

# MONOLIT VASBETON KERETSAROK NUMERIKUS VIZSGÁLATA

## 1. RÉSZ: EGYIRÁNYÚ MONOTON NÖVEKVŐ TERHELÉS



Roszevák Zsolt - Dr. Haris István

DOI: 10.32969/VB.2019.3.3

*A monolit vasbeton szerkezetek numerikus modellezésére napjainkban számos számítógépes szoftver áll rendelkezésünkre, azonban a programokkal megalkotott numerikus modellek pontossága csak megfelelően kidolgozott és verifikált modellezési eljárással lehet elfogadható. Jelen, két részből álló cikksorozatunk keretein belül egy általunk felépített modellezési eljárással készített numerikus modellen keresztül mutatjuk be monolit vasbeton keretsarok viselkedését először kvázi-statisztikus, majd ciklikusan változó irányú és nagyságú terhelésre. A csomópontok tönkremenetelének és ezen egyedi erőjátékkal rendelkező kapcsolatok viselkedésének vizsgálatára már korábban számos laborkísérlet készült. Jelen cikkben a tényleges laborkísérletekhez igazodva, eltérő vasvezetéssel készített, háromdimenziós nemlineáris végelelemes testmodelleken mutatjuk be a csomópontok viselkedését egyirányú monoton növekvő kvázi-statisztikus terhek hatására. A szakirodalomban fellelhető laboratóriumi vizsgálatokat és az általunk elvégzett végelelemes számításokkal kapott eredményeket hasonlítjuk össze és az azokból levonható következtetéseket összegezzük jelen cikk keretein belül. A ciklikusan változó terhek vizsgálatát a második cikkben elemezzük részletesen.*

**Kulcsszavak:** vasbeton keretsarok, oszlop-gerenda csomópont, nemlineáris végelelemes analízis, ATENA 3D szoftver, kvázi-statisztikus teher

### 1. BEVEZETÉS

A kutató mérnökök napjainkban számos témában készítenek numerikus vizsgálatokat, melyekkel az egyes szerkezeti elemek viselkedését számítógépes úton is képesek modellezni. Erre egyúttal a praktizáló mérnökök részéről is egyre nagyobb igény mutatkozik. A numerikus modellek és azok eredményeinek verifikálásához azonban elengedhetetlen olyan laboratóriumi kísérletek elvégzése, melyekkel a számítógépes vizsgálataink helyességét és pontosságát alá tudjuk támasztani. Gyakorlati szempontból fontos, hogy a megalkotott numerikus modell a lehető legjobbban kövesse a szerkezet valós viselkedését, ezért a modelljeink egyre részletesebbek és ezáltal bonyolultabbak is lesznek. Egy monolit vasbeton szerkezet modellezése szempontjából korántsem elhanyagolhatóak a megválasztott végelelemes szoftverben alkalmazható anyagok és anyagmodellek tulajdonságai, így mindenképpen olyan szoftvert kell használnunk/alkalmaznunk, mellyel az általunk elemzett problémát megfelelően tudjuk vizsgálni. Jelen kézirat elsődleges célja, hogy az általunk kifejlesztett modellezési eljárás használatával felépített különböző monolit vasbeton keretsarok (egy csomópontba befutó, egymásra merőleges helyzetű két rúd) és eltérő vasalású oszlop-gerenda (egy rúd közbülső csomópontjába becsatlakozó merőleges rúd) kapcsolatok numerikus modelljeinek viselkedése és a kapott numerikus eredmények a már meglévő és a szakirodalomban rendelkezésre álló laboratóriumi kísérletekkel megfeleltethetőek legyenek. Bemutatjuk és elemezzük az eltérő vasvezetéssel kialakított modellek előnyeit és hátrányait.

### 2. TÖRTÉNETI ÁTTEKINTÉS ÉS SZAKIRODALMI KÖRNYEZET

A hazai és nemzetközi mérnöki gyakorlatban számos esetben készülnek monolit vasbeton keretszerkezetek. A XX. század közepétől kezdve sok kutatást végeztek és publikáltak a monolit vasbeton keretekkel, illetve a keretvázak egyes csomópontjainak kialakításával kapcsolatban. A témában számos laboratóriumi kísérlet készült az 1910-es évektől kezdve (Kazinczy, 1917), továbbá az informatikai fejlődésnek köszönhetően, ugyan csak kisebb számban, de numerikus vizsgálatok is fellelhetők már a szakirodalomban. Jelen fejezetben a szakirodalomban fellelhető, a monolit vasbeton keretsarokokra és oszlop-gerenda kapcsolatokra vonatkozó kutatási irányzatokat és eredményeket összegezzük.

Hazai vonatkozásban a monolit vasbeton keretsarokkal, azon belül is a monolit vasbeton medencék sarokcsomópontjainak kialakításával kapcsolatban az 1910-es években készültek az első laboratóriumi kísérletek (Kazinczy, 1917). A kísérletsorozat során a kapcsolat teherbírása szempontjából a sarokkapcsolatban alkalmazott betonacélok és azok eltérő vasvezetései hatását vizsgálták. A vasbeton vázas épületek közbenső „+”-alakú és szélső „T”-alakú oszlop-gerenda kapcsolatának különféle vasalási kialakításainak és annak teherbírásra gyakorolt hatásának vizsgálatai számos későbbi kutatási program alapját képezték (pl. Kordina és Kohler, 1971). Sok laborkísérlet készült többek közt szélső, „T”-alakú oszlop-gerenda kapcsolat vizsgálatára, melyben szintén a különféle vaskialakítás és vasvezetés (hurkos vasalás, átlós vasalás, hurkos és átlós vasalás együttesen) függvényében határozták

meg az egyes próbatetek tényleges teherbírását, valamint a keresztmetszet nyomaték-elfordulás görbét (Kordina, 1978), melyek alapján az egyes alkalmazott vasalási kialakításoknál számos gyakorlati ajánlást tettek, így például már a csomópontban elhelyezett betonacélok szükséges lehorgonyzási hosszára vonatkozóan is javaslatot adtak. A korábbi laborkísérleti eredményekre alapozva Kordina, Teutsch és Wegener (1995) több javaslatot fogalmazott meg az egyes monolit vasbeton szerkezeti elemek csomópontjainak (keretsarok, közbenső és szélső oszlop-gerenda csomópontja) vasalási kialakítására, melyeket a gyakorló mérnökök jelenleg is alkalmaznak. A záródó és nyíló keretsarok különféle vasalási kialakításának a teherbírásra gyakorolt hatását számos analitikus modellel is vizsgálták, melyeket laboratóriumban végzett kísérletekkel verifikáltak. Kétdimenziós, rúd modellen végzett végeelemes vizsgálatok és laboratóriumi kvázi-statikusan (egyirányú monoton növekvő) terhelésű kísérletek eredményeként fogalmazódott meg többek közt, hogy a beton és betonacél közötti kapcsolat alapvetően meghatározza a végeelemes modell alkalmazhatóságát, illetve, hogy a beton és betonacél közötti kapcsolat a valóstól eltérően definiált tapadás-relatív elmozdulás összefüggése előnyös hatással van a kapcsolat alakváltozási képességére. Megmutatták továbbá, hogy a numerikus modellekben a tényleges (valós) pozícióhoz képest kis eltéréssel elhelyezett betonacéloknak nincs kedvezőtlen hatása a kapcsolat teherbírására (Morgan, 2000). A nyíló keretsarokra vonatkozóan számos laboratóriumi kísérlettel alátámasztott analitikus modellel készült, melyek alapján megállapítható, hogy a kapcsolat teherbírását nagyban befolyásolja a vasvezetés módja, a sarokcsomópont szöge, az alkalmazott húzott vashányad és a ferde betonacélok vashányada összességében ugyanakkora teljes „betonacél-felhasználás” esetén (Campana, Ruiz és Muttoni, 2013). Továbbá a ferde betonacélok alkalmazásával jelentősen növelhető a kapcsolat teherbírása és az alakváltozó képessége is. Számos lineáris és nemlineáris végeelemes (Abaqus, ATENA 2D) és analitikus számítás készült a nyíló keretsarok vizsgálatára (Szczecina és Winnicki, 2015; Himanshu és Roshan, 2018; Windisch, 2018). Szczecina és Winnicki (2015) 2D végeelemes modellekkel és analitikus rácsostartó (Strut-and-Tie) modellekkel vizsgálta a monolit vasbeton keretsarok modellezési lehetőségeit (Szczecina és Winnicki, 2015; Almási, 1992). Eredményeik alapján a megfelelő erő-elmozdulás karakterisztika jelentősen egyszerűbben elérhető abban az esetben, ha a vizsgálatok során síkbeli alakváltozási állapotot feltételezünk.

