

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

Építőmérnöki Kar

Hidak és Szerkezetek Tanszék

Tudományi Diákköri Konferencia

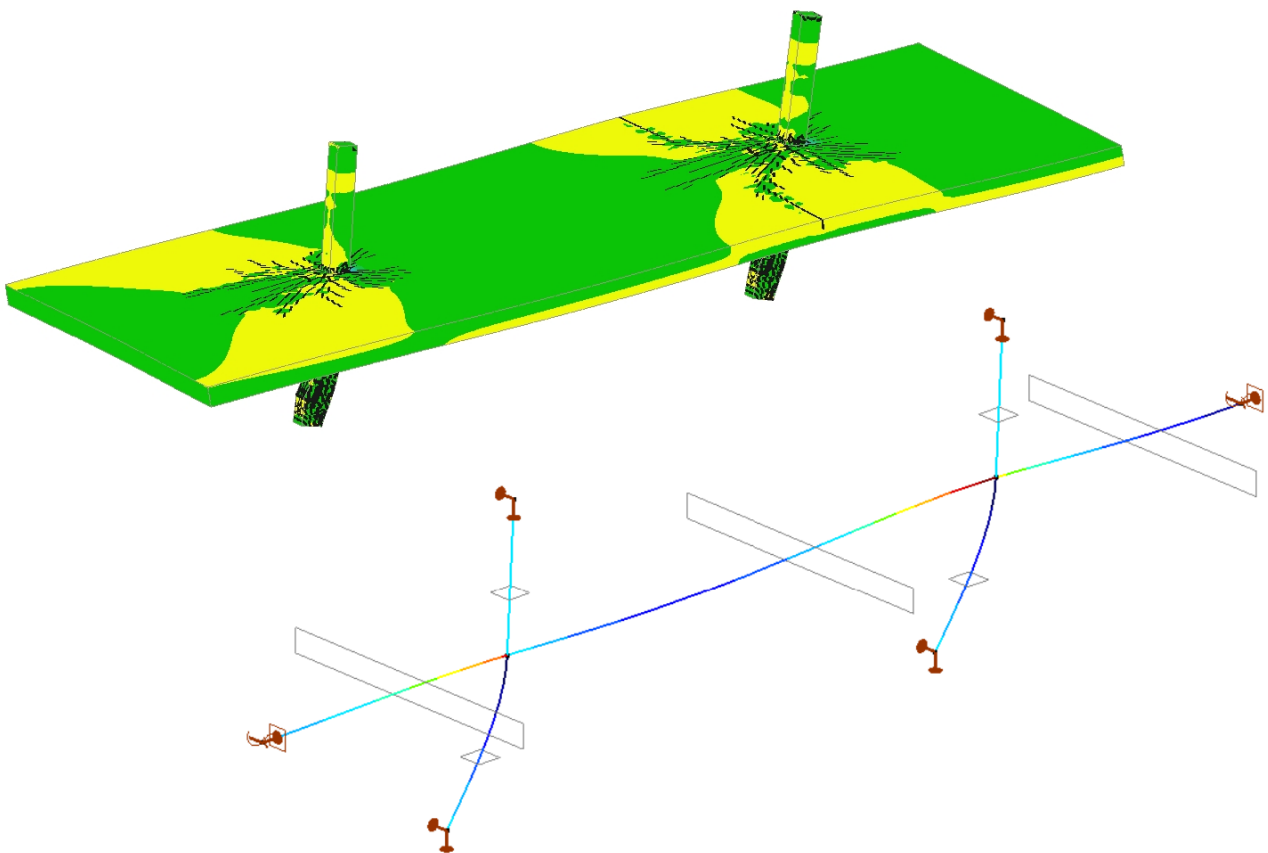
2019

Bodó Pál Boldizsár

Építőmérnök Hallgató (M.Sc.)



Vasbeton síklemez egyenértékű kerettel történő helyettesítése vízszintes teherre, numerikus vizsgálatok alapján



Készítette: Bodó Pál Boldizsár
KLJN22

Konzulens: Dr. Haris István
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

Vasbeton síklemez egyenértékű kerettel történő helyettesítése vízszintes teherre, numerikus vizsgálatok alapján

Bodó Pál Boldizsár (KLJN22)

Konzulens: Dr. Haris István (Hidak és Szerkezetek Tanszék)

Összefoglaló

TDK dolgozatomban a vasbeton síklemez födémekkel foglalkozom, azok mindennapi használatával, számításával, valamint numerikus modellezési lehetőségeivel. Mindenekelőtt bemutatom általánosságban a magas épületeket, azok szokványos szerkezeti kialakításait, továbbá számítási módszereit. Részletesen kitérek a vasbeton síklemezekre, azok szakirodalmi hátterére, számítására és numerikus modellezési módszereire.

A szerkezetépítési gyakorlatban a vasbeton síklemez födémek alkalmazása rendkívül elterjedt, annak szerkezeti és gazdaságossági előnyei miatt. Számos tanulmány foglalkozik ezen szerkezetek vizsgálatával, melyek egyetértenek abban, hogy a gravitációs és globálisan függőleges terheken túl, fontos kérdés a vízszintes hatásokra adott szerkezeti viselkedés vizsgálata is. Ennek jelentősége nemcsak a „szokványos”-nak tekintett szél- és építési ferdeség okozta terhek, azaz az alapvetően egyirányú monoton növekvő kvázi-statikusan, hanem a napjainkban leginkább kutatott szeizmikus, azaz a ciklikusan változó irányú és nagyságú hatásokra való méretezésnél központosul.

A síklemez födémek egyirányú, monoton növekvő kvázi-statikusan, vízszintes terhekre történő méretezésére legszéleskörűbben elterjedt módszerek az ún. Equivalent Frame Method (EFM), valamint az Effective Beam Width Method (EBWM) eljárások.

A TDK dolgozatom keretein belül az oszlopokkal alátámasztott síklemez födémek egyirányú, monoton növekvő vízszintes terhekkel szembeni viselkedését fogom vizsgálni egy fejlett nemlineáris numerikus modellezési eljárással. A kiválasztott geometriai méretekkel felépített numerikus modellt az ATENA 3D háromdimenziós nemlineáris végesesemes szoftverrel vizsgálom. A kapott eredményeket összevetem egy laboratóriumi kísérlet eredményeivel.

AxisVM végesesemes szoftver segítségével készítek egy, az előzőekben ismertetett szerkezeti alapproblémát lineárisan rugalmasan vizsgáló, de a nemlineáris numerikus eredményeket figyelembe vevő rúd-keretmodellt. A numerikus modell segítségével meghatározom a helyettesítő egyenértékű keretmodellben figyelembe vehető geometriai méreteket. Végül összevetem a két szoftverben készített numerikus modellt.

A dolgozat célja:

- a valós szerkezeti viselkedést jól közelítő nemlineáris modellezési eljárás fejlesztése
- a kifejlesztett nemlineáris modellezési eljárás összevetése egy valós laboratóriumi kísérlet eredményeivel
- a nemlineáris modellezés eredmények alapján egy a mindennapokban alkalmazható, lineárisan rugalmas végesesemes szoftverrel számítható eljárás kidolgozása → Helyettesítő egyenértékű keretmodell

Flat slab replacement with equivalent frame model for horizontal load, based on numerical examinations

Bodó Pál Boldizsár (KLJN22)

Supervisor: Dr. Haris István (Department of Structural Engineering)

Abstract

I conducted my TDK thesis research about the everyday uses and design of concrete flat slab, and about the possibilities of its numerical examinations. I present high buildings in general, their usual structural shaping and how to examine them. In details I write about the concrete flat slabs, their literature background, examinations and numeric modelling methods.

In structural engineering the use of the concrete flat slab is incredibly widespread, owing to its structural and economic advantages. Numerous studies examined these structures, and agreed that beyond the vertical loads it is also crucial to see how they react to horizontal loads. Its importance lies not solely in solving the problems of loads derived from ordinary mistakes and loads, but also in finding the right measurements for seismic effects, which is one of the most searched topics nowadays.

The most commonly widespread methods of the calibration for monoton increasing static horizontal loads of the flat slabs are the Equivalent Frame Method (EFM) and the Effective Beam Width Method (EBWM).

In my TDK thesis I examine the reaction of the column supported flat slab, when it is posed a monotonous increasing horizontal loads, with the help of the most recent nonlinear numerical modelling methods. The numeric model with its chosen geometric measures is examined with the ATENA 3D software. Finally I compare the results with the results of a laboratory experiment.

With the help of the AxisVM FEM software I make a similar numerical model, which examines the above mentioned problem, but in this case I use a linearly elastic method considering the previous nonlinear results. With the help of beam-frame model the replacement plate width can be determined. Finally I compare the two numerical method's results.

The target of the thesis:

- develop a correct approximate nonlinear numerical modelling method
- comparison of the developed procedure with a laboratory experiment
- based on the previous nonlinear modelling, develop a linearly elastic method for modelling concrete flat slab with FEM software for everyday use

Tartalomjegyzék

1. BEVEZETÉS.....	- 1 -
2. MAGAS ÉPÜLETEK.....	- 3 -
2.1. MAGAS ÉPÜLETEK A MINDENNAPOKBAN.....	- 5 -
2.2. VASBETON MAGAS ÉPÜLETEK SZERKEZETI RENDSZEREI.....	- 7 -
2.3. PONTONKÉNT ALÁTÁMASZTOTT VASBETON SÍKLEMEZES FÖDÉMEK.....	- 9 -
3. VASBETON SÍKLEMEZ FÖDÉMEK.....	- 10 -
3.1. SZAKIRODALMI KÖRNYEZET ÁTTEKINTÉSE	- 10 -
3.2. SÍKLEMEZ FÖDÉMEK SZÁMÍTÁSA	- 11 -
3.3. RUGALMAS - KÉPLÉKENY ANYAGI VISELKEDÉS	- 12 -
4. NUMERIKUS MODELLEK	- 14 -
4.1. MODELLEK DEFINIÁLÁSA	- 15 -
4.2. ANYAGMODELLEK DEFINIÁLÁSA.....	- 16 -
4.3. TERHEK, MEGTÁMASZTÁSOK, ÉS VÉGESELEMHÁLÓ	- 18 -
5. NUMERIKUS VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEI ÉS ÖSSZEHASONLÍTÁSUK	- 20 -
6. LABORATÓRIUMI- ÉS NUMERIKUS KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA.....	- 23 -
7. HELYETTESÍTŐ EGYENÉRTÉKŰ KERETMODELL.....	- 25 -
8. ÖSSZEFOGLALÁS, MEGÁLLAPÍTÁSOK	- 29 -
9. TOVÁBBI KUTATÁSI LEHETŐSÉGEK.....	- 30 -
10. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS	- 31 -
11. FELHASZNÁLT IRODALOM	- 32 -
12. TOVÁBBI FORRÁSOK.....	- 33 -
13. MELLÉKLETEK	- 33 -

1. Bevezetés

Manapság egy gyakorló szerkezettervező életében mindennapos dolog a vasbeton, mint építőanyag használata. A komplex anyagi és szerkezeti viselkedést a szabványok és a tervezői gyakorlat is igyekszik oly módon leegyszerűsíteni, hogy az minél alkalmazhatóbb legyen a gyakorlati tervezésben. Ez a közelítés elhanyagolásokkal jár, de természetesen alapvetően a biztonság javára, így egyrésztől kevésbé gazdaságos szerkezetek konstruálásához vezethet. Másrésztől a gyakorlatban a síklemez födémelek tervezéséről általánosságban elmondható, hogy ugyan numerikus modellezéssel történik az igénybevételek meghatározása, de főként lineárisan rugalmas statikai számítások segítségével. Ez az eljárás, mivel az igénybevételekre felső korlátot ad, a tervezés szempontjából elfogadható. Azonban a lineárisan rugalmas számítások az alakváltozások (lehajlás, elfordulás és vízszintes eltolódások) szempontjából alsó korlátot szolgáltatnak, alulbecsülik azokat, így a tényleges szerkezeti alakváltozásokat nem, vagy csak nagyon közelítően, sőt rosszul írják le.

Többek között, de leginkább az általam is vizsgált vízszintes hatásokra történő alakváltozások, eltolódások szempontjából a széleskörben elterjedt lineárisan rugalmas modellezési eljárások nem adnak megfelelően pontos eredményt. A kutatásomban olyan nemlineáris modelleket fejlesztettem, melyek a valós szerkezeti viselkedést pontosabban leírják, az alakváltozásokat is. Figyelembe vettem többek közt a valós betonacél karakterisztikát, a betonacélok megcsúszását, valamint nemlineáris anyagmodelleket használtam. Jelen témával foglalkozó kutatások már a beton berepedésének hatását is valamilyen csökkentő tényező alkalmazásával (β) veszik figyelembe, melyet kísérleti vizsgálatok alapján állítottak be, és többnyire csak lineárisan rugalmas numerikus vizsgálatokra és önálló, a függőleges terhektől elkülönített vízszintes terhekre terjednek ki.

Jelen dolgozat elsődleges célja, hogy megoldást találjon arra, hogy hogyan lehetséges egy pontonként oszlopokkal alátámasztott síklemez födémet egyenértékű kerettel helyettesíteni nemlineáris anyagtulajdonságok figyelembevételével, numerikus vizsgálatok alapján. Ennek keretében bemutatom, milyen lehetőségei vannak a teljes szerkezetből kiragadott és vizsgált szerkezeti traktus numerikus modellezésének.

Dolgozatom megírásához alapul szolgált több korábbi vizsgálat [1, 2, 3], melyek azon célból jöttek létre, hogy segítséget adjanak a numerikus modelljeink helyes megalkotásához és részletesebb vizsgálatához.

A valós szerkezeti viselkedést legjobban megközelítő numerikus modellezési eljárást verifikálom egy kísérlet eredményei alapján, majd ajánlást teszek az egyenértékű helyettesítő keret

geometriai méreteinek felvételéhez egy kitüntetett általam vizsgált esetben. A módszer kiterjesztése után az eljárás felhasználásával a praktizáló mérnökök pontosabb méretezést végezhetnek a lineáris számításaik során, hiszen bármely alaprajzi elrendezés mellett a helyettesítő felület előállítható és alkalmazható lesz.

2. Magas épületek

A magas épületek olyan szerkezetek, melyek tervezése során a függőleges terheken túl a vízszintes hatások figyelembevétele döntő fontosságú. Ilyen vízszintes terhet jelent például a szél és az építési ferdeség, melyek alapvetően egyirányú monoton növekvő kvázi-statisztikus terhek. Továbbá szintén vizsgálandók a napjainkban leginkább kutatott szeizmikus, azaz ciklikusan változó irányú és nagyságú hatások. Ezen terhek figyelembevételének szükségessége az épület magasságával fokozottan nő.

