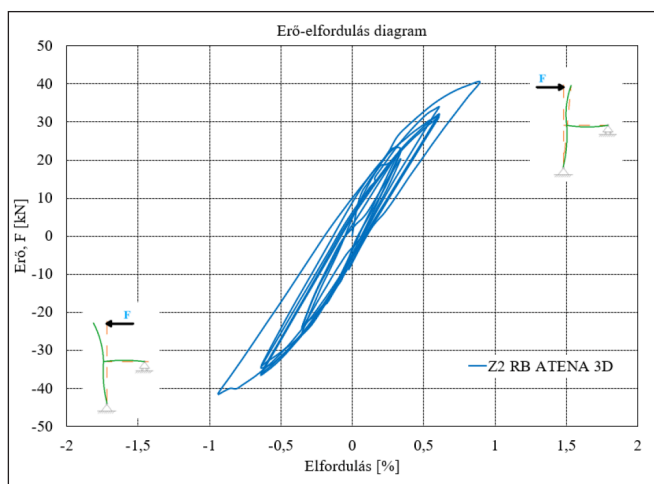
Az erő-elfordulás diagramon megfigyelhető, hogy a terhelés során működtetett elmozdulásokból átszámított elfordulás értékek az egyes ciklusok végeinél azonosak. Az első teherlépcső pozitív irányban értelmezett ciklusainak végénél az elfordulás értéke azonos (elfordulás: 0,33 %), azonban az erő értéke csökkenő tendenciát mutat (10,14 kN; 10,10 kN; 9,92 kN; 9,78 kN). A numerikus vizsgálat a 9. ciklus után leállt, a ciklus végénél a próbatest tönkrement (tönkremenetelhez tartozó erő: 16,86 kN). Az azonos elfordulás értékekhez eltérő erő értékek tartoznak a további ciklusok végénél is. Az eredményeket táblázatosan is összefoglaltuk, lásd 4. táblázatban.

A „Z4 RB” jelű próbatest vizsgálatánál hasonló jelenség tapasztalható, mint az „NE RB” próbatestnél. A próbatest pillérében és a gerendájában elhelyezett hosszirányú betonacélok vashányada nagyobb, mint az „NE RB” próbatest esetében, valamint a kengyelezés osztásköze sűrűbb. A „Z4 RB” próbatest a végső ciklusánál (9. ciklus) a tönkremenetelhez tartozó erő értéke 37,11 kN (lásd 8. ábra). A próbatest által felvett erő értéke ebben az esetben is hasonló tendenciát mutat (mint „NE RB” próbatestnél).

5. táblázat: A numerikus modell eredményei – „Z4 RB” jelű próbatest esetén

Elfordulás [%]	Ciklus száma [-]	Erő értéke a ciklus végén [kN]	Erő eltérés [%] (a teherlépcső első ciklusához viszonyítva)
0,33	1	22,31	-
	2	22,23	-0,35
	3	21,84	-2,11
	4	21,59	-3,22
-0,33	1	-25,85	-
	2	-25,42	-1,62
	3	-24,45	-5,41
0,63	5	33,90	-
	6	31,97	-5,69
	7	29,49	-13,00
	8	28,18	-16,85
-0,63	4	-36,28	-
	5	-34,00	-6,28
	6	-33,16	-8,60
0,90	9	37,11	-
-0,90	8	-41,36	-

Az azonos elfordulás értékhez tartozó erő értékek csökkenése az első teherlépcsőben az első ciklus után -0,35 %, a negye-



9. ábra: Erő-elfordulás diagramok – „Z2 RB” jelű próbatest

dik ciklus után -3,22 %. A numerikus vizsgálatok során kapott eredményeket a 5. táblázatban foglaltuk össze részletesen.

A numerikus számításokat a „Z2 RB” jelű próbatest esetében is elvégeztük. Az eredményül kapott erő-elfordulás diagramot a 9. ábrán tüntettük fel. A próbatestnél az előzőkéhez hasonló módon alakul az egyes ciklusok végénél mérhető erő értéke. A második teherlépcsőben az azonos elfordulás értékekhez tartozó erők (a negatív terhelés irányában) eltérése -3,61 %, -4,27 % és -6,14 %. A numerikus kísérlet ebben az esetben is a 9. ciklus után leállt, a vizsgálatot a pozitív terhelés irányában 39,60 kN-os erőig elvégeztük. A kapott eredményeket táblázatosan összefoglaltuk, lásd 6. táblázatban.