Meg kell ugyanakkor jegyezzük, hogy a fellelhető forrásokban többnyire laboratóriumi kísérletek vannak publikálva, melyeket csak néhány esetben alkalmaztak numerikus modellek verifikálására, fejlesztésére. A numerikus modellek szinte kizárólag 2D-s lineáris és még ritkábban nemlineáris vizsgálatok, csak elvétve találhatók háromdimenziós nemlineáris végeelemes számítások. Mindezeket figyelembe véve a témában egyre nagyobb igény fogalmazódik meg a háromdimenziós nemlineáris végeelemes modellek fejlesztése és alkalmazása iránt. A monolit vasbeton szerkezetek, így a jelen cikkben tárgyalt csomópontok magas szintű numerikus vizsgálatai korántsem tekinthetők teljesen kiaknázott kutatási területeknek. A monolit vasbeton szerkezetek viselkedésének megismerése és az eltérő csomóponti kialakítások, valamint az azokban alkalmazott különféle vasvezetések numerikus vizsgálatai segítenek az adott kapcsolat működésének megértésében és leírásában. Így a valós laborkísérletek alapján igazolt 3D-s nemlineáris végeelemes szoftverekkel számos, még laboratóriumi körülmények között nem vizsgált vagy mérete miatt kísérletileg nehezen kezelhető szerkezeti kialakítás válik vizsgálhatóvá.

### 3. NUMERIKUS MODELLEK

A végeelemes modelleket az *ATENA 3D v5* nemlineáris végeelemes szoftverrel építettük fel. A numerikus vizsgálatok során az egyes oszlop-gerenda csomópontok egyirányú, a tönkremenetelig monoton növekvő, kvázi-statikusan terheléssel szembeni viselkedését elemezzük. A numerikus eredmények helyességét tényleges laborkísérletek eredményeihez hasonlítjuk, ezzel megmutatva az általunk kidolgozott modellezési eljárás pontosságát, helyességét. A felépített numerikus modelleket a szakirodalomban fellelhető laboratóriumi kísérletekkel (Sin és Bing, 2011; Morgan, 2000) megegyezően készítettük el.

A numerikus modellek geometriai méretei és vasalásuk a laboratóriumban vizsgált próbatetekkel megegyezően lettek meghatározva (Sin és Bing, 2011; Morgan, 2000). A numerikus vizsgálatok alapjait képező laboratóriumi kísérletek főbb alapadatait és a kapcsolatok tényleges kialakítását az *1. táblázatban* foglaljuk össze. A laboratóriumban vizsgált próbatetek (NS, LS és RV jelű) statikai vázainak sémáját az *1. ábrán* mutatjuk be.

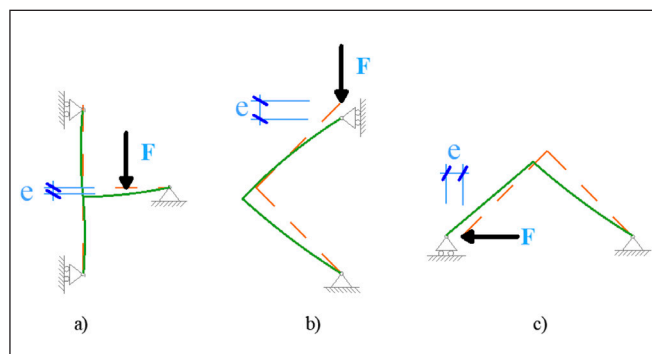
A kvázi statikus terhelésű numerikus kísérletek során a betonra vonatkozó anyagmodell a korábbi eredményeink alapján (Haris és Roszevá, 2017) egyedileg parametrizált modellel definiáltuk. A betonacélra vonatkozó anyagmodell a laboratóriumi kísérletekben is alkalmazott betonacélok tulajdonságainak megfelelően, a valós feszültség-alakváltozás karakterisztikával lettek megadva (Haris és Roszevá, 2017), kivéve az „NS” és az „LS” jelű próbatetek esetén, melyeknél lineárisan rugalmas - lineárisan felkeményedő anyagmodell alkalmaztunk, mert a laboratóriumi kísérletsorozat (Sin és Bing, 2011) során alkalmazott betonacélok szakítókérdésének (erő-alakváltozás diagram) eredményei nem, csak a folyáshatár és a szakítószilárdság értéke állt rendelkezésünkre.

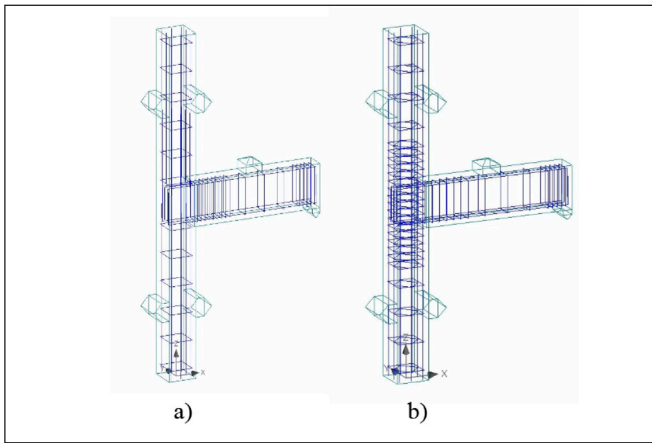
**1. táblázat:** Próbatestek paraméterei

Próbatest geometria	Vasalás kialakítása	Kvázi-statikusan terhelés				Próbatest jele	Laborkísérletek i végzője(ék)
		Gerenda hosszvasalás	Oszlop hosszvasalás	Gerenda íngyvel	Oszlop íngyvel		
		2+3Ø25	8Ø20	Ø10/100	Ø10/300	NS01	Sim Lim Yap, Bing Li (2011)
		2+3Ø25	8Ø20	Ø10/80	Ø10/300	NS02	
		2+3Ø25	8Ø20	Ø10/50	Ø10/300	NS03	
		3+3Ø25	8Ø20	2Ø10/100	2Ø10/100	LS01	
		3+3Ø25	8Ø20	2Ø10/80	2Ø10/80	LS02	
		3+3Ø25	8Ø20	2Ø10/50	2Ø10/50	LS03	
		6Ø16	8Ø16	-	-	RV1	Morgan Johanson (2000)
		5Ø16	5Ø16	-	-	RV9	
		6Ø16	6Ø16	-	-	RV2	
		5Ø16	5Ø16	-	-	RV10	