Klasszikusan magas épületnek a tíz szintet, ~harminc métert meghaladó szerkezeteket nevezünk. Ezen épületeknél a vízszintes, destabilizáló hatások jellemzően nagyobb hangsúllyal vannak jelen, mint a függőleges terhek. Ezt a magasságot meg nem haladó épületeket középmagas, vagy alacsony épületnek nevezünk.[4]

A mindenkori ember vágyik nagyot, eddig még nem létező dolgot alkotni. Ezen indíttatásból szeretne, minél hosszabb, nagyobb és magasabb szerkezeteket alkotni. Az ilyen irányú elképzeléseknek, csak a rendelkezésre álló technológia szab határt. Már időszámításunk előtt több ezer évvel is épültek monumentális épületek, mint például a gízai nagypiramis, mely a nagy önsúlya révén nem sorolható a klasszikus magas épületek közé, közel 150 méteres magasságával így is tekintélyt parancsoló.



1. Kép: A Hafré-piramis [A]

Az idő előrehaladtával jelentek meg az újabbnál-újabb építőanyagok és építési módszerek, melyek teret engedtek egyre magasabb szerkezetek készítésének. Épültek magas épületek fából, téglából, acélból és vasbetonból. A XIX. század végén kifejlesztésre kerültek a felvonók, melyek a nagy magasságok leküzdésére voltak és vannak a mai napig hivatva.

Manapság a két legfőbb építőanyagunk az acél és a vasbeton. Utóbbi az első világháború után indult igazán fejlődésnek és terjedt el a használata köszönhetően előnyös szerkezeti viselkedésének.

A beton nagy nyomó, illetve az betonacél nagy húzószilárdságának kombinálásával jött lére a leggyakoribb építőanyagunk a vasbeton. Ennek ellenére a nagy önsúlya miatt, hosszú ideig az igazán magas épületek dominánsan acélból épületek, mígnem a nagyszilárdságú beton kifejlesztésével tér nyílt ezen változtatni. A világ jelenlegi legmagasabb épülete, a Burj Khalifa is vasbetonból készült.

Utóbbi két példa, bár az építésük között eltelt több mint 4500 év, annyiban mindenképp megegyeznek, hogy koruk talán legnagyobb építészeti alkotásai.



2. Kép: Burj Khalifa [B]

2.1. Magas épületek a mindennapokban

A magas épületek elterjedését több tényező indokolja. Az egyre gyarapodó népesség, dráguló telekárak valamint a társadalmi elvárások megkövetelik, hogy a lehető legjobban kihasználjuk a rendelkezésre álló teret. Így fordulhat elő, hogy egyre magasabb iroda-, és lakóépületek, egyre tágasabb sportcsarnokok és egyre nagyobb befogadóképességű parkolóhelyek létesüljenek. Utóbbi biztosítására a tárolóteret egyre gyakrabban viszik le a föld alá, vagy létesítenek külön erre a célra tervezett parkolóházakat. Az ilyen feladatok ellátására a vasbeton kifejezetten alkalmas.

Amint az előzőekben utaltam rá, a szerkezeteink kialakítását a rendeltetés alapvetően befolyásolja. Ilyen eltérő funkciót ellátó épületek közé tartoznak a sportlétesítmények, lakó és irodaházak, parkolóházak, raktárak, üzemi csarnokok, valamint a közösségi élet lebonyolítására szolgáló bevásárlóközpontok, színházak, múzeumok.

Lakó- és irodaépületek:

Lakóépületek tekintetében ebben az alponban a többlakásos társasházakról beszélek. Többlakásos lakóházakról beszélünk, ha az épület kettőnél több lakást tartalmaz és ezek egymás mellett és fölött helyezkednek el, valamint a lakások megközelítése közös területről történik.[5]



3. Kép: EY Nicosia Office [C]



4. Kép: 360 Nicosia [D]

Lakó és irodai funkciót ellátó épületek vannak jelen talán a legnagyobb számban. Az irodaépületeknél nagyobb, a lakóépületeknél kisebb egybefüggő terek kialakítása kívánatos. Fontos az esztétika és a tartósság. Jó beruházási lehetőséget nyújtanak, hiszen egy beruházással számos társadalmi csoportosulás elvárásait egyszerre tudjuk ellátni.

Sportlétesítmények, csarnokok:

A sportlétesítményekkel és csarnokokkal szemben a fő elvárás a befogadóképesség, a nagy és nyitott terek, valamint az esztétikus megjelenés. Fajlagosan nagy értékű épületeknek számítanak, ezért főként állami beruházásként tudnak megvalósulni.

"A mai sportlétesítményeknek meg kell teremteniük az iskolai testnevelés, a tömegsport megfelelő lehetőségeit, a minősített sportolók részére a legkorszerűbb edzésfeltételeket, a megfelelő utánpótlás nevelést és az egyes versenyek nagyszámú közönség előtt való lebonyolításának minden feltételét." [5]

Csarnokoknál és raktáraknál szintén fontos a nagy belső tér, belmagasság, azonban az előzővel ellentétben az esztétika nem fő szempont. Fajlagosan olcsó szerkezeteknek számítanak.



5. Kép: Olimpiai Stadion, Berlin [E]

2.2. Vasbeton magas épületek szerkezeti rendszerei

A következőkben a vasbeton magas épületek legelterjedtebb szerkezeti rendszereit közlöm a teljesség igénye nélkül. A közölt szerkezeti rendszerekben közös, hogy elsődleges céljuk a minél hatékonyabb viselkedés elérése a vízszintes terhekkel szemben. Ezért a vízszintes merevséget biztosító szerkezeti elemek megfelelő modellezése kulcsfontosságú a tervezési gyakorlatban. A továbbiakban felsorolt szerkezeteknek megvannak a sajátos előnyei és hátrányai, melyek mérlegelésre kerülnek az alkalmazandó szerkezet kiválasztásakor.

Keretszerkezetek

A keretek változatos kialakításokkal készülhetnek. Ez a tartószerkezeti egység oszlopokból és gerendákból épül fel, melyek kapcsolata lehet csuklós, vagy sarokmerv. Amennyiben további vízszintes merevség igénye merül fel, van lehetőség többlet teherbírás elérésére falakkal/falazatokkal, esetleg acél kiegészítő elemekkel.

A sarokmerv keret képes lehet önmagában felvenni a vízszintes terheket a nyomatékbíró kapcsolatai révén. Itt a globális merevség a szerkezeti elemek hajlítási merevségével arányosan nő. Az ilyen szerkezetek deformációi nyírási alakváltozásként jön létre, melyre jellemző, hogy a szerkezete egyes szintjeinek relatív eltolódásai a szerkezet magassága mentén csökken.

A másik kialakítási lehetőség a csuklós kapcsolatokkal rendelkező keretek alkalmazása. Azonban ezek használata külön merevítés nélkül nem lehetséges, mivel így a vízszintes terhek felvétele nincs biztosítva. Merevítés hiányában a szerkezet úgy viselkedik, mint vízszintesen összekapcsolt konzolok sorozata. A merevség mértéke az oszlopok merevségétől függ. Továbbá nagy hátránya az ilyen kialakítással készülő szerkezetnek, hogy alakváltozása hajlítási alakváltozásként megy végbe, mely lényegesen nagyobb globális szerkezeti eltolódásokhoz vezet.

Nagyobb merevség igénye esetén alkalmazhatunk merevített kereteket is, melyeket változatos módokon alakíthatunk ki. Ilyen lehetőség az átlós rudak, huzalok alkalmazása. Kialakítható egyszerű diagonál, mely során egy húzott-nyomott szerkezeti elemet iktatunk a rendszerbe. Másik megoldás a kettős diagonál, mely működhet úgy, hogy két húzott-nyomott elemet alkalmazunk (vázkitöltő fal), vagy működhet húzott pótátlós módon is, mely során az erőket csak a húzott elem viseli, míg a nyomott elem nem dolgozik. A klasszikus értelemben vett magas épületek csak merevített keretszerkezetekből készülhetnek.

Falakkal merevített keret szerkezetek

"A vízkitöltő fallal merevített vasbeton váz, téglá vagy betonelemekből készült falakkal kitöltött vasbeton oszlop-gerenda vázszerkezet." [6]

A falak, falazatok síkbeli teherviselő elemek, melyek a síkjukban nagy merevséggel rendelkeznek, így a vízszintes terhek felvételére kifejezetten alkalmasak. Befogott függőleges konzolként tekinthetünk rájuk, a falak egymással való kapcsolatát pedig leggyakrabban földékek képezik. Cél a vízszintes hatásokból keletkező húzóerők semlegesítése a függőleges erők által.

Hátránya ennek a szerkezeti rendszernek, hogy a falak nagy részeket takarnak ki, vagyis nagy a relatív alapterületük, így inkább lakócélu épületek esetén tanácsos az alkalmazása. A falak kettős funkciót látnak el, egyrészt viselik a vertikális és horizontális terheket, másrészt a térelhatárolásként is funkcionálnak.

A falakkal merevített keretknél kombináljuk a sarokmerev kivittel készülő keretek és a falazatok előnyös tulajdonságait. A kettejük kapcsolata egyenlő alakváltozásra kényszeríti a szerkezeti rendszert. Ezzel merevebb és ellenállóbb szerkezetet kaphatunk. Kialakítható monolit vasbetonból (duális szerkezetek), vagy falazott kivitelben is.

Pontonként alátámasztott vasbeton szerkezetek

Dolgozatom témáját tekintve, a pontokon alátámasztott vasbeton földém a legfontosabb. Ez a kialakítás hasonló a keretek viselkedéséhez, annyi különbséggel, hogy itt a gerendákat vasbeton lemezzel helyettesítjük. A lemez egyszerre végzi el a szinthatárolás/elválasztás és a merevítés szerepét is.

Kialakítás szempontjából vannak gerendákra/fiókgerendákra támaszkodó, kazettás, gombafejes és síklemezes földékek is. Teherviselés szempontból pedig kialakítható egy, vagy két irányban teherhordó szerkezet.

A gombaföldékek kialakítása annyiban különbözik a síklemez földémektől, hogy az oszlopok a lemezbe való csatlakozásnál kiszélesednek, így nagyobb csatlakozási felületet képeznek, ezzel pedig nagyobb nyírési teherbírást érnek el.

2.3. Pontonként alátámasztott vasbeton síklemezes födémek

A gombafejes kialakítástól eltérően a síklemez födémeknél az oszlopok állandó keresztmetszettel vannak kialakítva, a nyíróerőt nagyobb keresztmetszetű oszlopokkal, nagyobb vastagságú lemezzel és/vagy kiegészítő vasalással tudjuk leépíteni. Ezen kialakítás több előnnyel is rendelkezik az előbbieken felsorolt szerkezeti rendszerekkel szemben. Ilyen például, hogy elmarad az alátámasztó gerendák, vagy gombafejek többlet zsaluzási munkája, illetve az elkészült szerkezetnek jobb a térkihasználtsága. Egyszerűsége miatt a vasalás és a kivitelezés szempontjából a leggazdaságosabb födém szerkezet.[4]

Kialakítható egy, vagy többtámaszú kivitelben, lágy, vagy feszített vasalással is. Míg az előbbi esetén általában 8 méteres, feszített födémek esetén elérhető a 12 méteres fesztávú vasbeton lemez is. Napjainkban ez a legelterjedtebb szerkezeti kialakítás, mely akár 30-40 szintmagasságig is alkalmazható.

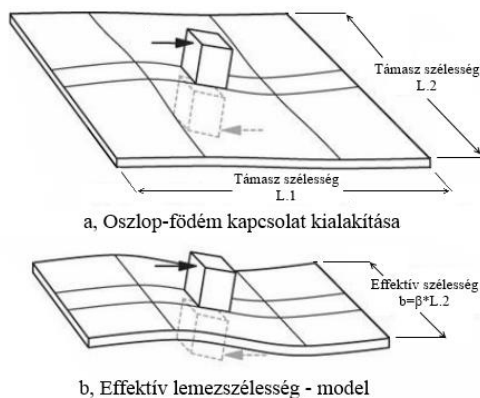
"Síklemeszes födémeknél a függőleges és vízszintes terhekre történő méretezés külön történik, a szükséges vasalás értékét szuperponálni kell"[6]

3. Vasbeton síklemez födékek

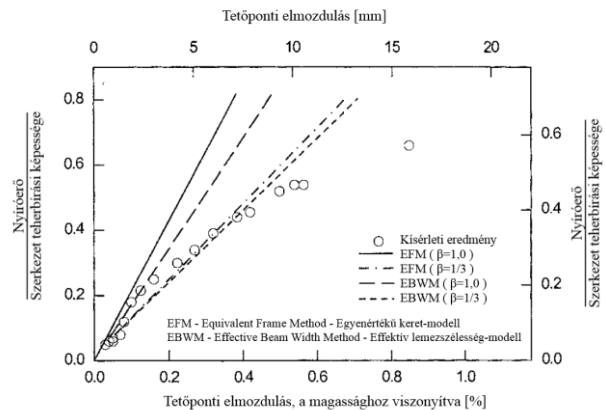
A következőkben a vasbeton síklemezekkel foglalkozom, bemutatom a síklemezekkel foglalkozó szakirodalmat, aktuális kutatásokat, majd részletesen ismertetem ezen szerkezetek számítási lehetőségeit. Kitérek továbbá a lineáris és nemlineáris anyagi viselkedés közti különbségekre.

3.1. Szakirodalmi környezet áttekintése

Az 1990-as évektől kezdődően foglalkoznak kiterjedtebben a síklemez födékek vizsgálatával függőleges és vízszintes terhek együttes figyelembevételével. 1993-ban készült el Hwang S.J. és Moehle J.P. kísérleti tanulmánya a pontonként alátámasztott síklemezek függőleges és vízszintes terhekre történő vizsgálatáról [7], mely alapjául szolgált számos további kutatásnak. Ebben és a későbbi vizsgálatokban a valóságot legjobban közelítő, de alapvetően lineárisan rugalmas számítási eljárást kerestek a síklemezek méretezéséhez, már az alakváltozások leírása szempontjából is. Ezen módszerek közé sorolható az Effective Beam Width Method (lásd 1. ábrán), valamint az Equivalent Frame Method (lásd 2. ábrán). Mindkét módszer egyedileg meghatározott csökkentő tényező (β) segítségével írja le a szerkezet tényleges viselkedése során bekövetkező merevségcsökkenését, azaz a repedések megjelenését és hatását.



