

Térbeli rácsos tartók optimalizációja

TDK Konferencia 2014 – Tartószerkezet szekció

Laboda Tamás

2014.10.22.

A Tudományos Diák Kör 2014. november 11-én megrendezésre kerülő konferenciájára a BME Építőmérnöki Karának Hidak és Szerkezetek Tanszékén készült dolgozatom, mely elkészítésében Dr. Katula Levente Tamás adjunktus volt segítségemre.

Tartalomjegyzék

Ábrajegyzék.....	2
Irodalomjegyzék	3
Összefoglaló	4
Summary	5
1. Bevezetés	6
2. Csarnokszerkezetek fogalma, célkitűzés.....	7
3. Szerkezeti kialakítások lehetséges változatai.....	8
3.1. Általános szerkezeti kialakítások.....	8
3.2. Modern szerkezeti formák.....	10
3.2.1. Háromöví rácsos tartó	10
3.2.2. Térbeli rácsos tartók	11
3.2.3. Csomópontok kialakítása	14
4. Előzmények	17
5. Vizsgálati paraméterek	21
6. A végeelemes modellek.....	23
7. A vizsgálati program	25
7.1. Eltérő övrudak.....	25
7.2. Erősítő gerendák	26
7.3. Peremgerenda és túlnyújtott szerkezet	26
7.4. Fesztáv nagysága.....	27
8. Eredmények kiértékelése.....	27
8.1. Eltérő övrudak.....	27
8.2. Erősítő gerendák hatása	29
8.3. Peremtartó és a konzolos túlnyújtás hatása	32
9. Eredmények összefüggésben.....	35
10. Összefoglalás	45
11. Mellékletek.....	46
12. Köszönetnyilvánítás	46