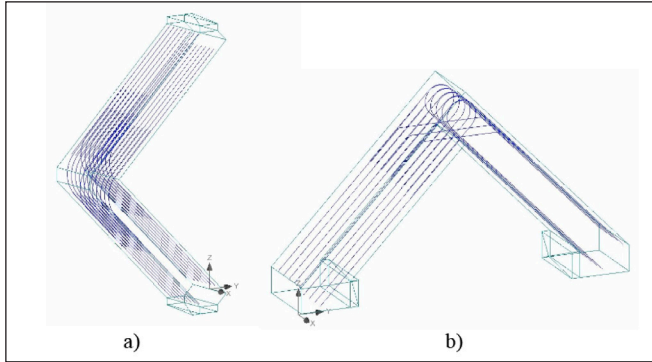
**1. ábra:** Próbatestek statikai vázai

a) NS és LS próbatetek, b) RV1 és RV2 próbatetek, c) RV9 és RV10 próbatetek





**2. ábra:** Numerikus modellek; oszlop-gerenda kapcsolat, a) NS03 próbatétel; b) LS02 próbatétel

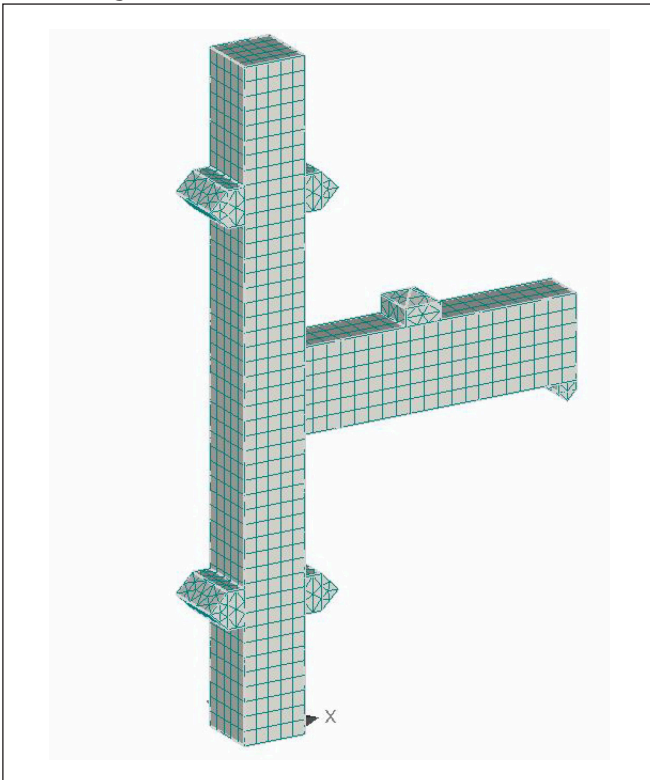


**3. ábra:** Numerikus modellek; keretsarok - a) RV1 próbatétel; b) RV9 próbatétel

A hosszirányú betonacélokat a valós geometriájukkal és átmérőjükkel, a kengyeleket a tényleges hajlítási alaktól eltérő zárt négyszög alakkal, de a valós átmérőjükkel modelleztük. A beton és a betonacél közötti kapcsolatot a CEB-FIB 1990 Model Code-ban megadottak alapján számítottuk és definiáltuk a numerikus modellekben (*fib*-Model Code for Concrete Structures, 2010).

A numerikus modellekben egységesen kvadratikus bázis-

**4. ábra:** Végeselemes felosztás



függvényeket alkalmaztunk, valamint a beton elemekre 20 csomópontos téglatest végelemeket használtunk (Cervenka et al., 2014). A végelem háló mérete (4. ábra) a szerkezeti elemekben azonos mérettel lett felvéve úgy, hogy az adott keresztmetszeti méreten belül minimum 4 db végelem legyen (Haris és Roszevák, 2017). A laborkísérletek során alkalmazott támaszok és erőbevezetések pozícióiban a numerikus modellekben acéllemezeket definiáltunk. A kvázi-statiszusterhelte próbatéteknek megfelelő numerikus modelleket (RV jelű) keretsarok és (NS és LS jelű) oszlop-gerenda kapcsolatokra építettük fel a csomópont környezetében több, eltérő vasvezetéssel (2. és 3. ábra).

Valamennyi nemlineáris analízisnél az iterációs folyamat végrehajtásához implicit megoldási módszert, a Newton-Raphson iterációs eljárást alkalmaztuk. A szerkezet állapot-egyenletének megoldására a Cholesky-felbontást használtuk.

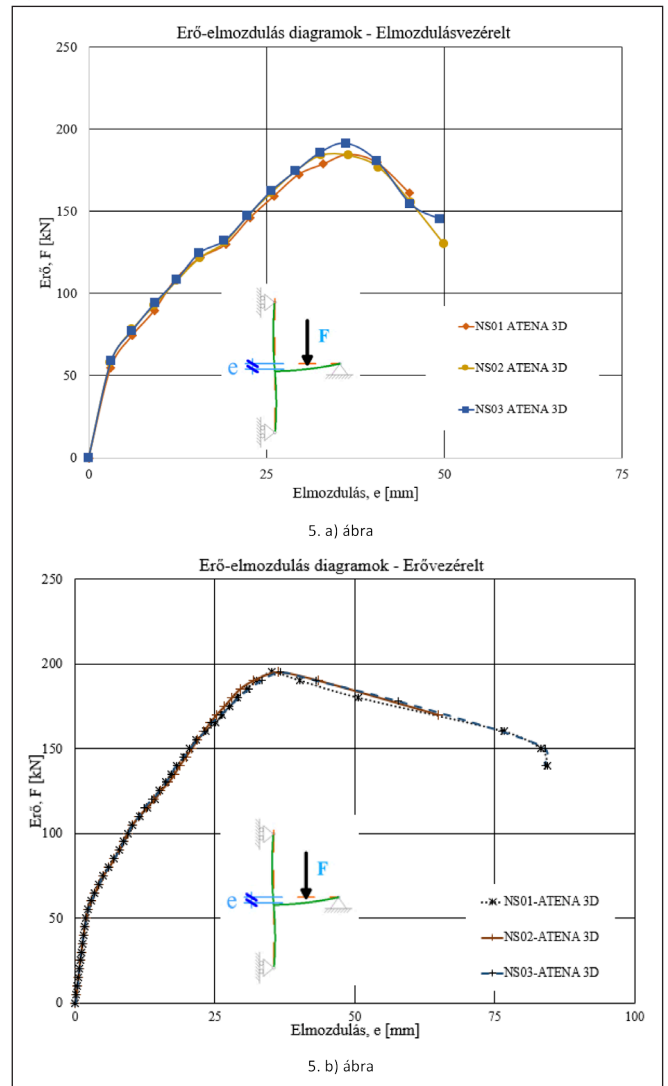
## 4. A NUMERIKUS VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEI

Ebben a fejezetben részletesen bemutatjuk a numerikus vizsgálataink eredményeit. Először az oszlop-gerenda csomópontok vizsgálatainak eredményeit ismertetjük. A számításokat erő- és elmozdulás vezérelve is elvégeztük. Az alábbi grafikonon az „NS” jelű próbatétek erő - elmozdulás diagramjait mutatjuk be (5. ábra).

Az ábrákon megfigyelhető, hogy a két modell a terhelés

**5. ábra:** Erő-elmozdulás diagramok

(a) elmozdulás vezérelt kísérlet, (b) erő vezérelt kísérlet



**2. táblázat:** A numerikus modellek eredményei – erő és elmozdulás vezérelt kísérlet esetén

Próbatest jele	Repszto erő [kN]		Eltérés [%]	Tönkremenetelhez tartozó erő [kN]		Eltérés [%]	Tönkremenetelhez tartozó lehajlás [mm]		Eltérés [%]
	Elmozdulás-vezérelt	Erő-vezérelt		Elmozdulás-vezérelt	Erő-vezérelt		Elmozdulás-vezérelt	Erő-vezérelt	
NS01	49,35	48,00	-2,73	183,81	193,00	+4,99	36,58	33,40	-8,69
NS02	53,45	54,00	+0,85	183,81	194,50	+5,49	36,58	33,50	-8,42
NS03	58,63	57,50	-1,93	191,18	195,00	+1,98	36,14	36,80	+1,79

**3. táblázat:** A numerikus modellek eredményei – „LS” jelű próbatestek esetén

Próbatest jele	Repszto erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó lehajlás [mm]
LS01	57,87	276,50	55,20
LS02	57,86	326,10	67,14
LS03	66,53	375,01	73,85