6. táblázat: A numerikus modell eredményei – „Z2 RB” jelű próbatest esetén

Elfordulás [%]	Ciklus száma [-]	Erő értéke a ciklus végén [kN]	Erő eltérés [%] (a teherlépcső első ciklusához viszonyítva)
0,33	1	22,93	-
	2	22,28	-2,83
	3	22,02	-3,96
	4	18,40	-19,75
-0,33	1	-25,87	-
	2	-24,15	-6,65
	3	-24,08	-6,92
0,63	5	33,22	-
	6	32,02	-3,61
	7	31,80	-4,27
	8	31,18	-6,14
-0,63	4	-36,51	-
	5	-36,11	-1,09
	6	-34,64	-5,12
	7	-34,09	-6,63
0,93	9	39,60	-
-0,93	8	-40,76	-

6. A NUMERIKUS- ÉS A LABORATÓRIUMI KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

Ebben a fejezetben összegezzük és összehasonlítjuk a szakirodalomban megtalálható laboratóriumi és az általunk kapott numerikus kísérleti eredményeket. A laboratóriumi (Masi,

Santerio, Nigro 2013), valamint a numerikus vizsgálatok során is először erő-eltolódás pontpárok adódtak eredményként. Az elmozdulást a laboratóriumi kísérletekben a korábban is bemutatott módon százalékos elfordulássá alakítottuk az összehasonlíthatóság érdekében. A laboratóriumi kísérletek részletes eredményei nem álltak rendelkezésünkre csak a publikációban megadott erő-elfordulás grafikonok, így a következőkben azokat külön grafikonon szemléltetjük az eredeti publikációból átemelve. Az alábbi diagramokon az „NE RB” jelű próbatesteken elvégzett kísérletek eredményeit hasonlítjuk össze (10. ábra). A következőkben a laboratóriumban elvégzett kísérletek során kapott erő-elfordulás diagramok burkolóábrájának értékeit hasonlítjuk össze az általunk elvégzett numerikus kísérletek eredményeivel.

Az „NE RB” jelű próbatest esetén az első ciklusban működtetett elmozdulás már megrepesztette a beton keresztmetszetet, így az első ciklus szélsőértéke már a II. feszültség állapotban lévő keresztmetszethez tartozik. A numerikus vizsgálat első teherlépcsőjének szélsőértékei közel azonosak a laborkísérletekben elvégzett eredményekkel (eltérés pozitív teher irányában: -0,19 %; negatív teher irányában: +0,59 %). A második és harmadik teherlépcsőben kapott eredmények szintén jó egyezést mutatnak, a pozitív irányban -4,99 %, a negatív irányban -2,14 % az eltérés. A numerikus kísérleteket a harmadik teherlépcső után nem tudtuk folytatni, a szerkezet tönkrement. A végelesemes modelltől kapott tönkremenetelhez tartozó erő (16,86 kN) és a laborkísérletben meghatározott erő (18,24 kN) értéke közel azonos.