Ábrajegyzék

1. ÁBRA - LÁTVÁNYTERV	6
2. ÁBRA - HAGYOMÁNYOS, HIERARCHIKUS CSARNOK SZERKEZETI FELÉPÍTÉSE	8
3. ÁBRA - KANSAI REPÜLŐTÉR (JAPÁN) TERMINÁLJÁNAK HÁROMÖVŰ RÁCSOS FŐTARTÓI	10
4. ÁBRA - KÉTHÉJŰ TÉRBELI RÁCSOS TARTÓ STATIKAI VÁZA	11
5. ÁBRA - EGYHÉJŰ TÉRBELI RÁCSOS TARTÓ STATIKAI VÁZA	12
6. ÁBRA - HÁROMSZÖGES RÁCSOZÁS GOLD DOME ÜZLETKÖZPONT, OKLAHOMA CITY, USA	13
7. ÁBRA - ROMBIKUS RÁCSOZÁS ST. MARY AXE, LONDON, UK	13
8. ÁBRA - CSUKLÓS CSOMÓPONT ÖSSZEÁLLÍTÁSI RAJZA	15
9. ÁBRA - HEGESZTETT CSÓÁTHATÁSOS KAPCSOLAT, ÉS PÉLDA A RUDAKBAN ÉBREDŐ FESZÜLTSEGEKRE	15
10. ÁBRA - CSUKLÓS CSOMÓPONTOK CSAVAROS ILLESZTÉSSEL	16
11. ÁBRA - JOUANNA ÉS MOTRO EREDMÉNYEI: A TÉRRÁCS SÚLYA, A HÁLÓZAT TÍPUSÁNAK, ÉS ÖVTÁVOLSÁGAINAK FÜGGVÉNYÉBEN... ..	18
12. ÁBRA - FRASUNKIEWICZ EREDMÉNYEI: RASZTERTÁVOLSÁG HATÁSA A SÚLYOPTIMUMRA	19
13. ÁBRA - RASZTERTÁVOLSÁG MAGYARÁZATA	21
14. ÁBRA - A TELJES SZERKEZET STATIKAI VÁZA, A RÁ HATÓ SZÉLTEHERREL	23
15. ÁBRA - CSUKLÓS RUDAK CSOMÓPONTI MEREVSÉGE	23
16. ÁBRA - SZELVÉNYBANK	25
17. ÁBRA - EGY ERŐSÍTŐ GERENDA MINDKÉT IRÁNYBAN - FELÜLNÉZET	26
18. ÁBRA - PEREMGERENDÁN TÚLNÚJTOTT TÉRRÁCS	27
19. ÁBRA - 70x70x4-3,5-JAV - KIHASZNÁLTÁGI ÁBRA	28
20. ÁBRA - ERŐSÍTŐ GERENDA HATÁSA A FÜGGŐLEGES ELMOZDULÁSOKRA	29
21. ÁBRA - MEGKETTŐZÖTT MEZŐKÖZÉPI GERENDA	30
22. ÁBRA - 70x70x4-3,5-1+1GER-ERŐ2 - SZERKEZETI ELEMEL KIHASZNÁLTÁGI ÁBRA	31
23. ÁBRA - 2+2 GERENDA STATIKAI VÁZA	32
24. ÁBRA - LEMEZEK FÜGGŐLEGES ELMOZDULÁSI ÁBRÁJA	32
25. ÁBRA - TÚLNÚLÁS HATÁSA AZ ELMOZDULÁSI ÁBRÁRA	33
26. ÁBRA - KONZOLOS SZERKEZET ELMOZDULÁSI ÁBRÁI	34
27. ÁBRA - MEZŐKÖZÉPEN ELHELYEZETT, KETTŐS, EGYIRÁNYÚ GERENDÁVAL KIALAKÍTOTT SZERKEZET RÚDJAINAK ÁTMÉRŐI	37
28. ÁBRA - MEZŐKÖZÉPEN ELHELYEZETT, KETTŐS, KÉTIRÁNYÚ GERENDÁVAL KIALAKÍTOTT SZERKEZET RÚDJAINAK ÁTMÉRŐI	37
29. ÁBRA - HARMADOLÓ-PONTBAN ELHELYEZETT, EGYIRÁNYÚ GERENDÁVAL KIALAKÍTOTT SZERKEZET RÚDJAINAK ÁTMÉRŐI	38
30. ÁBRA - HARMADOLÓ-PONTBAN ELHELYEZETT, KÉTIRÁNYÚ GERENDÁVAL KIALAKÍTOTT SZERKEZET RÚDJAINAK ÁTMÉRŐI	38
31. ÁBRA - PEREMGERENDÁVAL, HARMADOLÓ-PONTBAN ELHELYEZETT KÉTIRÁNYÚ GERENDÁVAL, 4 RASZTERES KONZOLLAL KIALAKÍTOTT SZERKEZET RÚDJAINAK ÁTMÉRŐI	39
32. ÁBRA - MEZŐKÖZÉPEN ELHELYEZETT, MEGKETTŐZÖTT, EGYIRÁNYÚ GERENDA MEREVSÉGÉNEK HATÁSA A SÚLYRA ÉS AZ ELMOZDULÁSOKRA	40
33. ÁBRA - MEZŐKÖZÉPEN ELHELYEZETT, MEGKETTŐZÖTT, KÉTIRÁNYÚ GERENDA MEREVSÉGÉNEK HATÁSA A SÚLYRA ÉS AZ ELMOZDULÁSOKRA	40
34. ÁBRA - HARMADOLÓ-PONTBAN ELHELYEZETT, EGYIRÁNYÚ ERŐSÍTŐ GERENDÁK MEREVSÉGÉNEK HATÁSA A SÚLYRA ÉS AZ ELMOZDULÁSOKRA	41
35. ÁBRA - HARMADOLÓ-PONTBAN ELHELYEZETT, KÉTIRÁNYÚ ERŐSÍTŐ GERENDÁK MEREVSÉGÉNEK HATÁSA A SÚLYRA ÉS AZ ELMOZDULÁSOKRA	41
36. ÁBRA - PEREMGERENDÁVAL, HARMADOLÓ-PONTBAN ELHELYEZETT KÉTIRÁNYÚ ERŐSÍTŐ GERENDÁVAL, 4 RASZTERES KONZOLLAL KIALAKÍTOTT SZERKEZETEN A GERENDÁK MEREVSÉGÉNEK HATÁSA AZ ALAPRAJZRA VETÍTETT SÚLYRA ÉS AZ ELMOZDULÁSOKRA ..	42
37. ÁBRA - A TÚLNÚJTOTT KONZOL NAGYSÁGÁNAK HATÁSA AZ ELÉRHETŐ MINIMÁLIS NÉGYZETMÉTERRE VETÍTETT SÚLYRA ÉS VELÜK EGYÜTT FELLÉPŐ ELMOZDULÁSOKRA	42
38. ÁBRA - AZ EGYES MÉRETEZÉSI CSOPORTOK MÉRETEINEK ARÁNYA	43
39. ÁBRA - GERENDA NÉLKÜLI ESETBEN A MINIMÁLIS SÚLY	44
40. ÁBRA - 1+1 GERENDA ÉS ELTÉRŐ MEREVSÉGŰ ÖVSÍKOK ESETÉN A MINIMÁLIS SÚLY	44
41. ÁBRA - 2+2 GERENDA ÉS ELTÉRŐ MEREVSÉGŰ ÖVSÍKOK ESETÉN A MINIMÁLIS SÚLY	44

Irodalomjegyzék

Dr. Hegedűs, I. (1998.). *Héjszerkezetek*. Budapest: Műegyetem Kiadó.