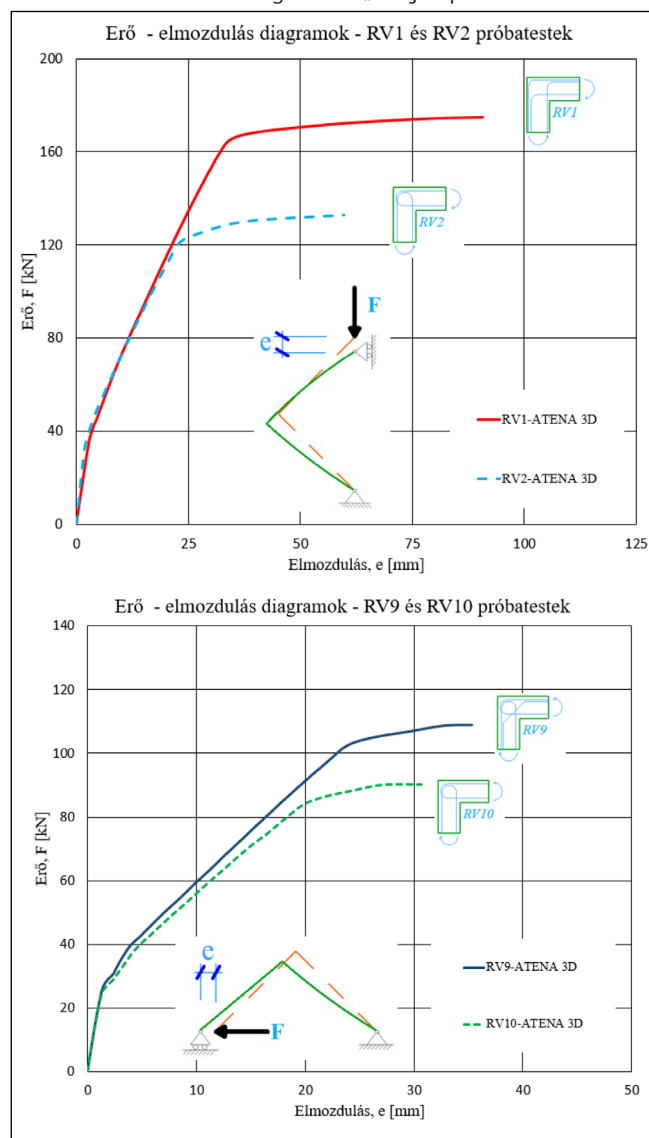
kezdeti, berepedezetlen szakaszán szinte azonos eredményt ad, azonban a tönkremenetelt követő állapotban az elmozdulás vezérelt esetben a modell nem írja le az ún. leszálló képlékeny-alakváltozási szakaszt. Az eltérő vezérlésű numerikus modellekből kapott eredményeket az alábbi táblázatban foglaljuk össze (2. táblázat).

A kezdeti szakaszban, mely megfelel a rugalmas, I. feszültségi állapotnak (eltérés: 0,85-2,73 %), és a tönkremenetelt követő állapotban az egyes modellek szinte megegyező eredményt nyújtanak (eltérés a tönkremenetelhez tartozó erőnél: 1,98-5,49 %, lehajlásnál: 1,79-8,69 %). A különböző vasalással kialakított numerikus modellek között jelentős különbség nem látható az eredményeket tekintve (a legnagyobb eltérés: +5,49 %, a legkisebb eltérés: -8,69 %), az egyes erő-elmozdulás diagramok jellegüket tekintve megegyeznek egymással. Különbség a tönkremenetelt követő lecsengésben figyelhető meg, mely a ciklikus terhelésre történő ciklikus morzsolódás modellezhetősége szempontjából válik a későbbiekben fontossá, jelen esetben azonban irreleváns.

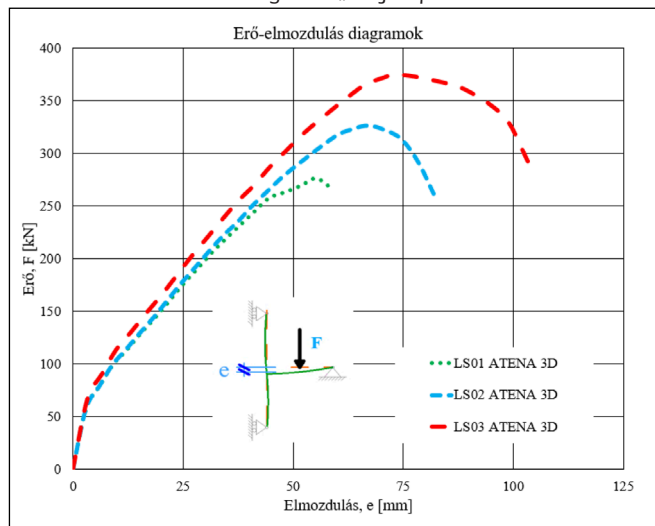
A következőkben az „LS” jelű próbatesteken elvégzett kísérletek eredményeit mutatjuk be. Ebben az esetben erő vezérelt kísérleteket végeztünk el (6. ábra). A kapott grafikonon megfigyelhető, hogy az eltérő kengyelezéssel kialakított modellek eredményei viszonylag nagy eltérést mutatnak (eltérés: 15-26 %) a tönkremenetelhez tartozó erőt vizsgálva még úgy is, hogy a modellekben a „klasszikus” alkalmazott hajlított vasmenyiség azonos. Az „LS01” jelű próbatest esetében a

tönkremenetelt követő „lecsengő” képlékeny alakváltozási szakasz nem figyelhető meg, azonban az „LS02” és „LS03” jelű próbatestek esetében már igen. Az „LS02” és az „LS03” próbatestek alakváltozó képessége nagyobb (eltérés: 17-26 %), így ezek duktilisabban viselkednek. A próbatestek húzott vasmenyisége minden esetben azonos, csak a vasvezetés, illetve a kengyelezés sűrűsége változik, melynek hatására a

**7. ábra:** Erő-elmozdulás diagramok – „RV” jelű próbatestek esetén



**6. ábra:** Erő-elmozdulás diagram – „LS” jelű próbatestek esetén



**4. táblázat:** A numerikus modellek eredményei – „RV” jelű próbatetek esetén

Próbatest jele	Repszto erő [kN]	Tönkrementelhez tartozó erő [kN]	Tönkrementelhez tartozó lehajlás [mm]
RV1	39,16	165,54	34,52
RV2	37,40	120,70	22,81
RV9	27,20	102,00	23,59
RV10	25,50	85,00	20,51

teherbírás növekszik (teherbírás növekedés mértéke: 15-26 %). A numerikus vizsgálatok eredményeit a 3. táblázatban foglaljuk össze.

Az alábbi erő-elmozdulás grafikonokon a keretsarok csomópontokon elvégzett numerikus vizsgálatok eredményeit foglaljuk össze. Az „RV1” és „RV2” jelű próbatetek esetén ún. záródó keretsarok, az „RV9” és „RV10” jelű próbatetek esetében ún. nyíló keretsarok vizsgálataival foglalkoztunk. Az eredményül kapott erő-elmozdulás diagramokat lásd a 7. ábrán.

Az „RV1” és „RV2” jelű próbatetek esetén a vasalási hányad azonos, azonban a vasvezetés eltérő. Megfigyelhető, hogy az „RV2” jelű próbatest esetében a berepedést követően egy kisebb iránytangensű, közel egyenes szakasz alakul ki az erő-elmozdulás diagramon. A két modellben a repesztő erő nagysága közel azonos (repesztőerő: „RV1”: 39,16 kN; „RV2”: 37,40 kN). A tönkrementeli erő az „RV1” jelű próbatest esetén mintegy 165,54 kN, az „RV2” esetén pedig 122,40 kN.

A nyíló keretsarok vizsgálatánál az „RV9” és „RV10” próbatetek esetén az alkalmazott hajlítási vashányad szintén azonos, de a hajlított betonacélok vasvezetése ismét eltér. A felhasznált betonacélok „hatékonyságának” változása mutatható ki ebben az esetben is. Az erő-elmozdulás diagramok jellegüket tekintve azonosak, azonban a ferde átkötő vasalásnak köszönhetően az „RV9” jelű próbatest több erőt képes felvenni (tönkrementelhez tartozó erő: „RV9”: 102,00 kN; „RV10”: 85,00 kN). Az egyes numerikus vizsgálatokból kapott eredményeket az alábbi 4. táblázatban foglaljuk össze.