1. ábra: Effektív lemezszélesség ($\alpha = \beta$) [8]



2. ábra: EBWM és EFM módszerek eredményei [9]

A módszerek továbbra is lineárisan rugalmas számítást használnak. Teljes lemezszélességet vesznek figyelembe az I. (repedésmentes) feszültségi állapotban (lásd a 2. ábrán). A nagyobb és képlékeny alakváltozási tartományokban, II. feszültségi állapot, már egy csökkentett helyettesítő gerendamerevséget ajánlanak, mely egyúttal helyettesítő, csökkentett figyelembe vehető lemezszélességet jelent a lineárisan rugalmas számításokban.

Számos tanulmány [9, 10, 11] foglalkozik az említett két módszer pontosságával, használhatósági korlátainak elemzésével. Ezen tanulmányok egyetértenek abban, hogy a két módszer jelentős elhanyagolásokat tartalmaz, csupán a rugalmas tartományon, vízszintes teher mellett alkalmazható a merevségek megadására. Továbbá a valós rugalmas merevségnek az Effective Beam Width Method felső, míg az Equivalent Frame Method alsó becslését szolgáltatja. Összességében kijelenthető, hogy e módszerek pontatlanok és a tervezési gyakorlatban való alkalmazhatóságuk korlátozott.

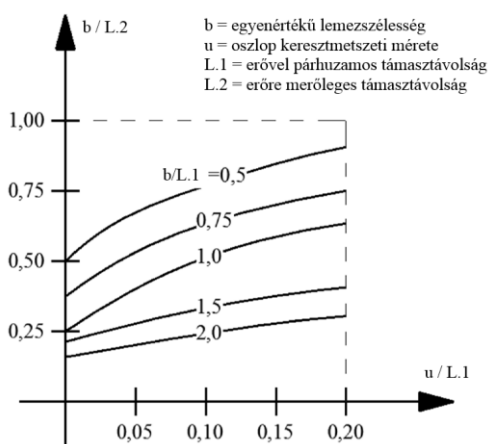
A végeelemes technika, de leginkább a szoftverek fejlődése a téma numerikus vizsgálataiban nem hozta meg az ezzel arányos fejlődést. A szakirodalomban kevés numerikus, nemlineáris, végeelemes tanulmány született mostanáig [10, 12]. A kevés modellezési eljárás a rendelkezésre álló számos kísérleti eredménnyel történő összevetése és verifikálása nem történt meg, még egyirányú monoton növekvő kvázi-statikusan terhelésre sem.

Ugyanakkor napjainkban számos laboratóriumi kutatás foglalkozik a síklemez födécek ciklikusan változó irányú és nagyságú terhelésre történő vizsgálatával. Y. Zhou és M.D. Hueste kísérleti vizsgálatokat hajtottak végre [13] függőleges és ciklikusan változó vízszintes terhelésre, egy közbelső oszlop-lemez kapcsolat viselkedésének megismerése céljából.

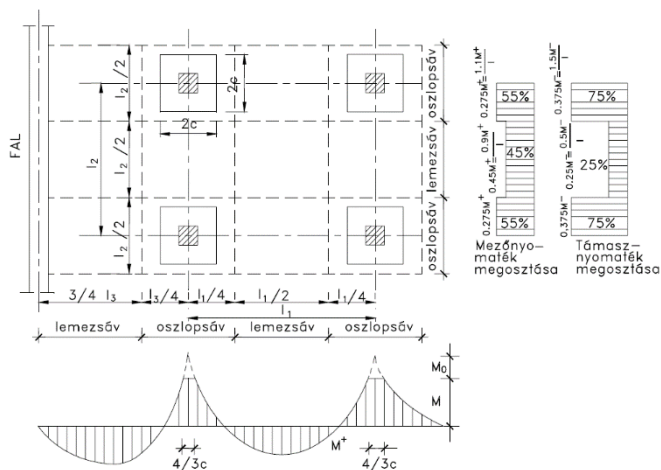
3.2. Síklemez födécek számítása

A tervezés különböző fázisaiban más-más méretezési módszer alkalmazása indokolt. A kezdeti fázisban egyszerű, közelítő modelleket alkotunk és ezzel vizsgáljuk a szerkezetünket. Ebben a fázisban fő szempont, hogy gyorsan, a lehető legpontosabb becslést adjunk az igénybevételekre, alakváltozásokra, melyek segítségével közelítő méretfelvételt hajtunk végre. Az így kapott eredményeket a részletes számításnál felülvizsgáljuk és szükség esetén módosítjuk a paramétereket. Az a közelítő módszer a jó, mely során meghatározott paraméterek szignifikánsan nem térnek el a részletes számítástól.

A mérnöki gyakorlatban a síklemez födécek közelítő, lineárisan rugalmas számításakor a vízszintes és függőleges terhek szuperponálhatók, ezt kihasználva két elkülönült modell felépítése történik meg. A vízszintes terheket egyenértékű helyettesítő kerettel (lásd 3. ábrán), a függőleges terheket lineárisan rugalmas alapon oszlop- és lemezsávokkal (lásd 4. ábrán), képlékeny méretezés esetén pedig törésvonal elmélet alapján vesszük figyelembe. A függőleges és vízszintes terhekből származtatott igénybevételeket, vagy rosszabb esetben a külön-külön meghatározott vasalási mennyiségeket ezek alapján összegezni szükséges, mely alapvetően túlméretezéshez vezet.



3. ábra: Egyenértékű lemezszélesség felvétele [4]



4. ábra: Oszlop és lemezsávok felvétele [14]

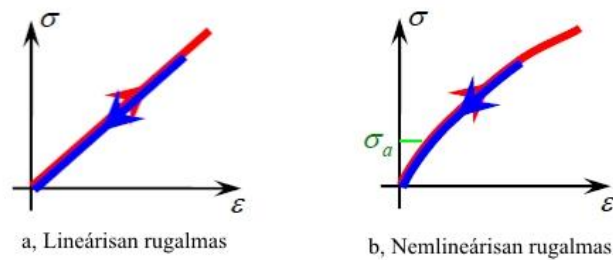
3.3. Rugalmas - képlékeny anyagi viselkedés

A szilárdságtan a mechanika azon területe, mely a test anyagi változásait (erők, alakváltozások) vizsgálja különböző mechanikai behatások esetén. Ahhoz, hogy a szerkezeteinket vizsgálni tudjuk, mechanikai anyagmodelleket kell létrehozni, melyek matematikailag leírják, hogy adott feszültségek hatására milyen alakváltozások jönnek létre. Ilyen anyagmodellekkel lehet definiálni, hogy az adott anyag hogyan reagál a terhelés folyamata során, mekkora az anyag teherbírása, illetve hogyan viselkedik a teherbírás kimerülése után. Egy jó anyagmodell alkalmazása döntő fontosságú lehet az építőmérnöki gyakorlatban. A továbbiakban ismertetem az általam, a dolgozatom szempontjából három legfontosabbnak tartott anyagi viselkedést.

Rugalmas anyagi viselkedés

Rugalmas anyagi viselkedésről beszélünk akkor, amikor egy anyag adott terhelés hatására valamilyen deformációt szenved, ám a terhelés megszűnésekor az anyag visszanyeri eredeti állapotát. Tehát a terhelési és tehermentesítési feszültség-alakváltozás diagram fedi egymást, az anyag nem szenved maradandó alakváltozást.

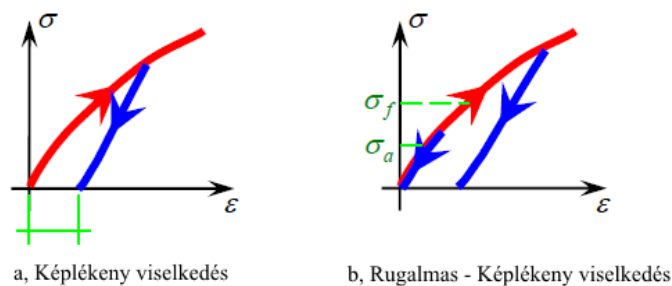
A rugalmas anyagi viselkedésnek egy speciális esete, amikor az anyag alakváltozásai, a feszültséggel egyenlő mértékben növekednek és csökkennek. Ezt hívjuk lineárisan rugalmas anyagi viselkedésnek. Amennyiben a linearitás nem, de a rugalmasság teljesül, akkor nemlineárisan rugalmas anyagi viselkedésről beszélünk. [15]



5. ábra: Rugalmas anyagi viselkedés [15]

Képlékeny anyagi viselkedés

Képlékeny anyagi viselkedésnek nevezzük azt, amikor az anyag a terhelés megszűntekor nem nyeri vissza eredeti állapotát, vagyis maradandó változásokat szenved. Ez az állapotváltozás a belső anyagi szerkezet átrendeződése révén jön létre, mely átalakulás nem reverzibilis folyamat. A rugalmas anyagi viselkedéstől eltérően, a képlékeny alakváltozás mindig nemlineáris viselkedés. Különböző anyagoknál a képlékenyedési képesség eltérő lehet, ezt a tulajdonságát az anyagnak duktilitással jellemezhetjük. [15]



6. ábra: Képlékeny anyagi viselkedés [15]

Rugalmas - képlékeny anyagi viselkedés

Az építőmérnöki gyakorlatban leggyakrabban használt anyagok általában rugalmas-képlékeny tulajdonsággal bírnak. Ez az összetett viselkedés jellemzi például az acélt is, melyben jelen van a lineárisan rugalmas, rugalmas és képlékeny anyagi viselkedés egyaránt. Ez azt jelenti, hogy kellően kicsiny terhelés hatására lineárisan rugalmasan viselkedik, ám mikor a terhelés eléri egy megfelelően nagy értéket, melyet arányossági határnak nevezünk, az anyag linearitása megszűnik.

Amennyiben az arányossági határt elhagyva, a terhelő erőt még tovább növeljük egy adott ponton, melyet folyáshatárnak nevezünk, az anyag rugalmas viselkedése fokozatosan megszűnik, és maradandó alakváltozások keletkeznek az anyagban. Azt a legnagyobb feszültséget, mely az anyagban keletkezhet, szilárdságnak nevezzük. Ha a terhelés folytatódik, idővel bekövetkezik a tönkremenetel. Azt, hogy ez mekkora feszültségi szinten és milyen alakváltozás mellett következik be, a duktilitás szabja meg.

4. Numerikus modellek

A következőkben a vasbeton síklemezek két numerikus modellezési módszerét mutatjuk be. Az első modellezési eljárás az ATENA 3D és ATENA Studio háromdimenziós nemlineáris végeleemes programban került kifejlesztésre. Ez a programcsalád kifejezetten beton és vasbeton szerkezetek nemlineáris vizsgálatára szolgáló célszoftverek, melyek azonban szélesebb praktizáló mérnökrétegben még nem elterjedtek. Az egyirányú monoton növekvő, kvázi-statisz teherrel terhelt vizsgálati esetre kifejlesztett modelleket és modellezési módszert egy laborkísérlet segítségével verifikáltuk [1].

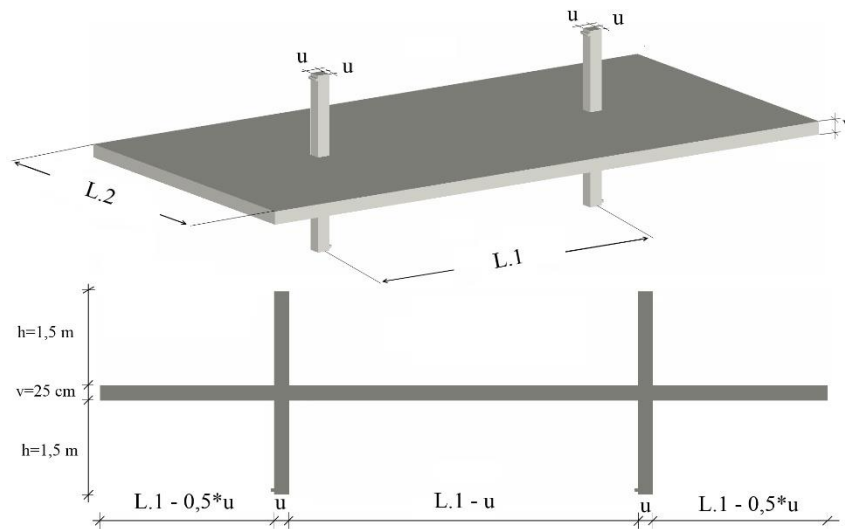
A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek tanszékének jóvoltából lehetőségem nyílt megismerkednem és használnom a Červenka Consulting termékét az ATENA programcsomagot. Roszevák Zsolt, korábbi TDK dolgozatában [1] a valós és numerikus modellek közti eltéréseket vizsgálta, melyben azt a megállapítást tette, hogy a megfelelően kialakított numerikus modellek a valós kísérleti modellek közel azonosan viselkednek. Feszültségek és repedések tekintetében kardinális eltérés nem tapasztalható.

Az ATENA programcsomagon kívül, az általunk javasolt helyettesítő egyenértékű keretek számítására az országban leginkább elterjedt AxisVM X4 nevű végeleemes szoftvert is alkalmaztuk, mely segítségével a javasolt lineáris statikai számításokat végeztük el.

Az ATENA programcsomagban készített nemlineáris numerikus modellekkel végzett vizsgálatok szükségesek a helyettesítő keret egyenértékű lemezszélességének meghatározásához. Ennek birtokában lehetőségünk van lineárisan rugalmas numerikus analízissel, az alakváltozásokat tekintve is megfelelő, a valós szerkezeti viselkedést jobban megközelítő eredményeket kapni.

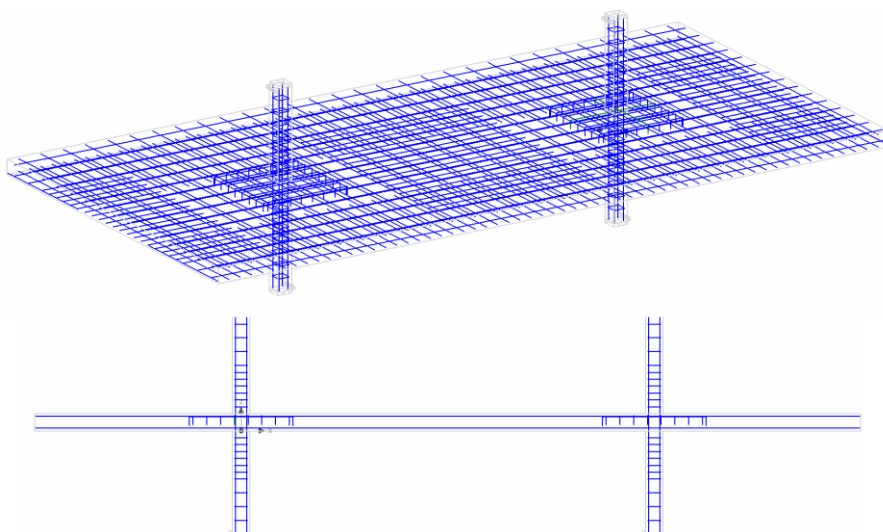
4.1. Modellek definiálása

A numerikus kísérletek tárgyát egy fiktív többszintes épület közbenső födémeinek közbenső födémszakasza képezi (lásd 7. ábrán).