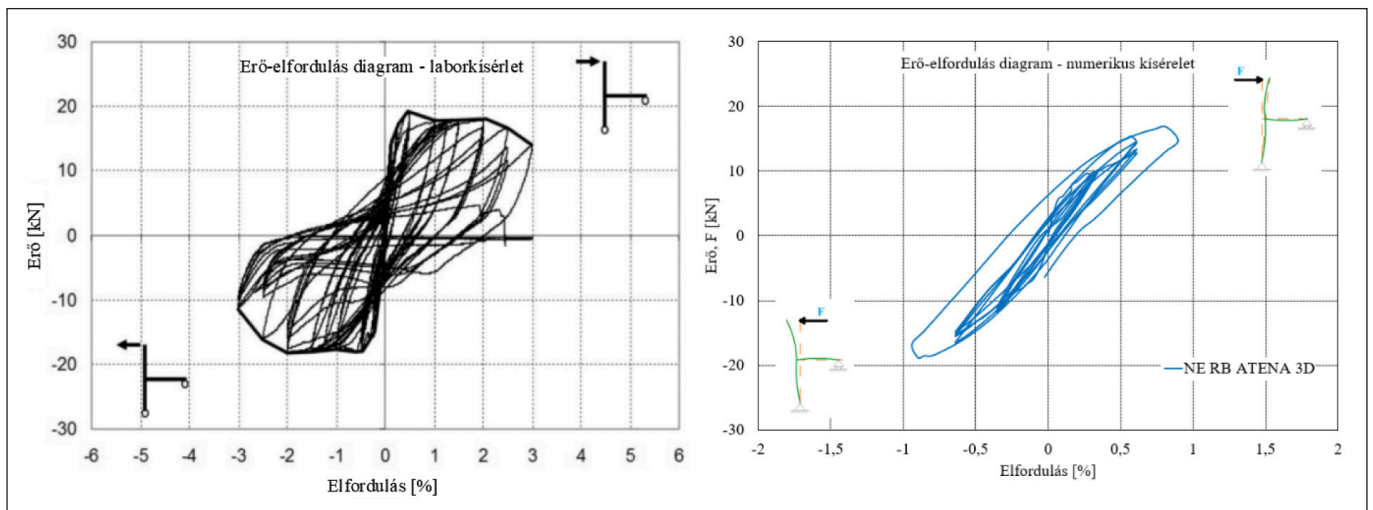
A „Z4 RB” jelű próbatest esetében elvégzett numerikus és kísérleti eredményeket a 11. ábrán szemléltettük. Az első teherlépcsőben az eltolás mértéke ebben az esetben is akkora volt, hogy a tartó mértékadó keresztmetszete berepedt. Az első teherlépcsőben mért erő a numerikus vizsgálat alapján 22,31 kN, a laboratóriumi kísérletnél 24,38 kN. A második teherlépcsőben mind a negatív és a mind pozitív terhelés irányában jó egyezés mutatható ki a numerikus és a laboratóriumi kísérletek között (eltérés: +1,24 %; +9,17 %). A harmadik teherlépcsőt követően a numerikus vizsgálat ebben az esetben leállt, azonban a numerikus számításokkal kapott tönkremenetelhez tartozó erő (37,11 kN; -41,36 kN) és a laborkísérletekben mért erő (41,06 kN; -39,87 kN) értékei között nem figyelhető meg nagy eltérés.

Az előzőkhez hasonlóan a „Z2 RB” jelű próbatesteken elvégzett numerikus és laboratóriumi kísérletek alapján meghatározott erő-elfordulás diagramokat a 12. ábrán szemléltettük. A próbatesteknél ugyanaz a viselkedés figyelhető meg, mint az „NE RB” és a „Z4 RB” jelű próbatestek esetén. Az első teherlépcsőben ebben az esetben is jó egyezés mutatható ki a numerikus és a laboratóriumi kísérletek között (eltérés: -3,28 %; +8,08 %). A második és a harmadik teherlépcsőben mért eredmények szintén jó egyezést mutatnak (+9,5 %; -10,24 %; -2,51 %; -3,75 %). A harmadik teherlépcsőben a végelesemes számítás ebben az esetben sem volt folytatható, a számítás 39,60 kN-os erő után a visszaterhelés közben megállt.