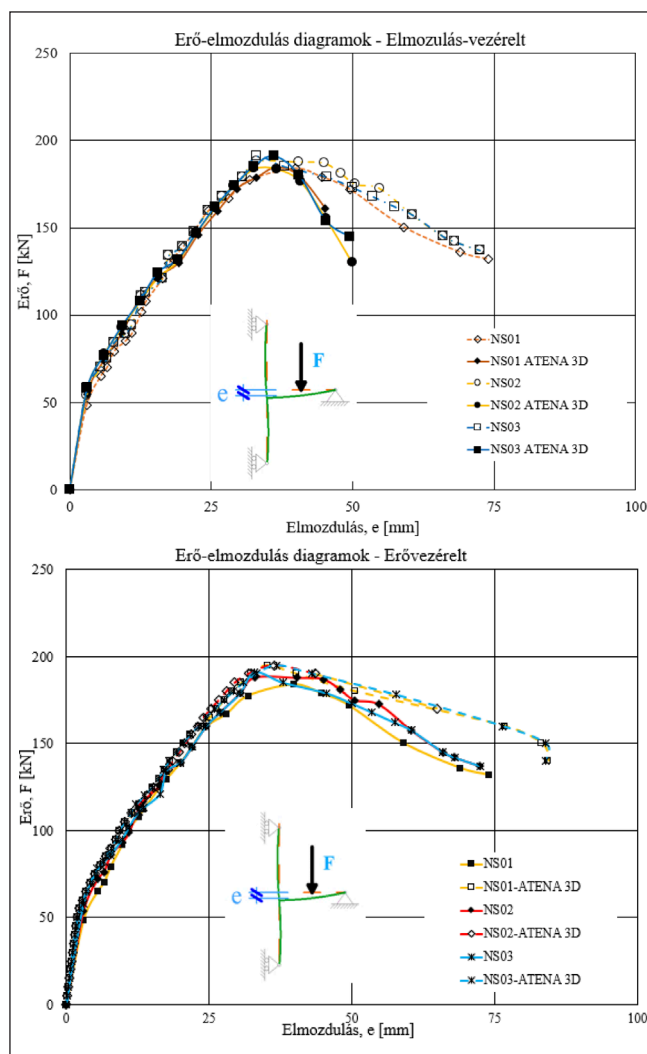
## 5. NUMERIKUS ÉS LABORATÓRIUMI KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

Ebben a fejezetben összegezzük és összehasonlítjuk az általunk kapott numerikus és a szakirodalomban fellelhető laboratóriumi kísérleti eredményeket. Először az „NS” jelű próbatetekeken elvégzett kísérletek eredményeit hasonlítjuk össze (8. ábra).

Az elvégzett numerikus vizsgálatok és a laboratóriumi kísérletek eredményeit az 5. táblázatban foglaljuk össze. A táblázatban az erő vezérelt és az elmozdulás vezérelt kísérletekkel elvégzett numerikus eredményeket tüntetjük fel.

Az elmozdulás vezérelt és az erő vezérelt esetben is a tönkrementelig igen jó egyezés figyelhető meg a laboratóriumi és a numerikus kísérleti eredmények között. A repesztőerő mind a két esetben 2,00 %-nál kisebb eltérést mutat, a tönkrementelhez tartozó erő esetében azonban már nagyobb különbségek figyelhetők meg. A tönkrementelhez tartozó erő esetén a legnagyobb eltérést az „NS01” jelű próbatetek kísérleteiből kaptuk, mely az erő vezérelt esetben +4,66 %, az elmozdulás vezérelt esetben +5,06 %. Az elmozdulás vezérelt esetben a tönkrementel után „lecsengő” viselkedési szakasz nem volt elérhető az alkalmazott modellbeállításokkal.

A következőkben az „LS” jelű próbatetekeken elvégzett laboratóriumi és numerikus vizsgálatok eredményeit ismertetjük, melyeket szintén erő-elmozdulás diagramokon szemléltetünk



**8. ábra:** Erő-elmozdulás diagramok – laboratóriumi és numerikus kísérlet

(9. ábra). A numerikus vizsgálatok során ebben az esetben már csak erő vezérelt numerikus kísérleteket végeztünk. A kapott eredményeket táblázatosan is összefoglaljuk, lásd 6. táblázatban.

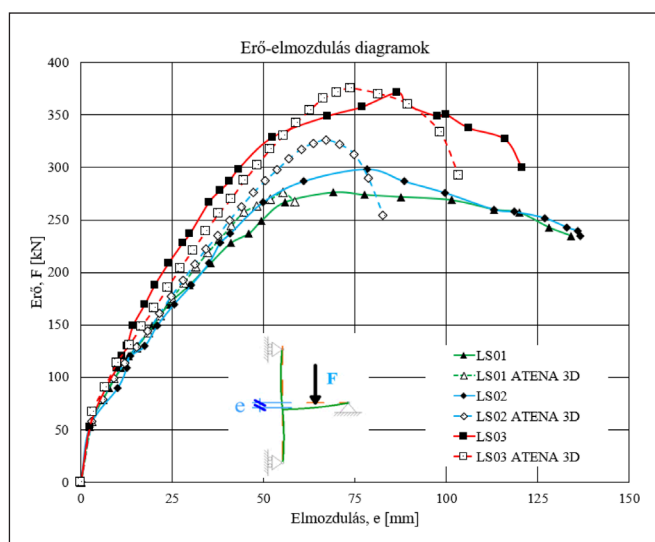
Az „LS” jelű próbatetek esetében a kezdeti, I. feszültségállapotban közel azonos, a laborkísérleti eredményekkel jól egyező numerikus eredményeket kaptunk. A berepedéshez tartozó erő tekintetében az „LS01” próbatestnél -7,89 %, az „LS02” próbatestnél -8,22 % és az „LS03” próbatestnél -8,08 % az eltérés. A berepedést követően az egyes numerikus modellek merevsége, az erő-elmozdulás diagram iránytangense jól követi a laborkísérleteket. A tönkrementelhez tartozó erők („LS01” próbatest esetében laborkísérletből: 276,30 kN, numerikus vizsgálatból: 276,50 kN) is szinte megegyeznek. Mind a laboratóriumi, mind a numerikus kísérletek során megfigyelhető, hogy az azonos húzott vashányad és eltérő vasvezetés, illetve kengyelsűrűség alkalmazása miatt a próbatetek teherbírása ismételtlen jelentős eltérést mutat, ezzel felhívva a figyelmet a vasalás kialakításának fontosságára. A

**5. táblázat:** Laboratóriumi és numerikus kísérleti eredmények

Próbatest jele	Vizsgálat típusa	Repesztő erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó lehajlás [mm]
NS01	Laborkísérlet	48,50	184,00	39,80
	Numerikus (erő)	48,00	193,00	35,40
	Numerikus (elmozdulás)	49,35	193,81	36,58
	<b>Eltérés [%] (erő)</b>	<b>-1,03</b>	<b>+4,66</b>	<b>-11,05</b>
	<b>Eltérés [%] (elmozdulás)</b>	<b>+1,72</b>	<b>+5,06</b>	<b>-8,09</b>
NS02	Laborkísérlet	53,70	188,00	33,10
	Numerikus (erő)	54,00	194,50	36,40
	Numerikus (elmozdulás)	53,45	183,81	36,58
	<b>Eltérés [%] (erő)</b>	<b>+0,55</b>	<b>+3,34</b>	<b>+9,06</b>
	<b>Eltérés [%] (elmozdulás)</b>	<b>-0,46</b>	<b>-2,23</b>	<b>+9,51</b>
NS03	Laborkísérlet	57,80	191,10	33,00
	Numerikus (erő)	57,50	195,00	36,80
	Numerikus (elmozdulás)	58,63	191,18	36,14
	<b>Eltérés [%] (erő)</b>	<b>-0,51</b>	<b>+2,00</b>	<b>+10,33</b>
	<b>Eltérés [%] (elmozdulás)</b>	<b>+1,41</b>	<b>+0,04</b>	<b>+8,68</b>