7. ábra: ATENA-modell – Geometriai kialakítás

Az ATENA szoftvercsomagban felépített modell kétszeresen szimmetrikus alaprajzi kialakítású, így egy általános kétirányú, közbenső ún. lemez- és oszlopsávot tartalmaz. A numerikus modellekben két oszlop található, a vizsgált födémlemez alatti és feletti fél-fél szintmagasságok, a szintenkénti inflexiós pontok között modellezve. A fél oszlopok keresztmetszeti mérete 25 * 25 cm, hossza 1,5 m, távolságuk pedig két-két irányban 6-6 m (lásd 7. ábrán). A vasbeton födémlemez vastagsága 25 cm, az alkalmazott vasalást pedig a 8. ábra és az [A] melléklet tartalmazza. Az alkalmazott vasalás meghatározása végeeselemes szoftver segítségével történt, a későbbiekben közölt terhek figyelembevételével.



8. ábra: ATENA-modell – alkalmazott vasalás

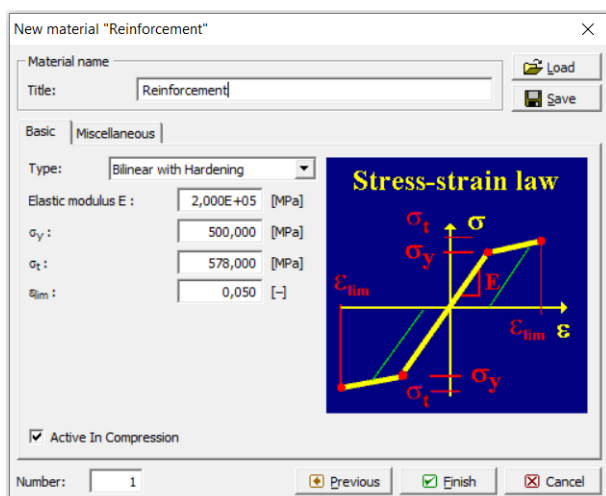
A modellem megépítése során elsőként a betonhoz, betonacélokhöz és egyéb kiegészítő elemekhez rendelhető anyagmodelleket definiáltam, melyekkel a későbbiekben foglalkozom részletesen (4.2 fejezet). Ezt követően megépítettem az előzőekben ismertetett geometriai paraméterekkel rendelkező numerikus modellt.

A numerikus kísérlet elvégzéséhez szükséges definiálni acél lemezeket, melyek a támasz és az erő bevezetésénél helyezkednek el. Ezekre azért van szükség, hogy elkerüljük az irreális feszültségkoncentrációkat, az esetleges, a várhatónál korábbi tönkremenetelt és ezeken a helyeken a repedések megjelenését. Ezt követően a betonacélok elhelyezkedését definiáltam a modellen. A vasalást valós átmérővel és hosszúsággal definiáltam a kétirányú hosszvasalást illetve a nyírási vasalást is beleértve. (lásd 8. ábrán)

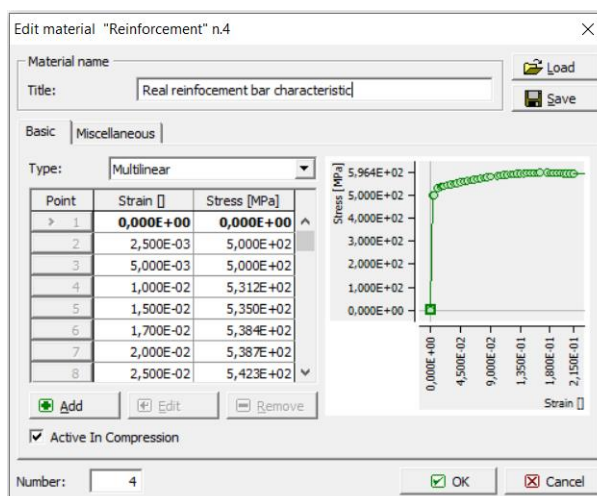
Az AxisVM X4 programmal készítettem egy, az előzőekben ismertetett szerkezeti alapproblémát lineárisan rugalmasan vizsgáló, de a nemlineáris numerikus eredmények alapján a vízszintes eltolódások leírására meghatározott helyettesítő geometriai méretekkel felépített rúd-keretmodellt. A modellben az oszlopokat és az egyenértékű lemezmezőt is rúdelemekként adtam meg. Ennek célja az volt, hogy a fejlettebb nemlineáris, numerikus eredmények alapján meghatározható helyettesítő egyenértékű keresztmetszeti méreteket egy olyan szoftveren is felhasználjuk, mely elterjedtebb a praktizáló mérnökök körében.

4.2. Anyagmodellek definiálása

A következőkben a numerikus modellezés során alkalmazott anyagmodelleket ismertetem mind az ATENA mind az AxisVM szoftver vonatkozásában. Összesen 4-4 anyagmodell definiálása volt szükséges minden numerikus modellnél.



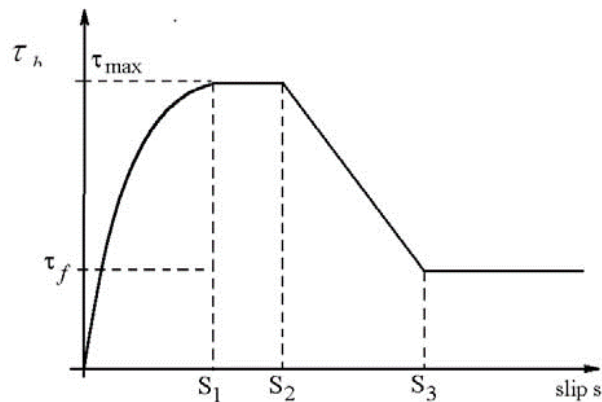
9. ábra: ATENA – „Közéltő” betonacél anyagmodell



10. ábra: ATENA – „Valós” betonacél anyagmodell

Az **ATENA** szoftverben futtatott numerikus vizsgálatok során kétféle nemlineáris modellezési eljárást is kidolgozásra került. A két kidolgozott eljárás a **betonacélok** modellezésében és a beállított viselkedésében tér el.

Az első esetben, mely modell a „idealizált nemlineáris” fantázianevet viseli, lineárisan rugalmas és lineárisan felkeményedő idealizált anyagmodellt választottam. A modell ugyanúgy viselkedik húzás hatására, mint nyomásra. Megadható a rugalmassági modulus, a szakadónyúlás értéke és a folyáshatár, melyből a szakítószilárdság értékét a program meghatározza, de ez manuálisan is megadható. (lásd. 9.ábrán).



11. ábra: Betonacél megcsúszás figyelembevétele - Bond modell - CEB FIP [16],[17]

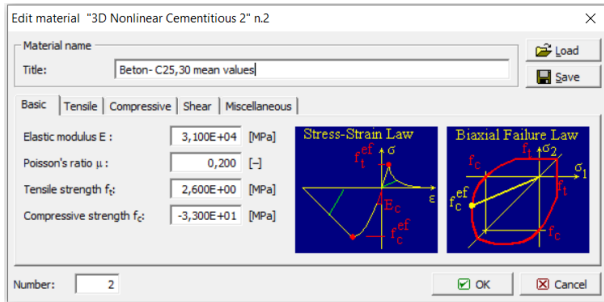
A második esetben, mely a „valós nemlineáris” fantázianevet kapta, a valós betonacél viselkedést lekövető anyagmodell-karakterisztikát alkalmaztam (lásd. 10. ábrán). Erre azért volt szükség, mert a „valós nemlineáris” anyagmodelleket tartalmazó eljárás hardverigénye és a számítási idő jelentősen nagyobb, mint az „idealizált nemlineáris”, másik esetben. A "valós nemlineáris" numerikus modellünknel figyelembe vettük a betonacélok megcsúszásának a hatását is (lásd. 11. ábrán).

A **beton** szerkezeti elemekre egységesen "C25/30 mean values " anyagmodellt alkalmaztunk, mely egy az ATENA programcsomagban alkalmazható nemlineáris anyagmodell. (lásd. 12. ábrán)

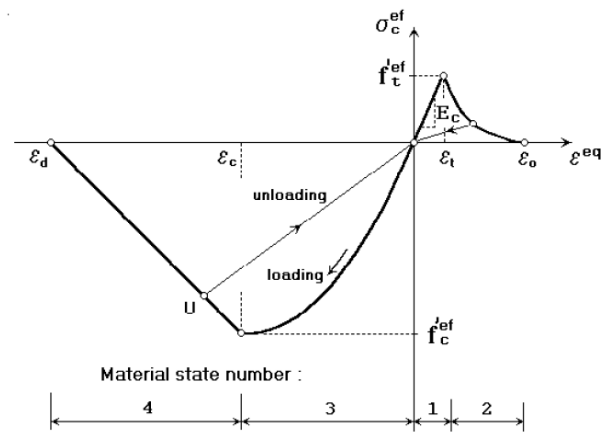
Az **acéllemez**ekre, egy a betonénál egyszerűbb anyagmodellt, egy izotrop lineárisan rugalmas modellt alkalmaztam. Itt megadható a rugalmassági modulus és a Poisson-tényező értéke.

Végül egy **rugó**-anyagmodell definiálása maradt, biztosítja a szerkezet szimmetrikus viselkedését. A programban van rugó megadására szolgáló lehetőség, itt a rugó merevségi értékét kell megadni.

Az **AxisVM** szoftverben a beton nyomószilárdságának értéke 30 MPa, betonacélokat pedig az S500B jelű anyagmodellel adtam meg. Az Axis szoftverben nem volt szükség acél kontaktelemek, illetve rugók alkalmazására.



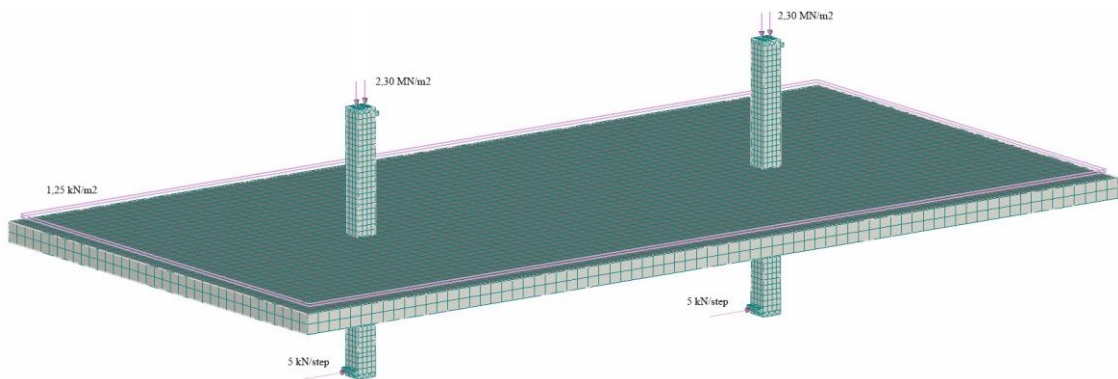
12. ábra: ATENA – beton anyagmodell



13. ábra: Egyirányú feszültség-alakváltozás diagram betonokra [16]

4.3. Terhek, megtámasztások, és végeselemháló

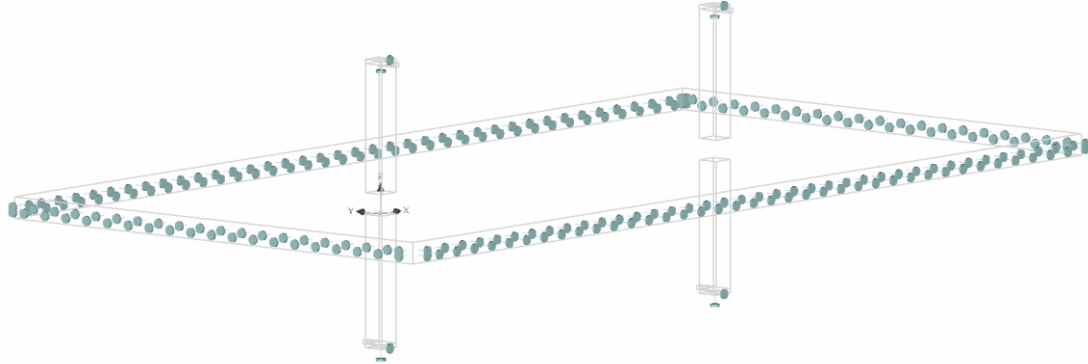
Elsőként az **ATENA** programban beállított paramétereket ismertetem. A függőleges **terheket** megoszló erőkként definiáltam a szerkezetre. A lemezre az önsúly jellegű terheknek megfelelő 6,25 kN/m² intenzitású, az oszlopokra pedig 720-720 kN nagyságú koncentrált erőnek megfelelő, de a pillérkeresztmetszeten elkent megoszló terheket modelleztem. Utóbbi az oszlop teherbírásának ~70%-nak felel meg (lásd. 14. ábrán).



14. ábra: ATENA - Terhek és végeselem felosztás

A vízszintes terheket az oszlopok aljára helyezett kontaktelemekeken keresztül, 5-5 kN nagyságú teherlépcsőkben működtettem. A teherlépcsők számát úgy határoztam meg, hogy a szerkezeten létrejövő vízszintes eltolódás meghaladja az általam elvárt 10mm-es értéket. A vizsgálatok során az oszlopok alján működtetett erő hatására kialakuló elmozdulások lettek detektálva.

A **meztámasztások** az oszlopok végein kialakított acél kontaktelemeken és a vízszintes lemez szélein definiáltam oly módon, hogy a modellünk szimmetrikus viselkedése validálva legyen (lásd. 15. ábrán).