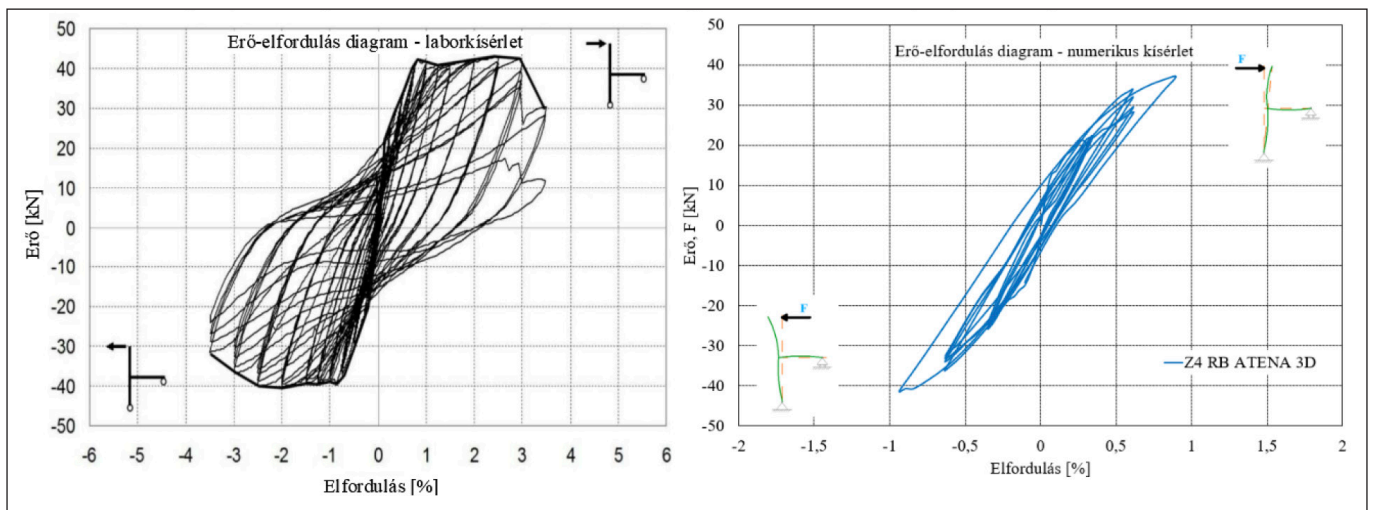
Az elvégzett numerikus és laboratóriumi kísérletek eredményeit az alábbi 7. táblázatban foglaltuk össze.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

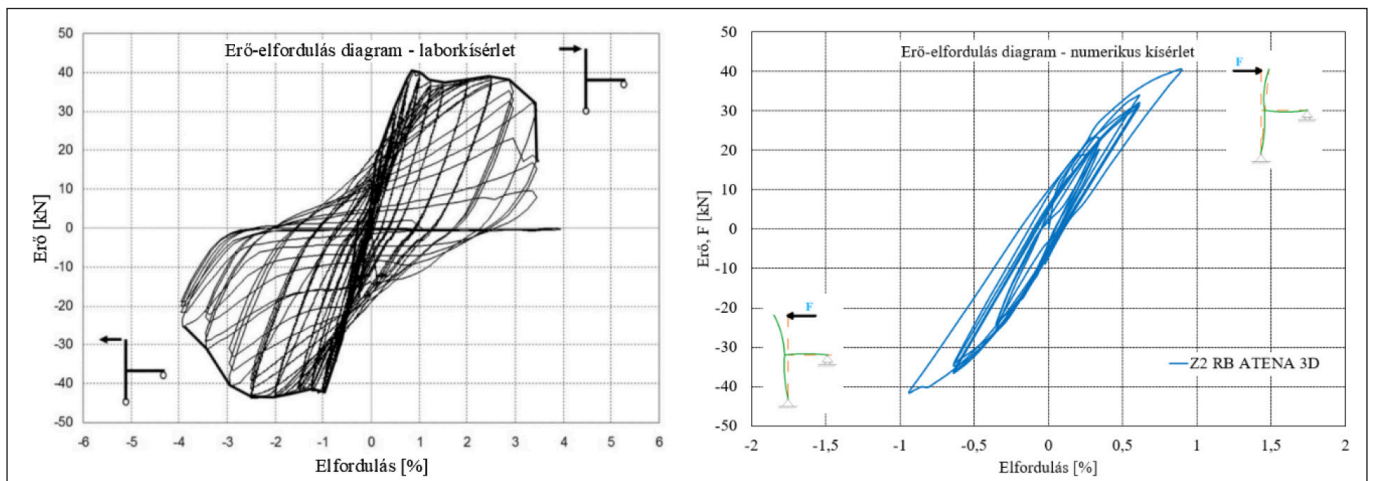
A jelen cikk keretein belül oszlop-gerenda csomópontok numerikus vizsgálatait végeztük el ciklikusan változó irányú terhelésre. Cikksorozatunk első részében szintén oszlop-gerenda, valamint keretsarok csomópontok numerikus vizsgálatait végeztük el, melyben egyirányú monoton növekvő kvázi-statisztikus erőterheléssel történő vizsgálatokat hajtottunk végre.