**6. táblázat:** Laboratóriumi és numerikus kísérleti eredmények

Próbatest jele	Vizsgálat típusa	Repesztő erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó lehajlás [mm]
LS01	Laborkísérlet	57,87	276,30	69,00
	Numerikus vizsgálat	53,30	276,50	55,20
	<b>Eltérés [%]</b>	<b>-7,89</b>	<b>+0,07</b>	<b>-20,00</b>
LS02	Laborkísérlet	57,86	298,60	78,20
	Numerikus vizsgálat	53,10	326,10	67,14
	<b>Eltérés [%]</b>	<b>-8,22</b>	<b>+8,43</b>	<b>-14,14</b>
LS03	Laborkísérlet	58,53	371,70	86,50
	Numerikus vizsgálat	53,80	375,10	73,85
	<b>Eltérés [%]</b>	<b>-8,08</b>	<b>+0,91</b>	<b>-14,60</b>



**9. ábra:** Erő-elmozdulás diagramok – laboratóriumi és numerikus kísérlet

tönkremenetelhez tartozó erő az „LS01” jelű próbatest esetében 276,30 kN (laborkísérlet) és 276,50 kN (numerikus kísérlet), az „LS03” jelű próbatest esetében 371,70 kN (laborkísérlet) és 375,10 kN (numerikus kísérlet).

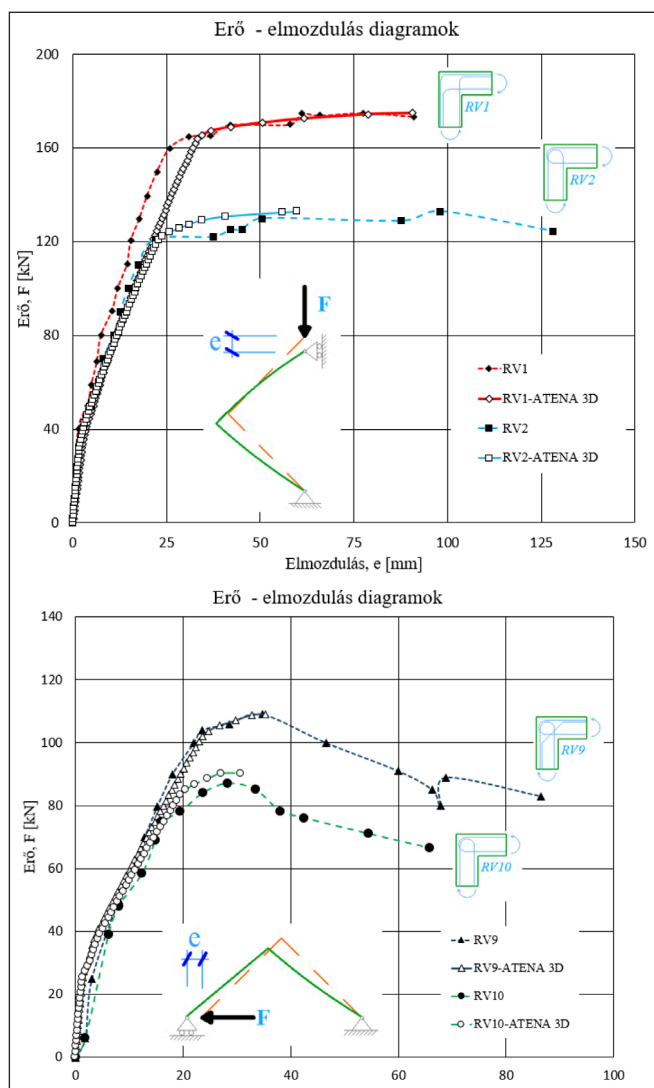
Bemutatjuk a nyíló és záródó keretsarok (RV jelű) modelleken elvégzett numerikus és laboratóriumi vizsgálatok

eredményeit is. A vizsgálatokból kapott erő-elmozdulás diagramokat a 10. ábrán szemléltetjük, valamint az eredményeket a 7. táblázatban foglaljuk össze. Az „RV1” és „RV2” jelű próbatestek a záródó, az „RV9” és „RV10” jelű próbatestek a nyíló keretsarok vizsgálatára készültek.

Az „RV1” és „RV2” jelű próbatestek laboratóriumi és numerikus eredményeinél a keresztmetszet berepedéséig ebben az esetben is igen jó egyezés figyelhető meg. A laborkísérleti eredményeket jól közelíti a numerikus modell. A berepedéshez tartozó erő értéke az „RV1” jelű próbatest esetében 40,00 kN (laborkísérlet) és 39,10 kN (numerikus kísérlet). Az „RV2” próbatestnél a laborkísérletben közel 38,00 kN-os erő rögzíthető, ezzel szemben a numerikus kísérletben 35,70 kN-os erő mutatkozik. A két eltérő vaskialakítással készült, azonban azonos húzott vasalási hányaddal rendelkező próbatestnél a tönkremeneteli erők között **ismételten jelentős az eltérés**, melyet a laboratóriumi („RV1”: 165,00 kN; „RV2”: 121,00 kN) és a numerikus („RV1”: 165,54 kN; „RV2”: 122,40 kN) kísérletek is alátámasztanak. A nyíló keretsarok vizsgálatainál („RV9” és „RV10”) szintén jó egyezés mutatható ki a laboratóriumi és a numerikus kísérletek eredményei között. A végeselemes számításban kapott berepedéshez tartozó erő (eltérés: „RV9”: 5,88 %; „RV10”: 1,65 %) közel azonos a laboratóriumban kapott eredményekkel. A tönkremenetel ebben az esetben is a laboratóriumban elvégzett kísérletekkel megegyező módon az

7. táblázat: Laboratóriumi és numerikus kísérleti eredmények

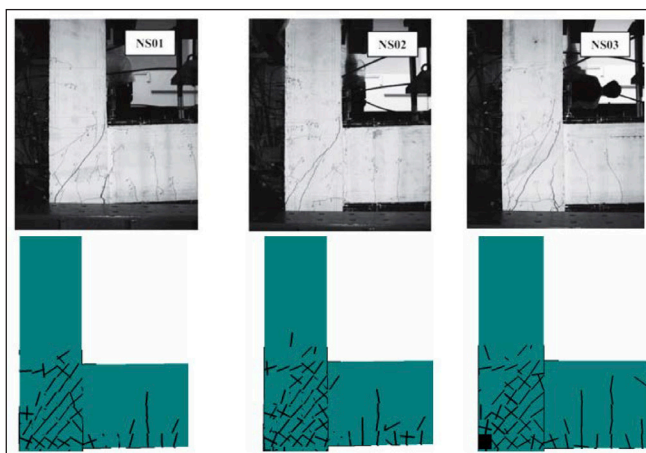
Próbatest jele	Vizsgálat típusa	Repszto erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó erő [kN]	Tönkremenetelhez tartozó lehajlás [mm]
RV1	Laborkísérlet	40,00	165,00	31,00
	Numerikus vizsgálat	39,10	165,54	34,52
	<b>Eltérés [%]</b>	<b>-2,25</b>	<b>+0,33</b>	<b>+10,19</b>
RV2	Laborkísérlet	38,00	121,00	22,00
	Numerikus vizsgálat	35,70	122,40	23,86
	<b>Eltérés [%]</b>	<b>-6,05</b>	<b>+1,14</b>	<b>+7,79</b>
RV9	Laborkísérlet	27,20	109,00	34,70
	Numerikus vizsgálat	28,90	108,80	32,74
	<b>Eltérés [%]</b>	<b>+5,88</b>	<b>-0,18</b>	<b>-5,65</b>
RV10	Laborkísérlet	24,20	87,00	28,30
	Numerikus vizsgálat	23,80	90,10	27,13
	<b>Eltérés [%]</b>	<b>-1,65</b>	<b>+3,44</b>	<b>-4,13</b>



10. ábra: Erő-elmozdulás diagramok – laboratóriumi és numerikus kísérlet

„RV10” jelű próbatest esetében kisebb erőnél (laborkísérletnél: 87,00 kN, numerikus kísérletnél: 90,10 kN) következik be. Az „RV9” jelű próbatestek esetében a húzott vasalási hányad azonos, mint az „RV10” jelű próbatesteknél, azonban a betonacélok vonalvezetése eltérő. Az azonos vashányaddal (mint „RV10”) készült „RV9” jelű próbatestnél a tönkremenetelhez tartozó erő a laborkísérletnél 109,00 kN, a numerikus vizsgálatnál 108,80 kN.