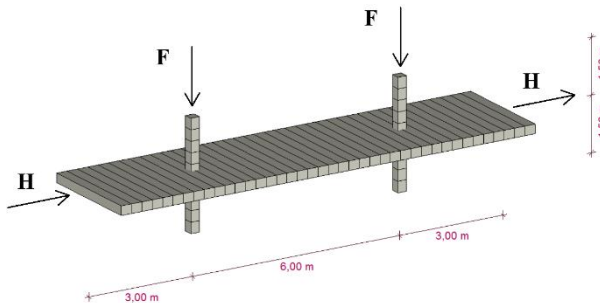


15. ábra: ATENA-modell - meztámasztási viszonyok

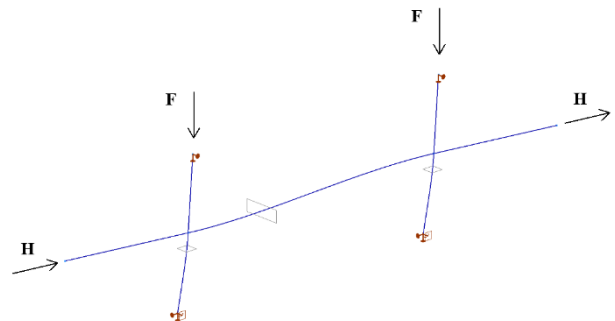
A **végeselem** felosztást egy korábbi vizsgálat [2] alapján, a számítási kapacitást figyelembevéve úgy alakítottam ki, hogy az oszlop egy keresztmetszetébe minimum négy, a lemezébe pedig minimum kettő végeselem kerüljön (lásd. 14. ábrán). A numerikus modellben a szerkezeti elemek között felváltva alkalmaztam kvadrátikus (lemez) és lineáris (oszlopok, kapcsolóelemek) bázisfüggvényeket.

A beton elemekre 20 csomópontos téglatest **végeselem**eket használtam [2]. Valamennyi nemlineáris analízisnél az iterációs folyamat végrehajtásához implicit megoldási módszert, a Newton-Raphson iterációs eljárást alkalmaztam. A szerkezet állapotegyenletének megoldására a Cholesky-felbontást használtuk.

Az **AxisVM** szoftverben a rúdelemeken 30 cm-es végeselemhálót alkalmaztam (lásd. 16. ábrán). A meztámasztásokat szintén a szimmetriához szükséges peremfeltételek alapján alakítottuk ki, így az oszlopokon függőleges és vízszintes meztámasztásokat állítottunk be (lásd. 17. ábrán). A függőleges terheket önsúlyként. Utóbbi értéke megegyezik az ATENA programban definiált 720-720 kN-os erőkkkel. A vízszintes erőket a lemezmező síkjában adtuk meg. A kialakuló vízszintes eltolódásokat a helyettesítő rúdmodellben határoztuk meg.



16. ábra: AxisVM - geometriai kialakítás

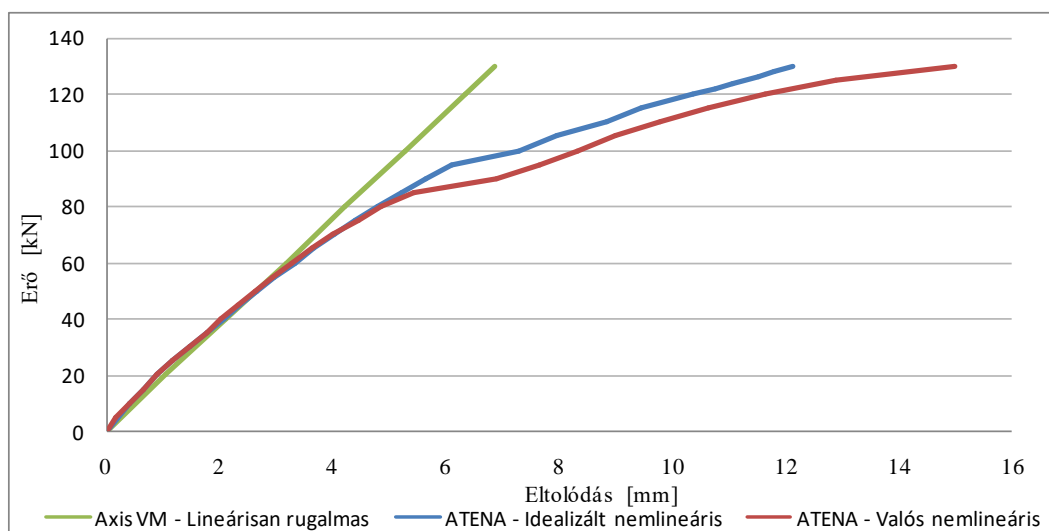


17. ábra: AxisVM - meztámasztások és terhek

5. Numerikus vizsgálatok eredményei és összehasonlításuk

Ebben a fejezetben a numerikus vizsgálatok során kapott eredményeket fogom közölni, továbbá elvégzem az ATENA szoftverben készített két modell-variáns összehasonlítását.

A lineárisan rugalmas statikai számítások az igénybevételek alsó, míg az alakváltozások felső korlátját adják a berepedt vasbeton szerkezetek esetén. A 18. ábrán látható, hogy a kezdeti berepedetlen állapotban a lineáris és nemlineáris modellek közel azonos eredményeket adnak, azonban a lineárisan rugalmas határt elhagyva ez megváltozik. A szokványos tartószerkezeti kialakítások mellett a használhatósági határállapotban a monolit vasbeton szerkezetek berepednek. A tisztán lineárisan rugalmas számítás, a kezdeti geometriai méretekkel nem lehet alkalmas a szerkezet tényleges alakváltozásainak, jelen esetben a vízszintes eltolódásainak leírására. Ezért van szükség a nemlineáris numerikus modellek fejlesztésére és a verifikálásukat követően az eredmények visszavezetésére a lineárisan rugalmas modellezésbe.



18. ábra: Erő - elmozdulás diagramok, teljes lemezszélesség figyelembevételével

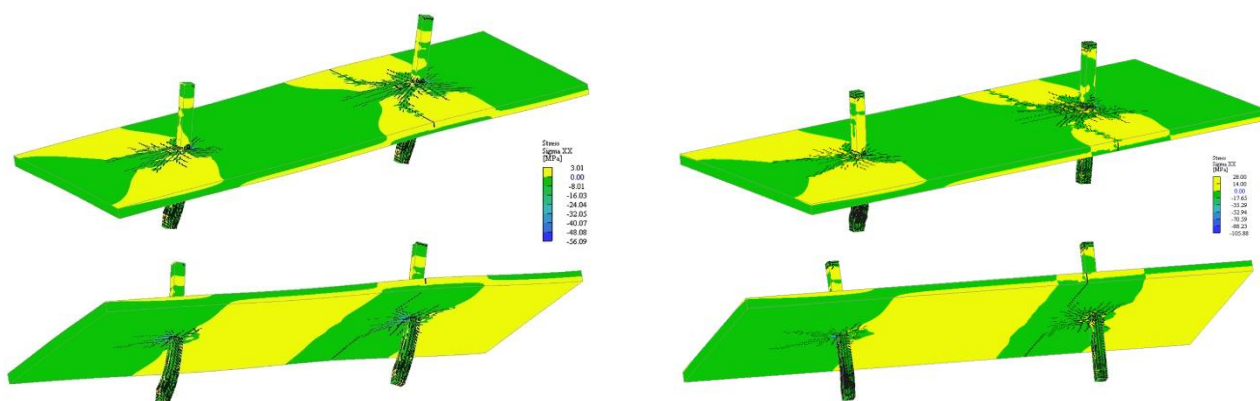
Numerikus modell megnevezése	Eltolódások [mm]											
	1			5			7			10		
	Kialakuló erő [kN]	Eltérés a lineárisan rugalmas modellől [%]	Egymástól való eltérés [%]	Kialakuló erő [kN]	Eltérés a lineárisan rugalmas modellől [%]	Egymástól való eltérés [%]	Kialakuló erő [kN]	Eltérés a lineárisan rugalmas modellől [%]	Egymástól való eltérés [%]	Kialakuló erő [kN]	Eltérés a lineárisan rugalmas modellől [%]	Egymástól való eltérés [%]
AxisVM - Lineárisan rugalmas	20	-	-	100	-	-	140	-	-	200	-	-
ATENA - Idealizált nemlineáris	22	9	0	82	-22	1	98	-43	-7	118	-69	-5
ATENA - Valós nemlineáris	22	9	0	83	-20	1	92	-52	-7	112	-79	-5

1.táblázat: Numerikus modellek összehasonlítása

A következőkben a lineárisan rugalmas (Axis VM) és az általunk fejlesztett kétféle nemlineáris (ATENA 3D) numerikus vizsgálataink során kapott eredményeket adom meg. Utóbbi esetben az idealizált (továbbiakban „idealizált nemlineáris”) és a valós betonacélkarakterisztikával (továbbiakban „valós nemlineáris”) felépített modellek eredményeit külön-külön is ismertetem. A kapott erő-elmozdulás diagramokat a 18. ábra tartalmazza.

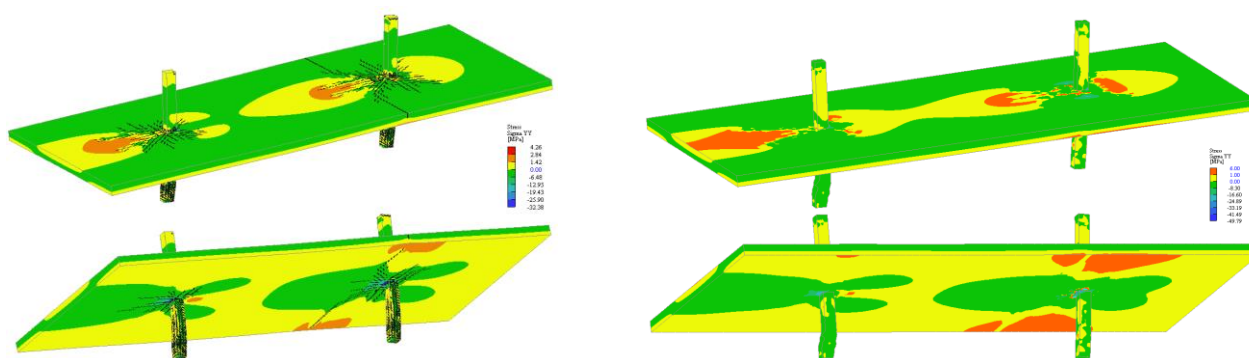
A várakozásoknak megfelelően az I. feszültségi állapotban a numerikus eredmények szinte megegyeznek egymással. A berepedést követően a lineárisan rugalmas és a nemlineáris modellek eredményei jelentősen eltérnek egymástól, szintén a várakozásoknak megfelelően. A nemlineáris modelleken a tényleges viselkedés jellegét leíró merevségcsökkenés következik be, ennek következtében nagyobbak lesznek a vízszintes eltolódások. Az ábrán jól látható a lineárisan rugalmas számítások eltolódásra vonatkozó alkalmazhatóságának korlátja.

A kapott eredményekből egyértelműen megállapítható, hogy a berepedést követően már a valós viselkedés jellegének leírására is kizárólag a nemlineáris modellezési eljárások képesek önmagukban. A tényleges viselkedést pontosabban leíró nemlineáris modellezési eljárás kiválasztásához a kapott eredmények valós, laboratóriumi kísérletekkel való összehasonlítása válik szükségessé, melyet a következő fejezetben ismertetek.

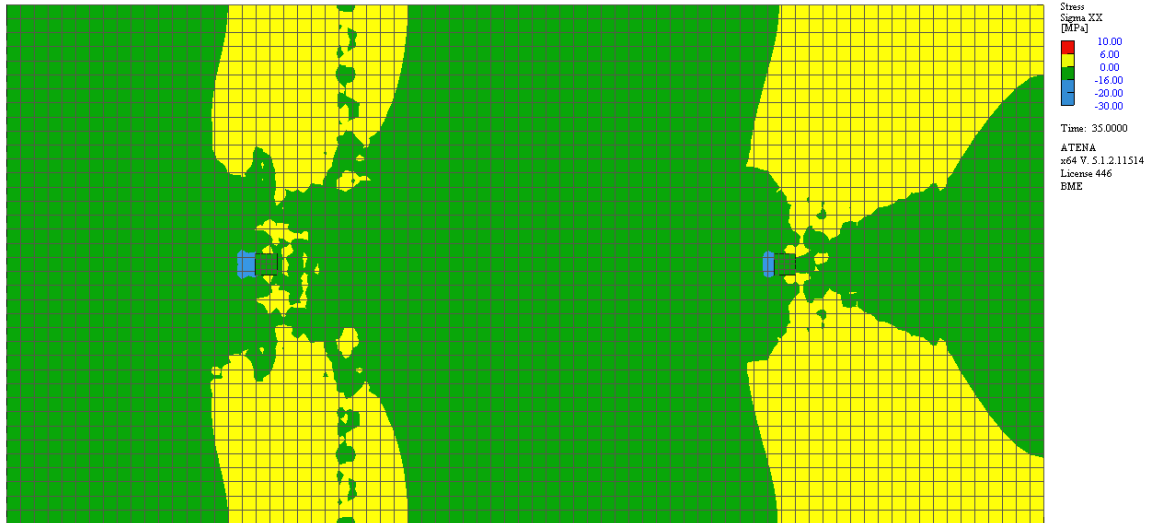


19. ábra: Feszültségábrák (σ_{xx}) és repedéseképek, balra: „Idealizált”; jobbra: „valós nemlineáris” modell

A továbbiakban a teljesség igénye nélkül bemutatjuk az ATENA programcsomagban vizsgált numerikus modellek egyéb, nem csak az erő-eltolódás összefüggésre kapott eredményeit is. A kapott feszültségábrákon jól nyomon követhető többek között a feszültségváltozás az oszlop környezetében, illetve a lemezsávokban. Közvetlenül az oszlop és lemez csatlakozási pontjában a nagy feszültségkoncentráció is kimutatható, a kialakuló repedések is detektálhatók a modellen. Az oszlop és lemezmezőkre jellemző feszültségeloszlás is jól követhető, lásd 19.és 20. ábrákon.