Dr. Papp, F. (2012. szeptember 15). *Magasépítési acélszerkezetek - Csarnokszerkezetek*. Dr. Papp Ferenc, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Bduapest, Magyarország.

Dr. Seregi, G., & Dr. Horváth, L. (2001). *Acélvázcsarnokok*. Budapest: TERC Kiadó.

Erdélyi, T., Deák, G., Fernezelyi, S., Kollár, L., & Visovitz, G. (2006.). *Terhek és hatások*. Budapest: Business Media Hungary.

Kincsi, I. (1998). *Épülettervezés V. - Összetett szerkezetű épületek*. Budapest: Műegyetemi Kiadó.

Laboda, T. (2014). *Kupolaszerkezetű uszodacsarnok tervezése - Diplomamunka*.

Mihucz, J. (1981). *Uzodák - Szelektív tervezési adatgyűjtemény*. Budapest: Építésügyi Tájékoztatói Központ.

TS-S30. (1988). *Tervezési segédlet - Térbeli rácsos szerkezetek*. Budapest: TTI.

Wikipedia - Csarnok. (2013. szeptember 10). Forrás: Wikipedia:
<http://hu.wikipedia.org/wiki/csarnok>

Összefoglaló

Jelen TDK Dolgozat szoros összefüggésben készült a BSc tanulmányaimat lezáró diplomamunkámmal. Mindkét dolgozat témája acélszerkezetű nem hierarchikus csarnokszerkezetek tervezése és vizsgálata. Diplomamunkám készítése során a kéthéjú térbeli rácsos tartó szerkezetek tervezésénél nehezen tudtam bizonyos kezdő paramétereket felvenni, ezekre a szakirodalomban csak kevés ajánlást találtam. A TDK dolgozatomban olyan kezdeti tulajdonságokat, javasolt kialakításokat határoztam meg, melyek segíthetik és gyorsíthatják az ilyen szerkezetek tervezését.

A térbeli rácsos tartók szerkezeti viselkedése rengeteg paramétertől függ, teljes elemzésük bonyolult összefüggésekkel írható le, így én vizsgálataim során ezek közül többet rögzítettem. Vizsgálataim során 70x70m alaprajzú szerkezetet vizsgáltam. Az ötváolságokat P.Jouhanna és R. Motro ajánlásai szerint 3,5m-re vettem. A rácshálózat végig „négyzet felett eltolt négyzet” típusú volt. A szerkezetet oldalain vasbeton oszlopokkal támasztottam alá. A szerkezetekre a szabvány szerinti terhelést hattattam.

Számításaimat végeeselemes programmal végeztem, melyben lineáris statikai számításokat futtattam. Az acélszerkezeti tervező modul segítségével szilárdsági és stabilitási ellenőrlásokat számítottam, majd a szerkezeti elemeket csoportosan ellenőriztem. Végül táblázatok és grafikonok segítségével összevettem az egyes szerkezeti kialakításokat elmozdulásaik, és szerkezeti súlyuk szerint. A méretezés során egy előre kitűzött szelvénybankot használtam, mely csőszelvényekből áll.

Az általam vizsgált paraméterek a megtámasztás viszonyainak vizsgálatára, és a térbeli rács hierarchikus tulajdonságokkal való felruházására éleződnek ki. Próbáltam olyan, rejtett gerendákat beépíteni a szerkezetbe, melyek megnövelt merevségükkel javítanak a szerkezet erőjátékán. Céloom az elmozdulásokat, és a szerkezetek súlyát tekintve leggazdaságosabb szerkezetek létrehozása volt. A különböző szerkezeti kialakításokat összevetve meghatároztam a merevítő gerendák számának és merevségének képletesített formáját.

A vizsgálatok első fázisában a megtámasztásokat viszonylag sűrűn, 10,5 méterenként elhelyezett vasbeton oszlopok adták. Ezeket a vizsgálat második részében fokozatosan ritkítottam, megfelelő peremgerenda elhelyezése mellett. Ekkor vizsgáltam az optimális peremtartó merevséget, és megtámasztás nélküli fesztávot a szerkezeti önsúly és a szerkezet elmozdulásai függvényben.

A vizsgálatok harmadik fázisában a kapott összefüggéseket megvizsgáltam nagyobb, és kisebb alapterületű szerkezeteken is. Ekkor a rasztert is az alapterülethez igazítottam, így az eddigi összefüggéseket egységnyi raszterre vetítve kaptam meg.

A vizsgálatok végén a kitűzött célt, miszerint gazdaságosabb szerkezetek tervezését lehetővé tevő ajánlásokat adjak, sikerült elérni, azonban a kéthéjú térbeli rácsos tartók további paramétereinek vizsgálatával lehet teljes értékű tervezési javaslatokat készíteni.