10. ábra: Erő-elfordulás diagramok – labor- és numerikus kísérlet („NE RB” próbatest)



11. ábra: Erő-elfordulás diagramok – labor- és numerikus kísérlet („Z4 RB” próbatest)



12. ábra: Erő-elfordulás diagramok – labor- és numerikus kísérlet („Z2 RB” próbatest)

7. táblázat: Laboratóriumi és numerikus kísérleti eredmények

Próbatest jele	Teher iránya	Erő értéke 1. teherlépcső [kN]		Eltérés [%]	Erő értéke 2. teherlépcső [kN]		Eltérés [%]	Erő értéke 3. teherlépcső [kN]		Eltérés [%]
		Labor	Numerikus		Labor	Numerikus		Labor	Numerikus	
NE RB	pozitív	10,16	10,14	-0,19	16,22	15,41	-4,99	18,24	16,86	-7,56
	negatív	11,68	-11,75	+0,59	-16,85	-16,49	-2,14	-17,84	-18,80	+5,11
Z4 RB	pozitív	24,38	22,31	-8,49	33,48	33,90	+1,24	41,06	37,11	-9,62
	negatív	-23,38	-25,85	+9,55	-32,95	-36,28	+9,17	-39,87	-41,36	+3,60
Z2 RB	pozitív	23,71	22,93	-3,28	30,05	33,22	+9,54	40,62	39,60	-2,51
	negatív	-23,78	-25,87	+8,08	-32,77	-36,51	-10,24	-42,35	-40,76	-3,75

Mind a két esetben a numerikus vizsgálatokat az ATENA 3D háromdimenziós, nemlineáris vége-selemes programmal végeztük el. A cikksorozat első részében (Roszevák, Haris 2019) a kvázi-statikussal végzett numerikus számítások jól közelítették a szakirodalomban fellelhető labor-kísérleti eredményeket. Mindezek alapján a ciklikusan változó irányú erőterhekkel szembeni viselkedés vizsgálatára, új, továbbfejlesztett modellezési eljárást készítettünk. A jelen cikkben bemutattuk a ciklikus terheléssel végzett numerikus vizsgálatok eredményeit és ezeket is összehasonlítottuk a szakirodalomban fellelhető laboratóriumi kísérletek eredményeivel.

Az általunk továbbfejlesztett, a ciklikus viselkedés modellezésére alkalmas modellezési technikával elkészített numerikus vizsgálatok alapján az alábbi megállapításokat tesszük:

- Az „NE RB” jelű próbatest jelentősen kisebb teherbírással rendelkezik (közel fele) a nagyobb húzott betonacél hányaddal készített és sűrűbb kengyelezéssel ellátott „Z4 RB” és „Z2 RB” jelű próbatesteknél.
- Az egyes numerikus vizsgálatoknál megfigyelhető, hogy az azonos eltolódás értékekhez tartozó erő csökkenő tendenciát mutat, a beton ciklikus morzsolódása, degradációja az általunk alkalmazott modellezési eljárással vizsgálható. Az egyes ciklusok szélsőértékeinél a mért erő az első ciklusban (azonos teherlépcsőben) mérthez képest 1-16 %-ig terjedő csökkenést mutat.
- Az általunk, a nemzetközi szabványokban előírt határértékek alapján kijelölt vízszintes eltolódás (22 mm) korlátján belül, mely a vizsgált próbatestek esetében a tönkremenetelhez tartozó eltolódást jelenti, a numerikus eredmények jól közelítik (eltérés: 2-10 %) a laboratóriumi kísérletekkel kapott eredményeket.
- Az általunk kijelölt eltolódás korlátot túl a vége-selemes számítás az alkalmazott modellezési technikával a szimmetrikus vége-selemes háló és a szimmetrikus szerkezeti kialakítás miatt nem végezhető el. A korlátként megadott érték még közel esik a kis elmozdulásokhoz, azon túl már a nagy elmozdulások, alakváltozások figyelembe vevő modellt, modellezési eljárást kell alkalmazni.
- Az általunk meghatározott elfordulás korlátot meghaladó 1-2,5 %-os relatív elfordulást új, továbbfejlesztett modellezési technikával lehet vizsgálni, melyet egy következő cikkben tervezünk bemutatni.