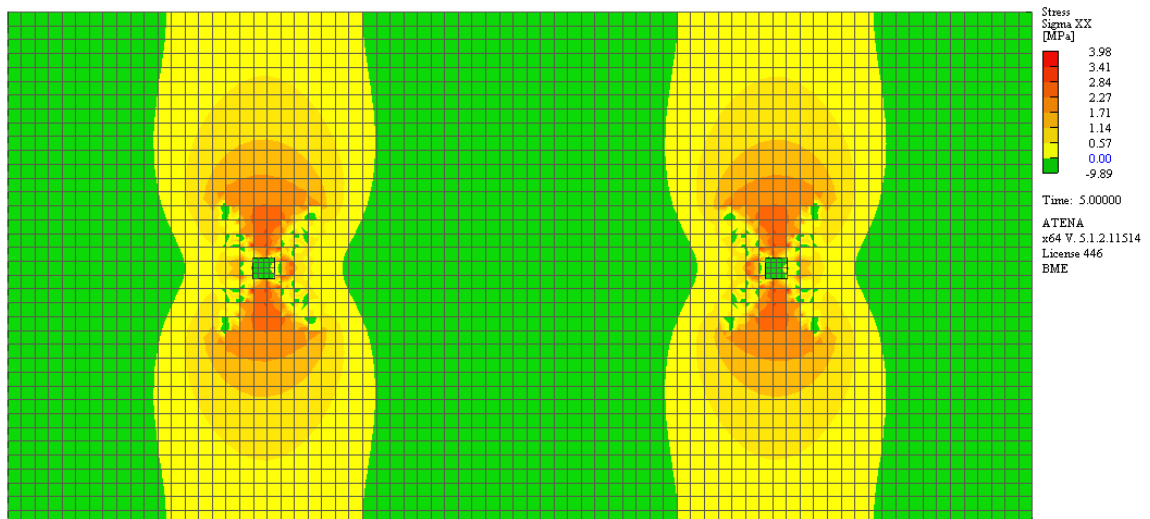
20. ábra: Feszültségábrák (σ_{yy}) és repedéseképek, balra: „idealizált”; jobbra: „valós nemlineáris” modell



21. ábra: Feszültségábrák (σ_{xx}), „valós nemlineáris” modell

A vizsgálat elvégzése után megfigyeltem a szerkezet elmozdulásait is, melyből a megfelelő peremfeltételek beállításának helyességét tudtam ellenőrizni. A megtámasztások helyesen lettek definiálva, az oszlopok úgy viselkednek, mintha azok a teljes épületben lennének elhelyezve.

A peremfeltételek megfelelő beállítását a földénnél is ellenőriztem. Ezt a függőleges terhek ráadása után tudtam megfigyelni (nincs vízszintes teher). A következő ábrán (lásd. 22. ábrán) a földém x irányú feszültség ábráit tüntettem fel. A feszültségi ábrákból megállapítható a szimmetria viszonyok helyes felvétele. Megfigyelhetők a húzott és nyomott keresztmetszeti részek is, valamint a nyomatéki nullpontok helye.



22. ábra: Feszültségábrák (σ_{xx}), függőleges teher esetén

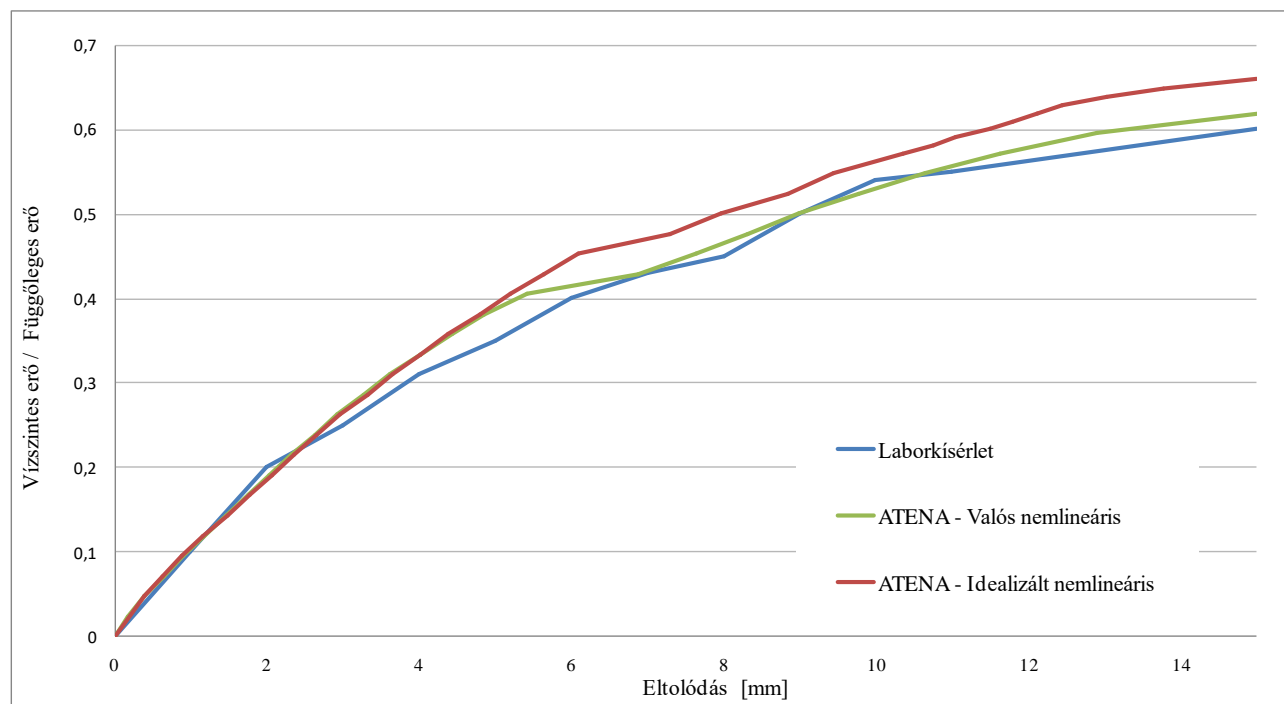
6. Laboratóriumi- és numerikus kísérleti eredmények összehasonlítása

A kifejlesztett numerikus eljárásokat egy valós laboratóriumi kísérlet [9] alapján verifikálom. A felhasznált laborkísérletben [9] alkalmazott próbatesteknek megfelelően építettem fel már az előzőekben is a numerikus modelleket. Hozzáteve, hogy a felhasznált publikációban a befoglaló geometriai és anyagjellemzők rendelkezésemre álltak, de a tényleges vasmennyiségek nem. Így a nemlineáris modellekben az előméretezett vasalást helyeztük el (lásd. 2. táblázat).

Oszlop hosszvasalás	Oszlop kengyelezés	Lemez alsó-felső alapháló	Lemez alsó kiegészítő vasalás	Lemez felső kiegészítő vasalás
2*4 Ø20	2*20 Ø8 /100/200	Ø12 /300/300	Ø12 /300/300	2*16 Ø16 /150/150

2. táblázat: Táblázat a vasalásról

A kétirányban szimmetrikus, általános közbenső födémlemezrész vízszintes és függőleges erők aránya - eltolódás ábráját hasonlítjuk össze (lásd. 23. ábrán). Az összehasonlítást a laborkísérlet szerzői által publikált [9] diagram segítségével végezzük el (lásd. 2. ábrán). A 23. ábrán, illetve a 3. táblázatból látható módon a laboratóriumi kísérlet és numerikus modellel kapott analízis eredményei jól követik egymást.



23. ábra: Laboratóriumi [9] és numerikus kísérleti eredmények összehasonlítása

Kísérletek	Elmozdulások [mm]														
	2			5			8			10			15		
	Teher / Szerkezeti önsúly	Eltérés a laborkísérlettől [%]	Egymástól való eltérés [%]	Teher / Szerkezeti önsúly	Eltérés a laborkísérlettől [%]	Egymástól való eltérés [%]	Teher / Szerkezeti önsúly	Eltérés a laborkísérlettől [%]	Egymástól való eltérés [%]	Teher / Szerkezeti önsúly	Eltérés a laborkísérlettől [%]	Egymástól való eltérés [%]	Teher / Szerkezeti önsúly	Eltérés a laborkísérlettől [%]	Egymástól való eltérés [%]
Laborkísérlet	0,20	-	-	0,35	-	-	0,45	-	-	0,54	-	-	0,60	-	-
Idealizált nemlineáris	0,19	-3,09	0,00	0,39	10,26	-	0,50	10,00	-	0,56	3,57	-	0,66	9,09	-
Valós nemlineáris	0,19	-3,09	0,00	0,39	9,09	-1,30	0,46	2,17	-8,70	0,54	0,00	-3,70	0,62	3,23	-6,45

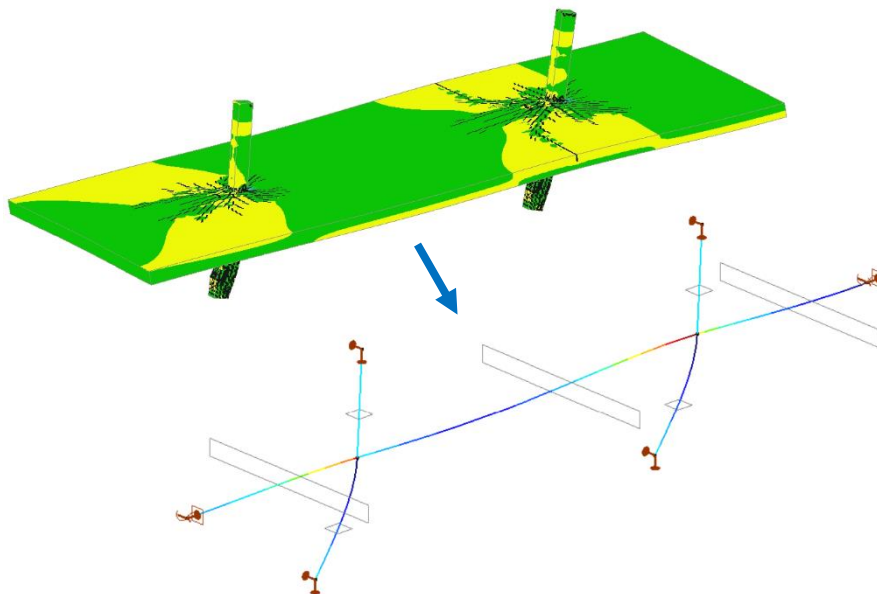
3. táblázat: Numerikus modell és laborkísérlet eredmények összehasonlítása

A 16. ábrán látható, hogy a kezdeti berepedetlen állapotban mind a 3 modell hasonló merevséggel rendelkezik, majd a kísérleti modell nagyobb merevségcsökkenést szenved, mint a numerikus modellek. Ennek következtében a vízszintes erőket tekintve ~10%-os eltérés tapasztalható azonos eltolódás mellett (~5mm). Ezen a szakaszon a két numerikus modell hasonlóan viselkedik. Az ezt meghaladó eltolódási tartományon a "valós nemlineáris" numerikus modell nagyobb merevségcsökkenést szenved, mint az "idealizált nemlineáris" modell, ennek következtében a ~6mm-t meghaladó eltolódásoknál a laborkísérlet, illetve a "valós nemlineáris" numerikus modellek jól követik egymást, így hasonló vízszintes erő mellett azonos eltolódást szenvednek. Ezen a tartományon az "ideális nemlineáris" modell differenciája a laborkísérlettől ~9-10%, míg a "valós nemlineáris" modell eltérése ~2-3%.

Ezek alapján megállapítható, hogy a "valós nemlineáris" numerikus modellünket alkalmazva a laborkísérlethez viszonyítva jobb eredményt kapunk, mint az "idealizált nemlineáris" modellünk esetén. Azonban elmondható a beállítás hátrányaként, hogy nagyobb a számítási kapacitás-igénye, ami nagyságrendileg kétszeres futtatási időt jelent.

7. Helyettesítő egyenértékű keretmodell

A helyettesítő egyenértékű keretmodell egy lineárisan rugalmas közelítő eljárás a pontokon alátámasztott vasbeton síklemezek számítására. A modell beállításának alapjául az ATENA programcsomagban végzett nemlineáris analízis szolgál. Az így kapott erő-elmozdulás párokat kell reprodukálni, oly módon, hogy a lineárisan rugalmas modell paramétereit változtatjuk. A helyettesítő egyenértékű keretmodell esetén ez a paraméter az egyenértékű lemezszélesség mérete.



24. ábra: Az ATENA és AxisVM szoftverek összekapcsolása

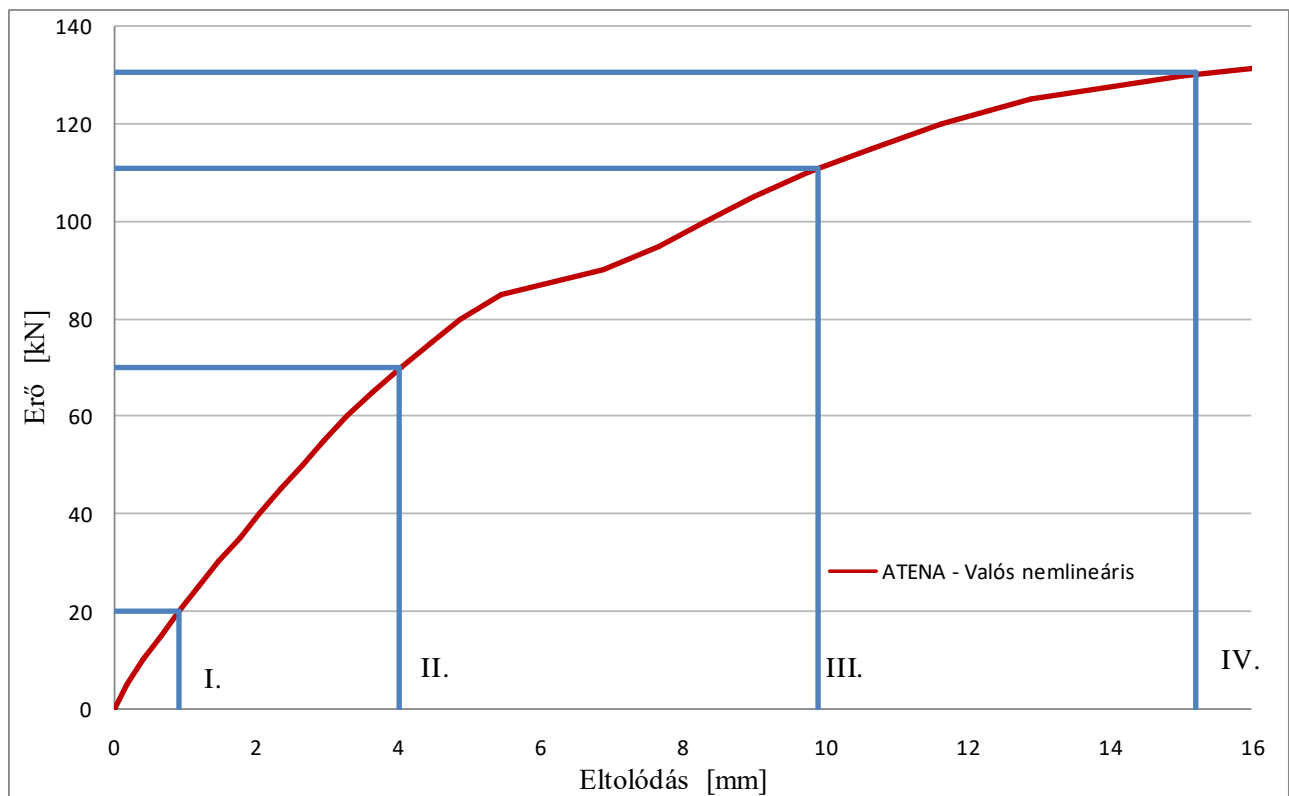
A következőkben az egyenértékű lemezszélesség meghatározásának lépéseit ismertetem, melynek alapját a verifikált nemlineáris modellezési eljárás adja (lásd. 6. fejezet).