Summary

The present TDK study was closely related to my thesis, terminating my BSc studies. The aim of both studies was the design and examination non-hierarchical hall structures. During the design of space trusses in my BSc thesis, I had difficulties with the initial data. I could hardly find information and approximate formulas for the starting parameters. In this study, I defined construction details, to speed up and make easier the design process.

The behaviour of space trusses rely on loads of parameter, it's hard to define all of them, so the complex analyzation takes much time. Because of that, in my work, I fixed some parameters. My structures had 70 x 70 m square base plan. P. Joshua and R. Motro recommended 3,5m structural height for this span. I used "square over shifted square" type grid network. On the sides, reinforced concrete columns supported the steel structure. I applied loads to the structure as written in the standards.

I used linear static analysis in the Axis VM finite element modelling software. With the help of its steel design module, I calculated strength and stability resistances. I checked the structural parts in bigger groups. At the end, I compared the different structural constructions with tables and graphs, according to their structural weight and displacements. During the design, I worked with a group of predetermined circular hollow sections.

I mainly worked on a method, to design semi-hierarchical structures, which are non-hierarchical space trusses, with special hidden beams. These beams had bigger stiffness, and can help the other, weaker structural parts to carry the whole load. My aim was to define the best structure, so the lightest structure with minimal displacements. Comparing the different structural forms, I made recommendation for the number, and stiffness of hidden beams.

At the beginning, the supporting reinforced concrete columns stood ca. 10,5m of each other. As a second step, I eliminated some of the columns, and placed an edge-beam to the space truss. That time I defined the optimal unsupported length of the edge-beam.

During the third phase, I tested my statements on smaller and bigger structures too. Here the main parameter was the size of the grid.

At the end of my work, I could reach my aim to create statements and recommendations, which can help structural engineers to design stronger and cheaper structures. Although, we still have loads of parameters, to deal with space trusses. These could be an aim of another study.

1. Bevezetés

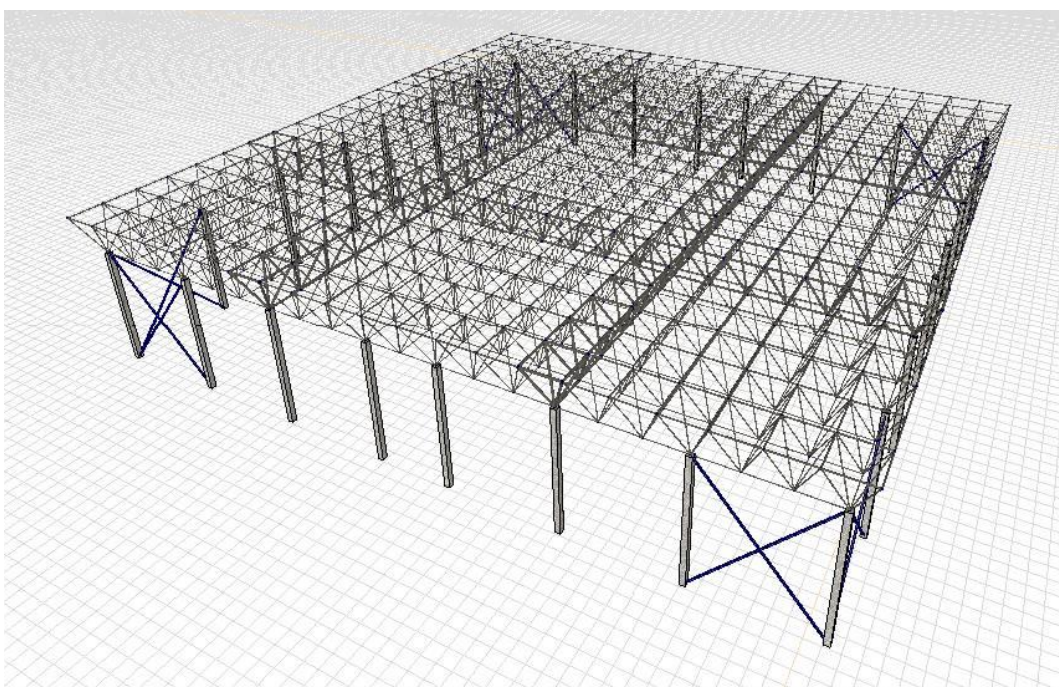
Jelen TDK dolgozat szoros összefüggésben áll a 2014 januárjára elkészített, és megvédett diplomamunkámmal. Akkori munkám témája egy térbeli rácsos uszodacsarnok megtervezése volt. A tervezési folyamat kezdetén közelítő számításokkal több szerkezeti típust is terveztem, melyek közül egyik egy kéthéjű térbeli rácsos tartó volt. A tervezés folyamán több problémával is találkoztam. A kéthéjű térbeli rácsos tartók tervezéséhez kevés olyan kiindulási adatot találtam meg a szakirodalomban, mely alapján könnyen, és gyorsan fel tudtam volna venni az alapadatokat. Ilyen, a tervezés kezdetén megválasztandó paraméterek a rácssíkok távolsága, a rácshálózat formája, a rácshálózat osztása, az esetleges merevítő sávok nagysága, mennyisége, vagy a várható lehajlások, súlyok nagysága. Ez adta az ötletet jelenlegi vizsgálataim megkezdéséhez, melyeket ebben a dolgozatban osztok meg a téma iránt érdeklődőkkel.