Összességében megállapítható, hogy az általunk továbbfejlesztett modellezési eljárással a monolit vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatok valós viselkedése (meghatározott eltolódás korlátot belül) vízszintes ciklikusan változó irányú terhelés esetén rendkívül jól közelíthető vége-selemes számításal a megadott vizsgálati tartományon belül. Az eltérő húzott vasalással és kengyelezéssel kialakított kapcsolatok az általunk meghatározott modellezési technikával nemlineáris, háromdimenziós vége-selemes programmal a megadott alakváltozási tartományon belül ($H/300$) a viselkedés leírásához kellő pontossággal modellezhetők. A ciklikusan változó irányú vízszintes erőterhelés modellezésére a korábban meghatározott modellezési technika továbbfejlesztett változatával készített numerikus modelleket, szintén nemzetközi szakirodalomban megtalálható laboratóriumi kísérletekkel (Masi, Santeriero, Nigro 2013) vetettük össze. Az egyes vége-selemes számítások során függőleges kvázi-statikussal terhek mellett, vízszintes ciklikusan változó irányú erőterheket működtettünk, mellyel a vizsgált próbatestek csomópontjainak összetett (nyírt-hajlított) viselkedését kellő pontossággal tudtuk vizsgálni. Mint a kvázi-statikussal terhek vizsgálatánál, úgy a ciklikus terhek vizsgálatával is a kapott eredmények alapján lehetőség nyílik, még laboratóriumi körülmények között nem vizsgált szerke-

zeti kialakítások, vasvezetések vizsgálatára. A kifejlesztett modellezési technikával új, de akár meglévő monolit vasbeton szerkezeti csomópontok szeizmikus, ciklikus vízszintes terhekkel szembeni viselkedésének vizsgálatára is lehetőség nyílik a hazai és a nemzetközi szabványokban rögzített alakváltozási korlátokig. Jelen cikk keretein belül vizsgált elfordulás korlátot túli vizsgálatokat egy továbbfejlesztett modellezési technikával tervezzük vizsgálni, melyet egy következő cikkben mutatunk be részletesen.

8. TOVÁBBI KUTATÁSI LEHETŐSÉGEK

Megmutattuk, hogy az általunk alkalmazott modellezési technikával rendkívül jó eredmények kaphatók, melyek a valós laboratóriumban elvégzett kísérletekhez igazodnak. A modellezési technikával további kutatási lehetőségek és irányok is vizsgálhatók válnak, így például:

- monolit vasbeton fal-födém kapcsolatok vizsgálata vízszintes ciklikusan változó irányú teherre,
- vasbeton síklemez egyenértékű kerettel történő helyettesítése vízszintes teherre kvázi statikus és ciklikus terhek esetén,
- monolit vasbeton szerkezeti részletek nagy alakváltozásait modellezni képes eljárás kifejlesztése,
- betonacélok toldásának modellezési lehetőségeinek vizsgálata,
- kengyelek eltérő modellezési lehetőségeinek vizsgálata,
- eltérő ütemben betonozott szerkezeti elemek kapcsolatainak modellezése (pl.: kehelynyak - monolit vasbeton tömbalap, kehelynyak – előregyártott vasbeton pillér injektálva), stb.

9. HIVATKOZÁSOK

- Arjamadi, S. A., Yousefi, M., Numerical Modelling of Seismic Behavior of Retrofitted RC Beam-Column Joints, *Civil Engineering Journal*, Vol. 4, No. 7, July 2018.
- Ashtiani, M. S., Dhakal, R.P., Scott, A. N., Cyclic Response Analysis of High-Strength Self-Compacting Concrete Beam-Column Joints: Numerical Modelling and Experimental Validation, *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 51, No. 1, March 2018.
- Beckingsale, Ch. W., Post Elastic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, *degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering at the University of Canterbury, Christchurch, New Zealand*, August 1980.
- Cervenka, V., Jendele, L., Cervenka, J. (2014), „ATENA Program Documentation Part 1, Theory” *Cervenka Consulting s.r.o.*, 19. September 2014
- Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota A., Seismic Retrofit of Real Beam-Column Joints Using Fiber-Reinforced Cement Composites, *American Society of Civil Engineers*, 2018, 144(5): 04018026.
- Engindeniz, M., Kahn, L.F., Zureick, A.-H., Performance of an RC Corner Beam-Column Joint Severely Damaged under Bidirectional Loading and Rehabilitated with FRP Composites, *ACI-ASCE Committee 352*, 2005.
- fib Model Code for Concrete Structures*, 2010, *Wilhelm Ernst & Sohn*, Berlin, 2013
- Haris I., Roszevák Zs. (2017), „Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és kísérleti vizsgálata” *Vasbetonépítés: A FIB magyar tagozat lapja: Műszaki folyóirat XIX:* (1) pp. 2-11., 2017.
- IBC-2009. *International Building Code. International Code Council*, Country Club Hills, USA, 2009.
- J. Parra-Montesinos, G., W. Peterfreund, S., Chao, S.-H., Highly Damage-Tolerant Beam-Column Joints Through Use of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites, *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 3, May-June 2005.
- Lee, S. W., Tan, K. H. and Yang, E. H. (2018) Seismic behaviour of interior reinforced-concrete beam-column sub-assemblages with engineered cementitious composites. *Magazine of Concrete Research* 70(24): 1280-1296. <https://doi.org/10.1680/jmacr.17.00359>.
- Lowes L.N., Mitra, N., Altoontash, A., A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, August 2003.
- Lu, X., H. Urukup, T., Li, S., Lin, F., Seismic behaviour of interior RC beam-column joints with additional bars under cyclic loading, *Earthquakes and Structures*, Vol. 3, No.1 (2012) 35-57., 2012.