Alapkritérium, hogy a merevségcsökkenést követni nem képes lineáris modellt, azon belül a keretgerenda helyettesítő egyenértékű szélességét úgy állítsuk be, hogy a teljes keret a nemlineáris modell eltolódási eredményével azonos legyen az előre meghatározott viselkedési szakaszokban. Az egyenértékű lemezszélesség meghatározása egy iterációs eljárással történt az AxisVM X4 szoftver segítségével. A terhek növekedésével egyidejűleg csökkentettem a keretmodellünk helyettesítő lemezszélességét, így a lineáris numerikus modell vízszintes teherrel szembeni merevségét úgy, hogy az a valós viselkedést pontosan közelítő nemlineáris modell eredményével numerikusan egyenértékű legyen. Kizárólag az egyenértékű lemezszélességet változtattam/csökkentettem minden más paraméter a kezdeti feltételeknek megfelelően, változatlan maradt. Végül az eredeti 6,0 méteres és a csökkentett (B_i), de egyenértékű lemezszélesség arányát megadó ún. csökkentő tényezőt (β_i) határoztam meg. Ez teljesen analóg az analitikus megoldások szakirodalomban fellelhető eredményével [7,10].

Kitüntetett pontok	Keletkező eltolódás	Teljes eltolódáshoz viszonyított arány	Teher értéke	Teljes teherhez viszonyított arány	Egyenértékű lemezszélesség	Csökkentő tényező
	e_i [mm]	[%]	F_i [kN]	[%]	B_i [cm]	β_i [-]
I.	0,9	6	20	15	600	1,00
II.	4	26	70	53	500	0,83
III.	9,9	65	110	84	125	0,21
IV.	15,2	100	131	100	80	0,13

4. táblázat: Csökkentő tényezők - egyenértékű lemezszélesség

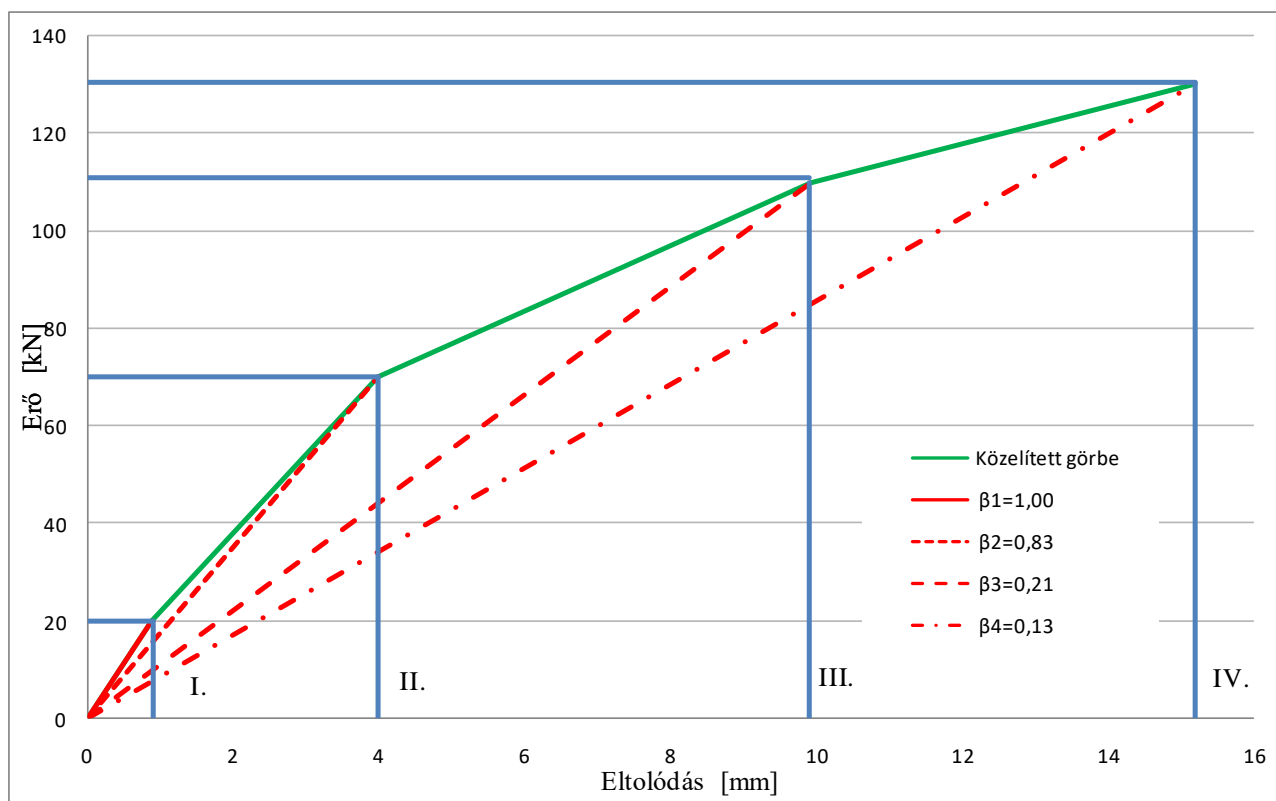
Értelemszerűen az előző eljárás minden erő-eltolódás pontban numerikusan előállítható, így akár folytonossá tett formában függvénnyel leírható. Jelen TDK dolgozat keretein belül ez nem volt még céлом. A detektált vízszintes eltolódások alapján közelítően négy kitüntetett (I., II., III. és IV.) ponttal, négy lineáris szakasszal közelítettem a teljes erő-eltolódás diagramot. A csökkentő tényező értéke (β_i) a meghatározott egyenértékű lemezszélesség és az erőre merőleges oszloptávolság (600 cm) hányadosaként adható meg. Az egyenértékű lemezszélesség 5 cm-es pontossággal került meghatározásra az AxisVM szoftverben. A kapott eredményeket, illetve a csökkentő tényezőket a 4. táblázatban foglaltuk össze.



25. ábra: Valós nemlineáris modell erő-eltolódás diagramja diagram

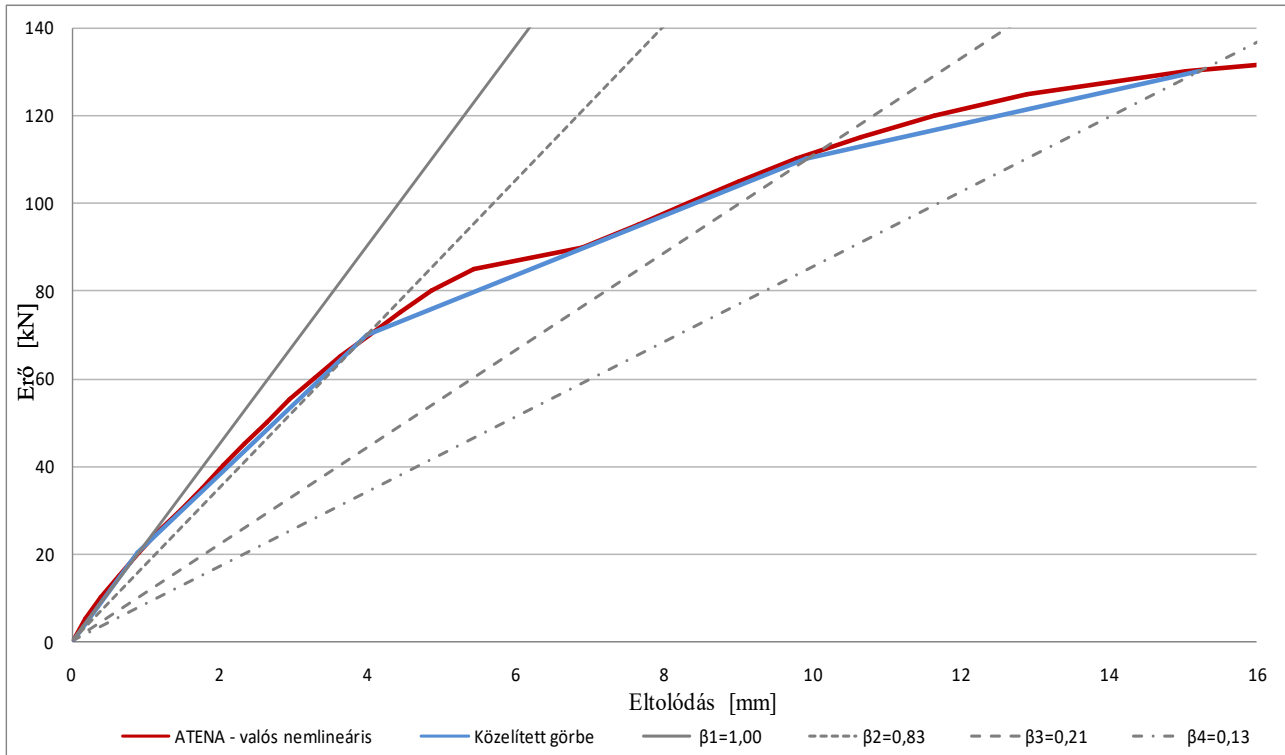
Az első szakaszon látható, hogy az egyenértékű lemezszélesség az oszlopok erőre merőleges távolságával azonos ($\beta_1=1$), az eredeti, berepedetlen állapotnak feleltethető meg. A viszonylag kis elmozdulásokat mutató, második tartományról (0,9-4 mm) elmondható, hogy a kismértékű merevségsökkenést $\beta_2=0,83$ csökkentő tényező értékkel írhatjuk le. A II. és III. pontok közötti (4-9,9 mm), harmadik szakaszban már domináns képlékeny alakváltozások jelennek meg.

A figyelembe vehető egyenértékű lemezszélesség már drasztikusan csökken ($\beta_3=0,21$). Ez a 3. tartomány feleltethető meg az átlagos megengedhető relatív szinteltolódás értéknek, mely az esetünkben $H/300=10$ mm. A III. és IV. pontok közötti (9,9-15,2 mm), harmadik szakaszban a modellt már jelentős képlékeny alakváltozás jellemzi. A negyedik szakaszban a figyelembe vehető egyenértékű lemezszélesség még tovább csökken ($\beta_4=0,13$) (lásd. 26. ábrán). A szakasz végén létrejövő eltolódás már a tönkremenetelhez tartozó elmozdulást jelenti. A "valós nemlineáris" numerikus modellünk erő-eltolódás ábráját a 25. ábra mutatja, melyen kiemeltük a négy kitüntetett pontot.



26. ábra: Négy szakaszon közelített erő-eltolódás görbe

A 18. ábrán a "valós nemlineáris" modell erő-eltolódás diagramját 4 kitüntetett pontban közelítettük, megadva ezen pontokra az adott eltolódás során alkalmazandó (β_i) csökkentő tényezőket. Természetesen a köztes elmozdulások során létrejövő erő-eltolódás pontpárookra is meghatározható lenne a csökkentő tényező, de jelen cikk keretein belül ez nem volt célunk. A közelített görbe és a "valós nemlineáris" modell erő-eltolódás diagram közti különbség szemléltetésére szolgál a 19. ábra, illetve az 5. táblázat. Ezek alapján látszik, hogy az átlagos eltérés a két görbe között csupán $\sim 1-2\%$.



27. ábra: Numerikusan előállított erő-eltolódás diagrammok

Vizsgálat típusa	Eltolódás											
	1 mm		2 mm		4 mm		6 mm		8 mm		10 mm	
	Erő [kN]	Eltolás [%]	Erő [kN]	Eltolás [%]	Erő [kN]	Eltolás [%]	Erő [kN]	Eltolás [%]	Erő [kN]	Eltolás [%]	Erő [kN]	Eltolás [%]
Valós nemlineáris	22,25	-1,93	39,92	-0,73	69,85	-0,40	81,95	-2,00	97,68	-0,54	111,31	-0,81
Közelített görbe	22,68		40,21		70,13		83,59		98,21		112,21	

5. táblázat: Erő-eltolódás görbék összehasonlítása

Az eddigiekben bemutatott eredmények reprezentatív mintaként szolgálnak, egy kitüntetett geometriai kialakítás mellett, mely bemutatja, hogy az általunk alkalmazott módszerrel a pontokon alátámasztott síklemez födém vizsgálható, alkalmazásával a (β_i) csökkentő tényező megadható. Nem csupán az általunk alkalmazott geometria mellett, de eltérő alaprajzi arányok mellett is, így végül adott szerkezetre 3D-s felület is előállítható. Ezzel a módszerrel elkerülhetjük a komplikált nemlineáris modellezést, de az általános lineáris modellezésnél pontosabb eredményeket kaphatunk, főként az alakváltozásokat tekintve.

8. Összefoglalás, megállapítások

A dolgozat keretein belül bemutattam, hogy a kifejlesztett numerikus modellezési eljárás alkalmas pontonként alátámasztott vasbeton síklemez födémek függőleges és vízszintes terhekre történő analizésére. Az ismertetett modellezési eljárással kapott vízszintes erő-eltolódás eredményeket a szakirodalomban fellelt laborkísérlettel [9] összevettem.

Kimutattam, hogy az eljárás laborkísérletektől való eltérése 5-10%, abban az esetben, ha a valós anyagjellemző-karakterisztikák kerülnek modellezésre. Ezt az opciót reprezentálta a „valós nemlineáris” fantázianévvel rendelkező modell. A rendkívül hardver- és időigényes modellezési eljárás eredményeit a mérnöki gyakorlatban alkalmazható, de lineáris eljárásban használtam fel.

A verifikált numerikus modell segítségével, egy a laborkísérletekkel megegyező geometriai elrendezésben megmutattam, hogy előállítható az oszlopokkal alátámasztott síklemez födémek viselkedését leíró, nemlineáris virtuális kísérletek eredményeit közelítő lineáris számítási keretmodell az ún. helyettesítő egyenértékű lemezszélesség segítségével.