Vizsgálataim kezdetén tanulmányoztam a szerkezeti formát, annak kialakulását, és már megépült szerkezeti formáit.

A szerkezeti forma részletesebb megismerése után több mint 60 végeelemes modellt építettem, melyeken statikai analíziseket futtatva meghatároztam az egyes tartószerkezetekben keletkező igénybevételeket és elmozdulásokat, majd méreteztem a szerkezeti elemeket.

A méretezett szerkezeteket különböző jól mérhető tulajdonságok alapján hasonlítottam össze. Az elemzésekhez grafikonokat és táblázatokat használtam.

Végezetül olyan ajánlásokat adtam meg, melyek betartásával gazdaságos szerkezeteket tervezhetünk.



1. ábra - Látványterv

2. Csarnokszerkezetek fogalma, célkitűzés

Csarnokoknak hívjuk a nagyméretű terek elhatárolására és lefedésére épített szerkezeteket. Rendeltetésük szerinti csoportosításuk (mely már a rómaiaknál is fellelhető) nevükben is megmutatkozik, így megkülönböztetünk mezőgazdasági-, ipari- és közcélú csarnokokat. Az ipari csarnokok csoportján belül megkülönböztetünk gyártó-, raktár-, garázs-, hangár- és vágánycsarnokokat. A társadalmi (közcélú) csarnokok körébe soroljuk a sport-, rendezvény-, kiállító-, illetve a vásárcsarnokokat. Speciális funkciójú az előcsarnok. A közvetlen jelenünkben a gazdaságosság, vagy a kényelem növelése érdekében sokszor ötvözzük ezeket a csoportokat, és kettős-, vagy többfunkciós csarnokokat építünk. Ilyen vegyes rendeltetésű épületek lehetnek az üzem-raktárcsarnokok, a kiállító- és vásárcsarnokok, vagy a sport- és rendezvénycsarnokok.¹

Általánosságban elmondhatjuk, hogy a csarnokok legfőbb, közös tulajdonsága a nagy, alátámasztás nélküli fesztávok áthidalása. Ezen felül sok hasonlóságot nem is tudunk megmutatni, mert a funkció, az épület építésének célja meghatározza annak logikus szerkezetét is. Rátérve a társadalmi igények kielégítésére, a kultúra a sport, a szórakozás helyszínének megteremtésére szolgáló épületekre a következő általános jellemzőket tudjuk összefoglalni:

1. *Nagy tömegek befogadására épülnek.* - A csarnokokat már a kezdetekkor is nagy embertömeg befogadására alakították ki; egy közösség számára az együtt közösen eltöltendő idő helyéül szolgált.

2. *Rendeltetésük következtében azonos időben többféle igényt kell kielégíteniük, funkciójuk ezért bonyolult.* - A kettős rendeltetésű csarnokok megjelenésével ez már egyáltalán nem kérdés. Azonban egy sportcsarnoknak (mely magában egyféle funkciót képvisel) egyszerre kell kielégítenie a sportolók, az őket irányító bírók, edzők, a látogató nézők, és a személyzet igényeit is. Ez teszi csarnokainkat bonyolult rendszerré.

3. *Alátámasztás nélküli térigény, nagyfesztávolságú terek kialakítását teszi szükségessé.* – Már a definícióban is szereplő, fesztáv kérdése fogalmazódik itt meg, amely a funkció elengedhetetlen követelménye.

4. *A legtöbb esetben az összes ismert szerkezetfajta alkalmazásra kerül, melyeknek megválasztása, összekapcsolása, és részletképzése a létesítmények méreteire és jelentőségére való tekintettel különös gondot igényel.* – Ebben a pontban jelentkezik a nagy fesztáv tartószerkezeti problémája. Hierarchikus szerkezetet alkalmazva a nagyobb térközöket egyre robosztusabb keresztmetszetekkel tudjuk csak lefedni, ezért előtérbe kerülnek újabb, szerkezeti kialakítások, pl. felületszerkezetek, melyek a mai kor esztétikai igényét is kielégítik. Természetesen minden kornak megvannak a maga sajátos szerkezetei. Jelenünkben az üvegfalak, és az üvegépítészet finomodásával az acélszerkezetek kerülnek előtérbe.