- Massi, A., Santarsiero, G., Nigro, D., Cyclic Tests on External RC Beam-Column Joints: Role of Seismic Design Level and Axial Load Value on the Ultimate Capacity, *Journal of Earthquake Engineering*, 17:110-136, 2013
- Megget, L.M., Fenwick, R.C., Amso, N., Seismic performance of internal beam-column joints with 500 grade reinforcement, *2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Page number 100.
- NRCC.2005. *National Building Code of Canada. Part 4: Structural design. Canadian Commission on Building and Fire Codes*, National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, Ont.
- Pampanin, S., Calvi, G. M., Moratti, M., Seismic Behaviour of R.C. Beam-Column Joints Designed for Gravity Loads, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, 2002. Paper Reference 726, pp.1-10
- Park, R., Thompson, K. J., Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column Joints, *PCI Journal*, September-October 1977, pp.84-110
- Park, R., Keong, Y. S., Tests on Structural Concrete Beam-Column Joints with Intermediate Column Bars, *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 12, No. 3, September 1979.
- Pessiki, S.P., Conley, C. H., Gergely, P., White, R.N., Seismic Behavior of Lightly-Reinforced Concrete Column and Beam-Column Joints Details, *Technical Report NCEER-90-0014*, August 22, 1990.
- Rahman, R., Dirar, S., Jemaa, Y., Theofanous, M., Elshafie, M., 2018, 'Experimental behavior and design of reinforced concrete exterior beam-column joints strengthened with embedded bars' *Journal of Composites for Construction*, vol. 22, no. 6. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000883.
- Roszevák Zs., Haris I. (2017), Comparison of different models on different cast-in-situ RC joints, *12th Central European Congress on Concrete Engineering 2017 Tokaj*, pp.: 648-658., 2017.
- Roszevák Zs., Haris I. (2019), „Monolit vasbeton keretsarok numerikus vizsgálata - 1. rész Egyirányú monoton növekvő terhelés” *Vasbetonépités: A FIB magyar tagozat lapja: Műszaki folyóirat XXI.* (3) pp. 78-86., 2019.
- Santarsiero, G., Massi, A., Finite Element Analysis of Experimental RC Wide Beam-Column Joints Provided with Different Detailing Solutions, *COMPDYN 2017, 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, M. Fragiakadis (eds.), Rhodes Island, Greece, 15-17 June 2017.
- S. Cheok, G., Lew, H.S., Model Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Cyclic Loading, *PCI Journal*, 80-92, July-August 1993, pp.80-92
- Shyh-Jiann, H., Hung-Jen, L., Analytical Model for Predicting Shear Strength of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance, *ACI Journal*, V. 96, No. 5, September-October 1999.
- Standards Australia, 2007, *AS1170.4 2007 Structural design actions – Earthquake actions in Australia*.
- Standards New Zealand, “*NZS 1170.5:2004, Structural Design Actions, Part 5, Earthquake Actions New Zealand*”
- Yan, S. et al 2018 *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 348 012013.
- Roszevák Zsolt** (1991) okleveles építőmérnök MSc. (2016), a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék doktorandusza. Fő érdeklődési területei: Fal-födém típusú monolit vasbeton kapcsolatok kísérleti és numerikus vizsgálata. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A **fib** Magyar Tagozat tagja.
- Dr. Haris István** (1980), okleveles építőmérnök (2004), PhD (2013), egyetemi adjunktus a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken. Fő érdeklődési területei: téglá és vasbeton merevítő elemek viselkedése földrengés hatására. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A **fib** Magyar Tagozat tagja.