Egy adott szerkezeti kialakításra bemutattam az eljárás pontosságát négy szakaszból álló közelítés esetén, ezzel megmutatva, hogy az eljárás alkalmas a szokványos mérnöki gyakorlatban előforduló esetek modellezésére. Továbbá bemutattam, hogy a lineáris és nemlineáris elmélettel végzett modellezés mekkora differenciát von magával.

A bemutatott egyedi eljárás gyakorlati alkalmazhatósága az eljárás általános geometriai kiterjesztésével érhető el, mely kifejezett célja a további kutatásaimnak.

9. További kutatási lehetőségek

A munkánk során bemutatott helyettesítő egyenértékű keretmodell egy egyedi lineárisan rugalmas közelítő eljárás a pontokon alátámasztott vasbeton síklemezek számítására. A módszer figyelembe veszi a nemlineáris viselkedését egy valós vasbeton szerkezetnek, a lineáris statikai számítások során. A módszer általános geometriai kiterjesztésével lehetőség adódik bármely alaprajzi elrendezés melletti helyettesítő felület előállítására, így az eljárás alkalmazható lesz a mindennapi mérnöki (lineáris) számítások során.

A továbbiakban néhány, a témát érintő kutatási, vizsgálati irányt szeretnék megadni, mellyel esetlegesen érdemes lehet foglalkozni a későbbiekben.

- Helyettesítő egyenértékű keretmodell geometriai kiterjesztése: vasbeton síklemez egyenértékű kerettel történő helyettesítése eltérő oszlop keresztmetszeti méretek, alaprajzi oszloptávolságok és változó lemezvastagság vizsgálatával,
- vasbeton síklemez egyenértékű kerettel történő helyettesítése vízszintes teherre kvázi statikus és ciklikus terhek esetén,
- betonacélok toldásának modellezési lehetőségei,
- átszűrődási vasalások eltérő modellezési lehetőségei,
- eltérő ütemben betonozott szerkezeti elemek kapcsolatai (kehelynyak - monolit vasbeton pontalap, kehelynyak - előregyártott vasbeton pillér injektálva),
- anizotróp falazóelemek vizsgálata.

10. Köszönetnyilvánítás

Köszönettel tartozom konzulensemnek dr. Haris Istvánnak, támogatásáért, biztatásáért és segítőkészségéért, melyet a dolgozatom elkészítése alatt nyújtott.

Köszönettel tartozom Roszevák Zsoltnak a tanácsokért, segítőkészségéért, melyet a dolgozatom megírása során nyújtott.

11. Felhasznált irodalom

- [1] ROSZEVÁK ZSOLT: Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és kísérleti vizsgálata TDK dolgozat - 2015
- [2] HARIS ISTVÁN - ROSZEVÁK ZSOLT: Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és kísérleti vizsgálata Újság cikk - Vasbetonépítés 2017/1. -2017
- [3] BODÓ PÁL BOLDIZSÁR: Pontonként alátámasztott monolit vasbeton síklemez végeeselemes vizsgálata vízszintes teherre -TDK dolgozat - 2017
- [4] FARKAS GYÖRGY: Magasépítési Vasbetonszerkezetek Egyetemi Jegyzet Műegyetemi Kiadó – 2007
- [5] KŐRÖSSI ÉVA - SZALÁNCZI GÁBOR: Épülettervezése - Egyetemi jegyzet – 1994
- [6] HARIS ISTVÁN: Magasépítési Vasbetonszerkezetek - Előadásjegyzet Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
- [7] HWANG S.J., MOEHLE J.P.: An Experimental Study of Flat-Plate Structures Under Vertical and Lateral Loads; Report No. UCB/EERC-93/03, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, California, 1993.
- [8] MOEHLE J. P.: Seismic Design and Performance Verification, ISBN: 978-0-07-183945-7.
- [9] HWANG S., MOEHLE J.P.: Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames, *ACI Structural Journal*, 97(2), 345–353. 2000.
- [10] MASSIMO L., BRISID I., MAURIZIO I., ANTINO R.: R/C Flat Slab-Column Connections Under Lateral Loading, *ANIDIS 2017 XVII Convengo*, 2017
- [11] VANDERBILT, M. D. AND CORLEY, W. G.: Frame Analysis of Concrete Buildings, *Concrete International*, 5(12), 33–43. 1983.
- [12] KIM K.S., CHOI S.H., LEE D.H., LEE J.Y.: SHIN M.S.: Unified Equivalent Frame Method for Flat Plate Slab Structures Under Combined Gravity and Lateral Loads – Part 1: Derivation, 2014.
- [13] Y. ZHOU, M.D. HUESTE: Review of Laboratory Test Data for Combined Lateral and Gravity Shear Demands On Interior Slab-Column Connections, 16th World Conference on Earthquake 2017.
- [14] BÓDI ISTVÁN - FARKAS GYÖRGY: Vasbeton Lemezek - Oktatási segédlet – 2001
- [15] KALINSZKY SÁNDOR - SZILÁGYI GYÖRGY - KURUTZNÉ KOVÁCS MÁRTA: Szilárdságtan - Nemzeti Tankönyvkiadó - 2000
- [16] V CERVENKA., L. JENDELE, J. CERVENKA: ATENA Program Documentation Part 1, Theory” *Cervenka Consulting s.r.o.*, 19. September - 2014.
- [17] *Fib Model Code for Concrete Str.*: *Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.*, Berlin, 2010.

12. További források

- [A] <http://www.erdekesvilag.hu/a-csodalatos-gizai-piramisok/>
2017.10.20.
- [B] <http://www.burjkhalifa.ae/en/the-tower/gallery/burj-khalifa.aspx>
2017.10.15.
- [C] EY Nicosia Office – Saját felvétel
2019.09.06.
- [D] 360 Nicosia – Saját felvétel
2019.09.13.
- [E] Olimpiai Stadion – Saját felvétel
2018.09.21.

13. Mellékletek

- [C] Modellezett szerkezeti traktus vasalási terve

4 10db Ø12 /400 l=1,50 m

3 10 db Ø12 /400 l=3,00 m

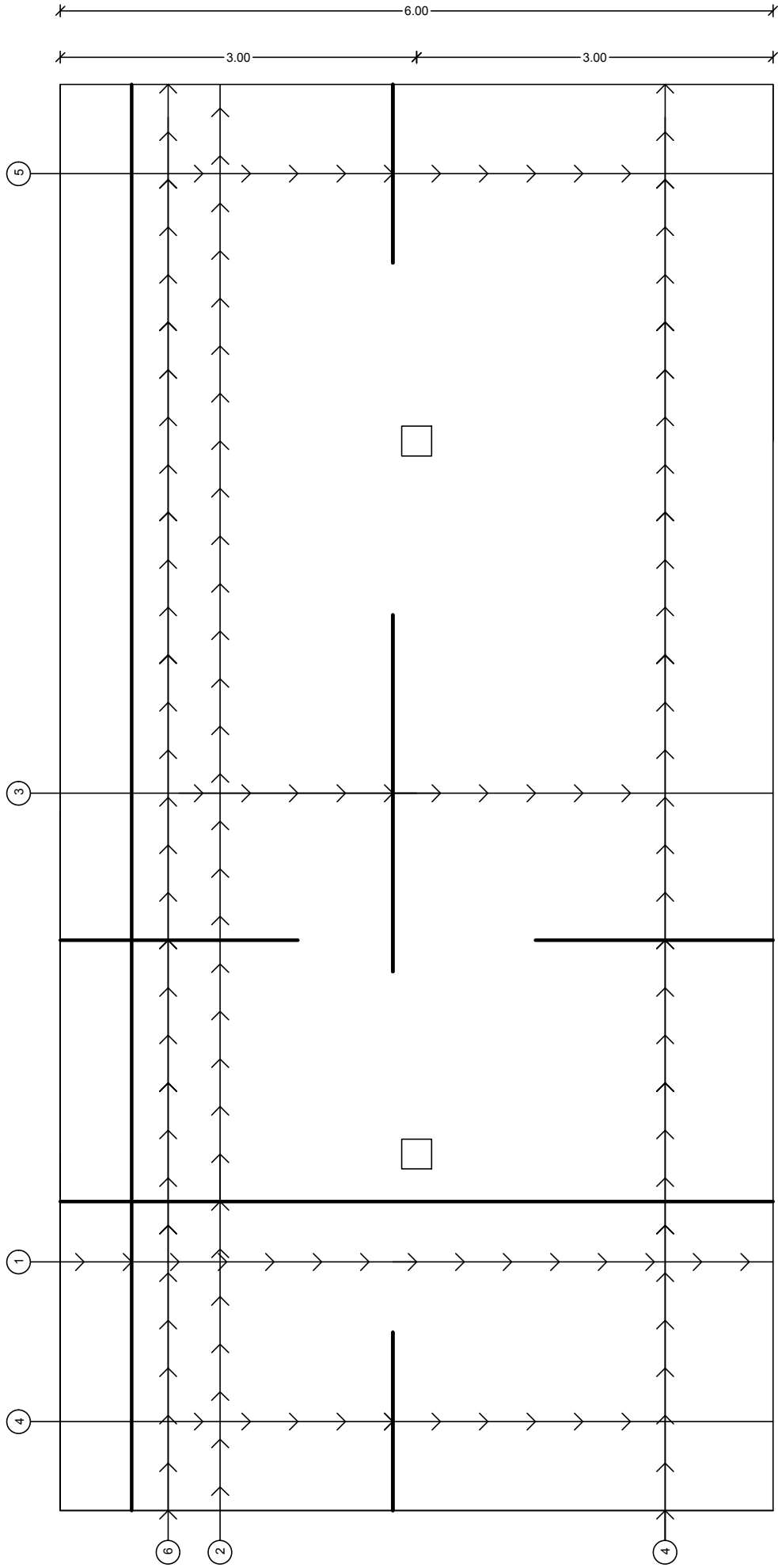
5 10db Ø12 /400 l=1,50 m

1 15db Ø12 /400 l=2,00 m

6 30 db Ø12 /400 l=2,00 m

2 30 db Ø12 /400 l=6,00 m

4 30 db Ø12 /400 l=2,00 m



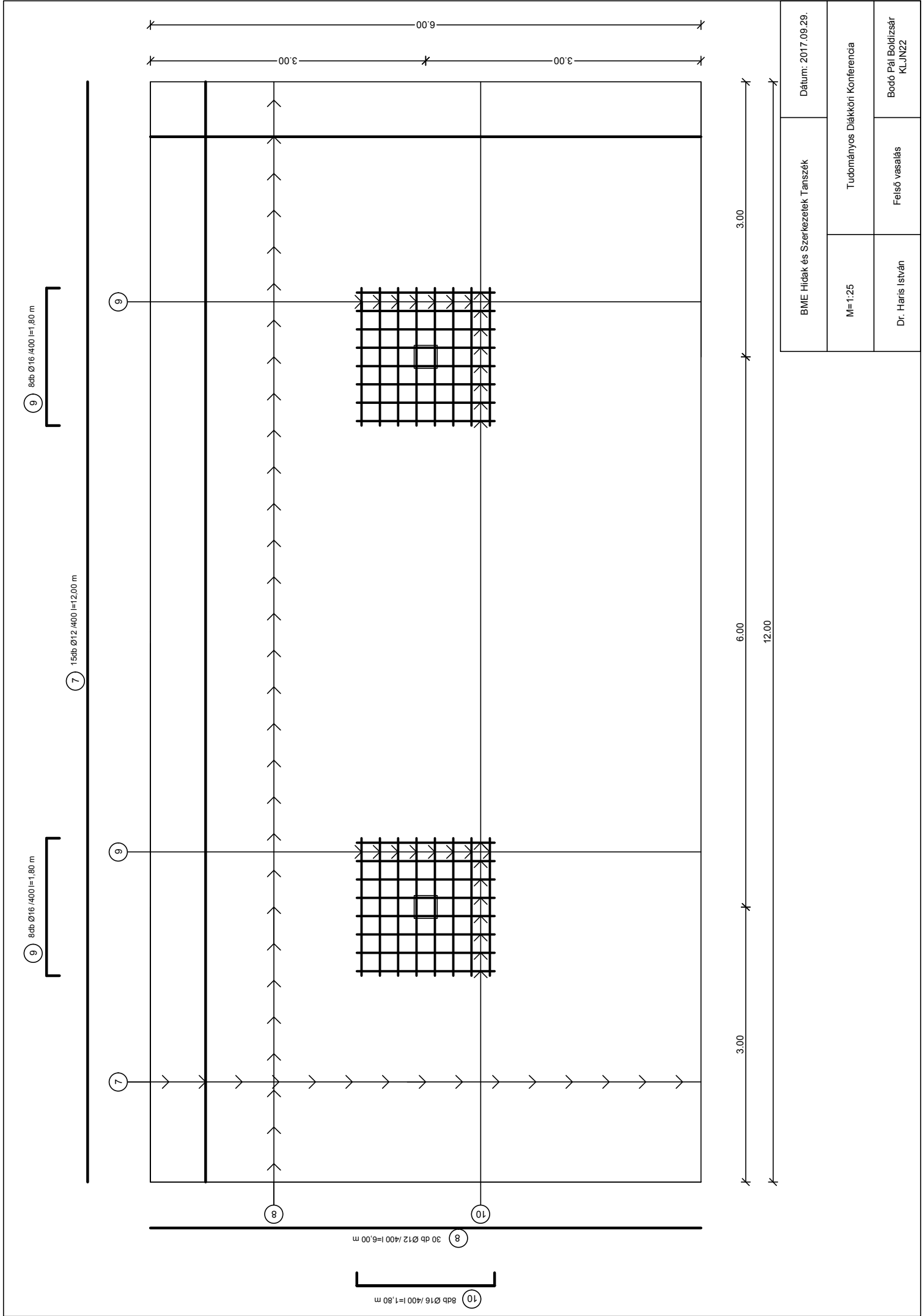
3.00

6.00

3.00

12.00

BME Hidak és Szerkezetek Tanszék		Dátum: 2017.09.29.	
M=1:25	Tudományos Diáktörtéti Konferencia		
Dr. Haris István	Alsó vasalás	Bodó Pál Boldizsár KLJN22	



BME Hidak és Szerkezetek Tanszék		Dátum: 2017.09.29.
M=1:25	Tudományos Diákköri Konferencia	
Dr. Haris István	Felső vasalás	Bodó Pál Boldizsár KLJN22