¹ (Wikipedia - Csarnok, 2013)

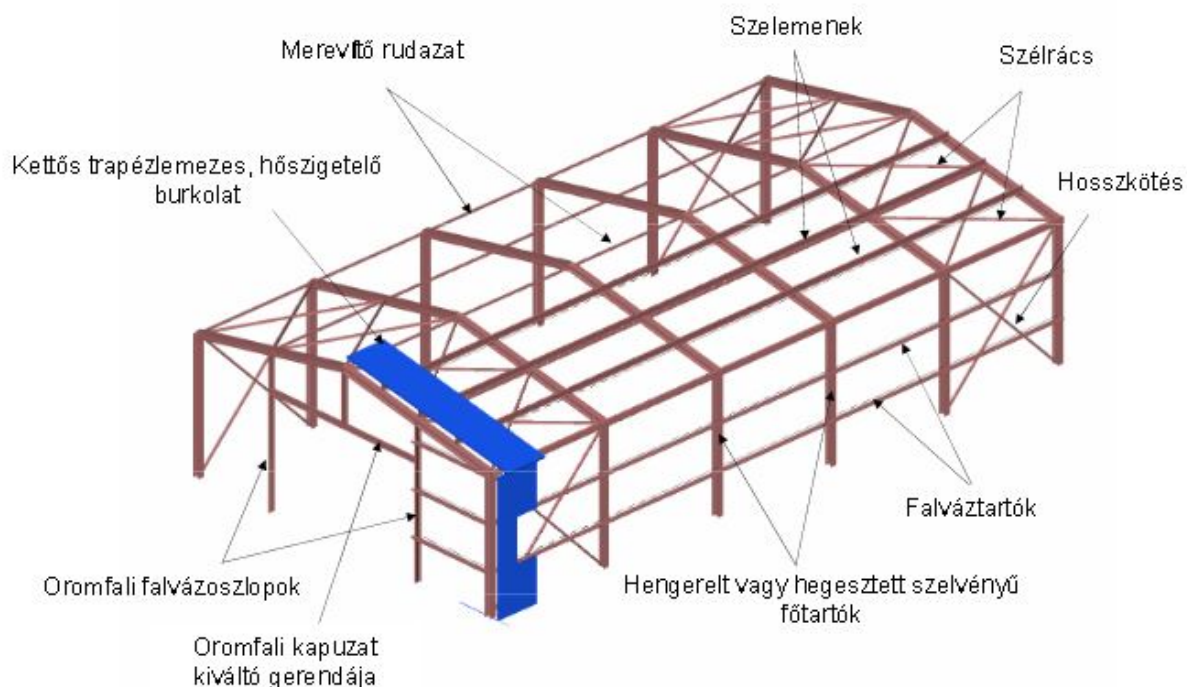
5. *Társadalmunk életében elfoglalt jelentős szerepüket igényes belső és külső megjelenés biztosításával kell kifejezésre juttatni.* – Ezen állítás (kapcsolódva az előzőhöz) kifejezi mindazt; hogyan lehet figyelemfelkeltő, érdekes, és a társadalom nézőpontjának közepén álló egy létesítmény. Az átlátszó terek, láthatatlan, mozgalmas szerkezetek, a sokszor laikusok számára elképzelhetetlen erőjátékú épületek csodálatra méltóak, így kiemelkednek környezetükből.²

6. *Maradandót, felejthetlent alkotni.* – Manapság egy-egy stadion építése presztízs-kérdéssé vált a politika számára. A minél nagyobb, minél magasabb, minél bonyolultabb létesítmények megalkotása hírnevet; a hírnév elismertséget, és mindezeket túl turistákat, végső soron gazdasági bevételt hoz. Az olimpiai stadionok remek példái eme versengésnek. A pekingi madárfészek stadiont úgy tűnt nem lehet túlszárnyalni méreteiben és bonyolultságban, ezért a londoni olimpián az újrafelhasználhatóságot, mint napjainkban hangzatos kifejezést állították a középpontba. Ez a soha meg nem szűnő versengés viszi egyre előbbre a mérnöki tervezést, ösztönzi a kor mérnökeit, hogy a határokat feszegessék. Ehhez a tervezéshez kívántam támpontokkal szolgálni vizsgálataim során.