NUMERICAL ANALYSIS OF CAST-IN-SITU RC FRAME JOINTS - PART 2.

Zsolt Roszevák – István Haris

Currently many computer softwares are available for the numerical modeling of cast-in-situ RC structures. The accuracy of the numerical models created with these softwares can only be accepted if proper modeling methods were applied. As a first step, numerical analysis of cast-in-situ RC beam-column and frame joints for one-way monotonic increasing quasi-static loads were performed. The obtained results were verified on the basis of laboratory experiments that can be found in the literature. As a next step of the research, the behavior of cast-in-situ RC beam to column joints under cyclic lateral load were analyzed by the modeling technique we developed. Several laboratory tests have already been carried out to investigate the behavior of the beam-column joints under cyclic loading. Three-dimensional, nonlinear finite element models were created based on these laboratory experiments and the behavior of the joints made with different type of reinforcement were introduced and the numerical models under vertical quasi-static and horizontal cyclic loads were in operation. In the first part of our article, we focused exclusively on the analysis of the cast-in-situ RC joints under quasi-static load. Within the scope of this article, a nonlinear modeling technique for cyclic loading was introduced based on our previously defined modeling method for quasi-static loading.

BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉS A BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI KARÁN 2021-2022

A BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék szervezésében induló négy féléves kurzusra várjuk az érdeklődő kollégák szíves jelentkezését

A betonnal szembeni fokozott elvárások (pl. nagy szilárdság, tartósság, veszélyes hulladékok tárolása stb.), a speciális igényeket kielégítő betonok kifejlesztésének és az európai szabványok megjelenésének hatására a betontechnológia jelentősége egyre nagyobb hangsúlyt kap és érdeklődésre tart számot napjainkban.

A BME ÉMK *Építőanyagok és Magasépítés Tanszék* a diplomával záruló **Betontechnológus Szakirányú Továbbképzése** a betontechnológia körébe tartozó legújabb ismeretek átadásával kívánja segíteni a praktizáló kollégákat. Saját, jól felfogott érdekében minden cégnek rendelkeznie kell jó betontechnológussal.

A továbbképzés célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. Ennek érdekében a hallgatók a betontechnológiai módszerek mellett elmélyedhetnek a speciális tulajdonságú betonok témakörében, a betonalkotók anyagtanai kérdéseiben, az építőanyagok újrahazsnosításában, a környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben – aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben –, a betongyártás és előregyártásban, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben, valamint áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról is a tanfolyamon.

Mindezen ismereteknek még fokozottabb jelentősége van az MSZ EN 206:2014 európai betoni szabvány és az MSZ 4798:2016 *“Beton. Műszaki követelmények, tulajdonságok, készítés és megfelelés, valamint az EN 206 alkalmazási feltételei Magyarországon”* szabvány megjelenése óta.

A tananyag egymásra épülő rendszerben áttekinti a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot, valamint a hozzájuk kapcsolódó jogi, gazdasági és vezetélméleti kérdéseket.

A négy féléves képzés (legalább szakirányú BSc diplomával) levelező rendszerben történik – félévenként 3-3 konferenciahat általában hétfő 10.00-tól csütörtök 16.00-ig – amely az utolsó félévben szakdolgozat készítéssel zárul.

A következő tanfolyam kezdete: 2021. február.

Jelentkezési határidő: 2021. január 20.

A jelentkezéshez kérjük csatolnia:

- a végzettséget igazoló oklevél másolatát,
- szakmai önéletrajtot.

További információ, ill. kérdés esetén forduljon Sánta Ildikóhoz (tel: (1) 463-4068, e-mail: titkars@eik.bme.hu).

A tanfolyam részletes leírása és a jelentkezési lap a

<http://www.em.bme.hu/em/betontechnologus> internetes oldalon található.

Dr. Balázs L. György tanfolyamvezető tanár
balazs.gyorgy@epito.bme.hu