Az általunk fejlesztett végeselemes modellezési eljárás al-



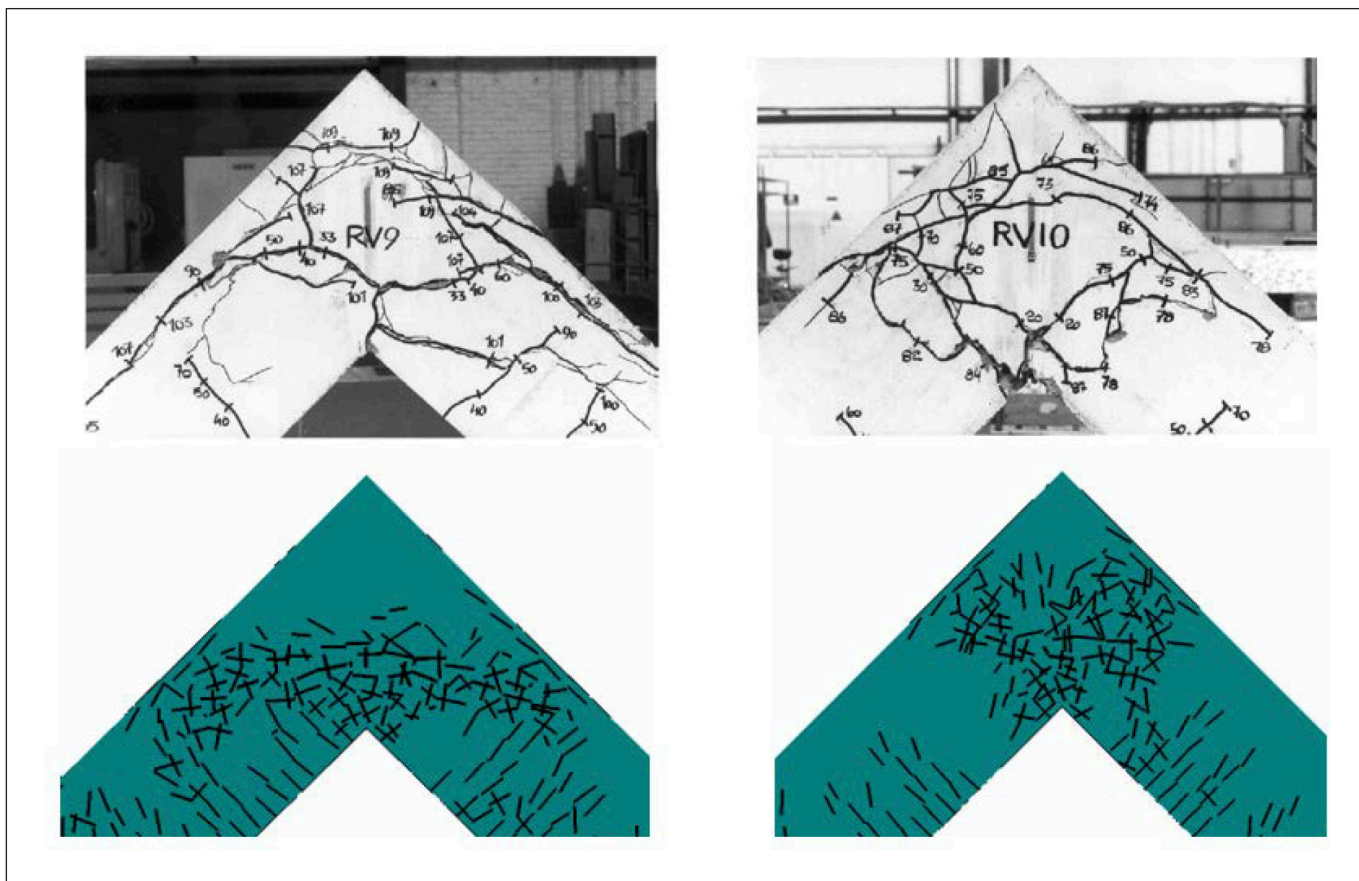
11. ábra: Repedésképek – felül: laboratóriumi kísérlet (Sin és Bing, 2011), alul: numerikus kísérlet

kalmas a repedések, repedésképek vizsgálatára is. Ezt az „NS” és az „RV” jelű próbatestek esetében a teljesség igénye nélkül a következőkben mutatjuk be. Nem ez volt a kutatás jelenlegi fázisának alapvető célja, de jól szemlélteti a modellalkotásban rejlő további potenciált.

A repedéseket az ún. **elkent (smeared crack) repedésmodell** alkottuk meg. Az elkent repedésmodellben a fix repedés (Cervenka, 1985; Darwin, 1974) és az elfordult repedés (Vecchio, 1986; Crisfield, 1989) modelleket alkalmaztuk. Az „NS” jelű próbatestek repedésképeit lásd a 11. ábrán. Az „NS” jelű próbatesteknél bemutatott repedésképekről megállapítható, hogy a laboratóriumi kísérletekben megfigyelhető irányítottság és elhelyezkedés a numerikus modellekben is jól nyomon követhető. A gerenda oszlophoz csatlakozó szakaszán csak tiszta hajlítási, a gerenda tengelyére közel merőleges repedések keletkeztek. A csomópontban ferde, az összetett feszültségállapotból adódó repedések alakultak ki.

Az „RV9” és „RV10” jelű próbatesteken elvégzett laboratóriumi kísérletek során készített fotók alapján (Morgan 2000) az egyes próbatestek repedésképei összehasonlíthatók. A laboratóriumi és numerikus vizsgálatokból kapott repedésképek a 12. ábrán láthatók.

A numerikus kísérletekből kapott repedésképeken és a laborkísérletekben rögzített repedésképeken megfigyelhető, hogy a csomópont mellett mindkét oldalt csak a tartó tengelyére merőleges repedések alakulnak ki. A csomópontban a numerikus modelleknél és a laborkísérleteknél is a belső sarokból kiinduló ferde repedezettség keletkezik.



12. ábra: Repedésképek – felül: laboratóriumi kísérlet (Morgan, 2000), alul: numerikus kísérleti eredmények

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Jelen cikk keretein belül oszlop-gerenda (csomópontba befutó három rúdelem) és keretsarok (csomópontba befutó két rúdelem) csomópontok numerikus vizsgálatait végeztük el egy általunk fejlesztett 3D-s modellezési eljárás segítségével monoton növekvő, kvázi-statisztikus terhelés esetére. A numerikus modellek a szakirodalomban fellelhető valós laboratóriumi kísérletekben (Sin és Bing, 2011; Morgan, 2000) alkalmazott tényleges betonkeresztmetszettel és vasalással lettek felépítve azért, hogy a kapott eredményeket közvetlenül össze lehessen vetni egymással. A numerikus vizsgálatokat az *ATENA 3D* háromdimenziós, nemlineáris végeselemes programmal végeztük el. A numerikus vizsgálatok eredményeit bemutattuk, valamint a hivatkozott laboratóriumi kísérletekkel kapott eredményekkel összehasonlítottuk.