3. Szerkezeti kialakítások lehetséges változatai

3.1. Általános szerkezeti kialakítások³

A csarnokszerkezetek statikai, szerkezeti kialakításai igen széles skálán mozognak. Megkülönböztethetjük őket a felhasznált anyaguk szerint, így léteznek fa-, acél-, vasbeton-,



2. ábra - Hagyományos, hierarchikus csarnok szerkezeti felépítése

² (Mihucz, 1981)

³ (Dr. Papp, 2012)

öszvér-, és vegyes anyagú szerkezetek. A faanyag felhasználása önmagában leginkább lovardák kialakításánál szokásos, de vegyes szerkezetben találkozhatunk uszodák fa anyagú lefedésével is (pl.: Bitskey Aladár Uszoda, Eger; Kondorosi úti uszoda, Budapest) melyek legtöbbször rétegelt ragasztott fa főtartós szerkezetek.

Az 1900-as évek második felében a vasbeton korszerűsítésével egyre-másra jelennek meg a vasbeton anyagú csarnokszerkezetek. Ezek az előregyártás fejlődésével egyre költség-hatékonyabb, és gyorsabb építést tettek lehetővé. A növekvő beltéri igényekkel lépést tartva már 30 méteres fesztávú sportcsarnokok is épültek vasbetonból.

Ezek a csarnokok általában keretszerkezetű csarnokok. Fő alkotóelemük a vasbeton vagy acél anyagú keretszerkezetek, melyek síkjukban hordják a terheket. Egymás mellé sorolva 6-8m-es raszterben képezik az épület vázát. Keretállásra merőleges merevségüket a merevítőrendszer adja.

A keretállás-távolságok növelése érdekében, és az oszloptávolságok növelésére jelent megoldást a rövidfőtartós rendszer, melyben a főtartók ún. rövidfőtartókra terhelnek, így bizonyos oszlopok elhagyhatóak a főtartók alatt. Egyes esetekben, ezek a rövidfőtartók képezik a teherhordás fő egységét, melyekre nagy felülettel rendelkező födémpanelek kerülnek. Ezen panelek T-, vagy TT keresztmetszetű elemek, melyek a zárófödémeket nagy fesztávon alkotják.

Az eddig bemutatott szerkezeti felépítéseket hierarchikus rendszereknek nevezzük. A hierarchikus rendszer lényege, hogy a terheket valamilyen teherelosztó elemek veszik föl. Ezek az elemek kéttámaszú átvitelrel a főtartóknak adják át a terhelést, melyek (ha van, rövidfőtartókon keresztül) az oszlopokon át az alapozásra támaszkodtak. A hierarchikus rendszer előnye a könnyű, elemes építhetőség, és a jellemzően kéttámaszú átvitel miatt a számítás egyszerűsége, a kapcsolatok kialakításának könnyedsége, és gyorsasága.

A 30m-t meghaladó fesztávokon a vasbeton szerkezetek alkalmazása már nem gazdaságos, mivel azoknak teherbírásukhoz képest nagyobb az önsúlyuk. Ezen fesztávok felett acél anyagú szerkezetek tervezése kifizetődő.

Az acél anyagú csarnokok hierarchikus rendszerben gazdaságosan 12m feletti fesztávolság esetén építhetőek. Ha a fesztávolság 12-25m közötti, csarnokrendszerek tervezése gerinclemezes tartókkal (melegen hengerelt szelvényekből kb. 16m-ig, hegesztett párhuzamos övű szelvényekből 20m-ig, változó gerincmagasságú tartókból 30m-ig) kifizetődő. Egy ilyen keretszerkezetű csarnok váza látható a 2. ábrán. Kapcsolataik jellemzően a gerenda és oszlop találkozásánál befogottak, az oszloptalpak kialakítása azonban lehet csuklós, vagy befogott is. A vasbeton szerkezetekkel szembeni hátrányuk, hogy ugyanúgy 6-8m-es kerettávolságok kialakítása szükséges, így az acélananyag drágább gyártása miatt költségesebbek lehetnek. A 30-40m fesztávolságok között már síkbeli rácsos tartós kialakítás elterjedt. Ezek a szerkezetek szintén hierarchikus rendszerűek, de már nagyobb fesztávokat képesek áthidalni. A rácsos tartó magasságát $L/8 - L/10$ -re (ahol L a fesztávot jelöli) szokás felvenni, így 2,0-2,5m-es tartómagassággal kialakíthatóak. Az ilyen szerkezetek övrúdjai általában mele-

gen hengerelt I szelvények, vagy zárt négyszög szelvények, rácsrúdjai általában négyszög-szelvények. Csomóponti kialakításukat tekintve hegesztett kapcsolatúak.

A rácsos tartók hátránya, hogy merevségük síkra merőlegesen kicsi, teherbírásukat pedig csökkenti a nyomott övben található nyomott rudak stabilitásvesztése. A stabilitásvesztés során meghatározott kritikus hosszat csökkenthetik a gerendákon keresztben elhelyezett szelemenek, amennyiben elég merevek. A földém síkját képező teherhordó lemezek (általában trapézlemezek) is betölthetnek stabilizáló szerepet. Azonban ha ez nem ad elég teherbírási többletet, a nyomott övet meg is kettőzhetjük. Ha a két nyomott övet eltávolítjuk egymástól, a háromszöges –immár térbeli – keresztmetszettel a tartó stabilitását is növelhetjük. Ezt a szerkezeti formát nevezzük háromöví rácsos tartónak, mely a térbeli rácsos tartók legegyszerűbb formái.