Az általunk megalkotott modellezési eljárással elkészített numerikus vizsgálatok alapján az alábbi megállapításokat tesszük:

- Az oszlop-gerenda kapcsolatok vizsgálatánál a sűrített kengyelezés az „NS” jelű próbatetek esetén nem mutat lényegi eltérést a teherbírásban, azonban a laboratóriumi kísérletekben kapott eredményekhez a numerikus vizsgálatok eredményei igen jól illeszkednek (eltérés 0,04-8,43 %). Annak érdekében, hogy a kapcsolat viselkedését megfelelően értékelni tudjuk a tönkremenetelhez tartozó lehajlás értékeit is rögzítettük, melyek szintén jó egyezést mutatnak a laboratóriumban elvégzett kísérletekkel összehasonlítva (eltérés: 8,09-20,00 %).
- Az „NS” és „LS” jelű, oszlop-gerenda próbatetek esetén a kezdeti berepedetlen (I. feszültségi állapot) és a tönkremenetelig tartó szakaszokon (II. és III. feszültségi állapotok) igen jó egyezés mutatható ki (eltérés: 4-8 %).
- Az elmozdulás vezérelt numerikus kísérletekkel a tönkremenetel utáni ellapuló viselkedési szakasz nem modellezhető

az általunk alkalmazott modellezési technikával. Az erő vezérelt numerikus kísérletekben ezzel szemben megmutatható a tönkremenetelt követő viselkedési szakasz.

- Az „LS02” és „LS03” jelű próbatetek esetén nagy képlékeny alakváltozások figyelhetők meg. A tönkremenetelig az eredmények jó egyezést mutatnak (eltérés: tönkremenetelhez tartozó erő: +0,07 %, +8,43 %, +0,91 %).
- Az „RV” jelű próbatetek esetén a tönkremenetelig jó egyezés mutatható ki a numerikus és a laborkísérletben megadott eredmények között (eltérés: 0,33-1,14 %).
- Megállapítható, hogy a tényleges (valós) betonacél karakterisztikával készített numerikus modellekkel jobb eredmények érhetők el (eltérés a lehajlásnál: 4-11 %), mint azokban a modellekben, ahol a lineárisan rugalmas - lineárisan felkeményedő betonacél anyagmodellt alkalmaztuk (eltérés a lehajlásnál: 4-20 %). A tönkremenetel utáni képlékeny alakváltozások a valós betonacél karakterisztika alkalmazásával modellezhetők.
- A numerikus vizsgálatokkal előállított repedésképek a laboratóriumi kísérleteknél rögzített repedésképekkel jó egyezést mutatnak. A repedések pontosabb vizsgálatára a végeelem háló nagyságának csökkentése jó megoldás (Haris és Roszevák, 2017) lehet, azonban ez a modellek futási idejét közel exponenciális mértékben megnöveli (8 cm-es végeelem háló méret, futási idő = ~1,5 óra, 5 cm-es végeelem háló méret, futási idő = ~8 óra).

Összességében megállapítható, hogy az általunk meghatározott modellezési technikával a monolit vasbeton oszlop-gerenda és keretsarok kapcsolatok valós viselkedése egyirányú monoton növekvő, kvázi-statisztikus terhelés esetén numerikusan rendkívül jól közelíthető. Az alkalmazott háromdimenziós, nemlineáris végeselemes szoftverrel az általunk kifejlesztett modellezési technikával a csomópontok és az azokban alkalmazott eltérő vasalási kialakítások viselkedése kellő pontossággal modellezhető. A szakirodalomban fellelhető



nemzetközi kutatási programokban elvégzett laboratóriumi kísérletekhez a kapott numerikus eredmények műszaki szempontból elfogadható pontossággal illeszkednek. Ezzel a modellezési technikával lehetőség nyílik a szerkezeti csomópontok, illetve részletek összetett viselkedését alapvetően befolyásoló tényleges vasvezetés hatásának vizsgálatára. Numerikusan vizsgálható az alkalmazott vasalási kialakítás és vasmennyiség „hatékonyága”, ezzel adott esetben optimalizálható is a kapcsolat (teherbíráásra, alakváltozóképessegre, vasmennyiségre, akár költségekre is). Megmutattuk, hogy lehetséges a nagyon költséges laboratóriumi kísérletorozatok helyett numerikus vizsgálatokkal az azonos vashányaddal, de eltérő vasvezetéssel kialakított monolit vasbeton keretsomópontok összetett (hajlított-nyírt) viselkedésének elemzése egyirányú monoton növekvő kvázi-statisz terhelése esetén.

Jelen cikk keretein belül kizárólag az egyirányú monoton növekvő kvázi-statisz vizsgálatokat mutattuk be. A kapott eredmények alapján végeztük el a modellezési eljárás fejlesztésével a ciklikusan változó irányú és nagyságú teherrel terhelt keretsomópontok numerikus vizsgálatait, melyet a következő cikkünkben mutatunk be.

## 7. HIVATKOZÁSOK

- Kazinczy G. (1917), „Kísérletek vasbeton medence-sarokkal”, *Magyar Mérnök és Építészegylet Közöny*, LI. kötet. 9.szám, pp. 78-83.
- Kordina K., Kohler G. (1971), „Tragverhalten der Stützenschlüsse in Rahmenknoten bei herabgesetzter Verankerungslänge der Anschlußbewehrung, 1. Zwischenbericht“, Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Technische Universität Braunschweig
- Kordina K. (1978), „Tragverhalten von Rahmenknoten bei herabgesetzter Verankerungslänge der Anschlußbewehrung unter Berücksichtigung der Bewehrungsführung“, Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Technische Universität Braunschweig.
- Almási J. (1992), „Cracks as important constituents of strut and tie models“ *Periodica Polytechnica* vol. 36. No. 3., pp.
- Kordina K., Teutsch M., Wegener E. (1995), „Trag- und Verformungsverhalten von Rahmenknoten“, *Schlussbericht, Deutschen Forschungsgemeinschaft*, Kennziffer Ko 201/37.
- Morgan J. (2000), „Structural Behavior in Concrete Frame Corners of Civil Defense Shelters, Thesis for the degree of doctor of philosophy”, Division of Concrete Structures, Department of Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Göterborg, Sweden
- Yap, S. L., & Li, B. (2011), „Experimental investigation of reinforced concrete exterior beam-column sub assemblages for progressive collapse” *ACI Structural Vol.*, Nr, pp.

- Campana S., Fernández Ruiz M., Muttoni A. (2010), „Behaviour of nodal regions of reinforced concrete frames subjected to opening moments and proposals for their reinforcement”, *Engineering Structures*, Vol. 51, pp. 200-210. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.01.029>
- fib Model Code for Concrete Structures 2010 (2013), *Wilhelm Ernst & Sohn*, Berlin, <https://doi.org/10.1002/9783433604090>
- Cervenka, V., Jendele, L., Cervenka, J. (2014), „ATENA Program Documentation Part 1, Theory” *Cervenka Consulting s.r.o*
- Szczecina M., Winnicki A., (2015), „Numerical simulations of corners in RC frames using strut-and-tie method and CDP model”, *XIII International Conference on Computational Plasticity, Fundamentals and Applications COMPLAS XIII*.
- 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.
- Roszevák Zs., Haris I. (2017), „Comparison of different models on different cast-in-situ RC joints”, *Proceedings of 12<sup>th</sup> Central European Congress on Concrete Engineering 2017 Tokaj*, pp.: 648-658.
- Himanshu G., Roashan L. (2018), „Analytical Investigation on Behaviour of RC Framed Corner Joints”, *International Journal of Advance Engineering and Research Development (IAERD)* Volume 5, Issue 02, February-2018, e-ISSN: 2348 - 4470, print-ISSN: 2348-6406
- Windisch A., (2018), „Egységes méretezési modell” *Vasbetonépítés: A FIB magyar tagozat lapja: Műszaki folyóirat* XX: (1) pp. 2-9.

**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 I.

**Zsolt Roszevák – István Haris**

Many computer software is currently available for numerical modeling of monolithic RC structures, however the accuracy of the numerical models created with the programs can only be acceptable with well-developed modeling method. Within the framework of our two-part series, we present the behavior of monolithic RC frame corners and beam to column joints for quasi-static and cyclic lateral loads, using numerical models created by our modeling method. Several laboratory experiments have already been carried out to investigate the failure of the joints and the behavior of these unique connection. In this paper, we made three-dimensional nonlinear FE body models with different reinforcement shapes, based on actual laboratory tests and we present the behavior of the joints in case of monotonic increasing quasi-static loads. The results of laboratory experiments found in the literature and finite element calculations are compared and the conclusions that can be drawn from them are summarized within this article. The analysis of the cyclic loads is examined in detail in the second paper.