3.2. Modern szerkezeti formák

3.2.1. Háromöví rácsos tartó⁴

Láthatjuk tehát, hogy ha a tartó keresztmetszete háromszög, és az öveket a háromszög csúcspontjába helyezzük el, a rácsrudak pedig az összekötő síkokban kapnak helyet, háromöví rácsos tartót kapunk. Más megközelítésben: a felső öv megkettőzésével és széthúzásával is el lehet jutni a három övhöz, és így a függőleges rácsozású egysíkú tartó helyett két, ferde síkú teherviselő síkbeli rácsos tartót, és egy vízszintes síkú összekötő rácsozást kapunk. Ezen vízszintes rácso-



3. ábra - Kansai repülőtér (Japán) termináljának háromöví rácsos főtartói

zás az, mely korlátozott térbeli merevséget biztosít a síkbeli rácsos tartókhöz képest. Természetesen még itt is szükség van a szelemenek megtámasztó hatására, és a merevítőrendszerrel. További előnye, hogy a másodrendű teherviselő elemeket sűrűbben támasztja alá, mint ahogyan az egyöví változata, így nagyobb keretállás-távolságok érhetőek el. A háromöví rácsos tartók akkor igazán hatékonyak, ha íves kivitelben készülnek. Ekkor ugyanis a tartó együttesen áll ellen a teljes nyomott ív kihajlásának. Ezeket a szerkezeteket gyakran készítik csőszerkezettel és szimmetrikus rácsozással. Ennek oka a gyártástechnológiához kapcsolódik. A szelvények áthatásának megszerkesztése még manapság, a számítógépes technológiával sem egyszerű, kivitelezése pedig még bonyolultabb. A legkönnyebben a csőszelvények alakíthatóak, ráadásul középpontos szimmetriájukból adódóan a nyomott elemek kihajlási ellenállása minden irányban azonos. A szerkezet kényes része, hogy helyenként 4 rácsrúd is

⁴ (Dr. Seregi & Dr. Horváth, 2001)

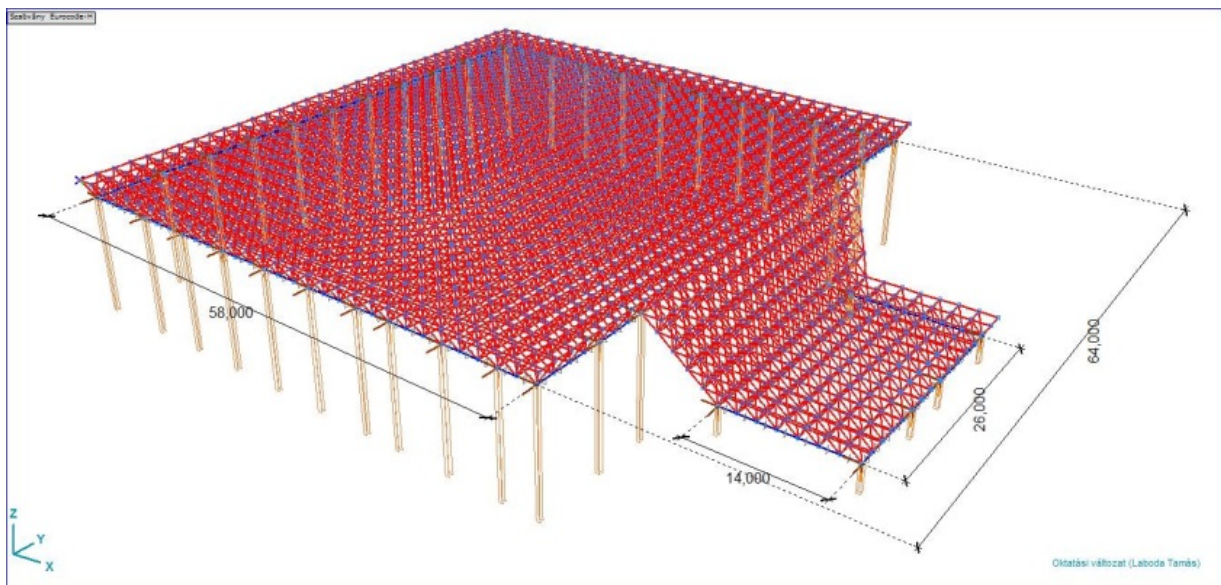
befut egy csomópontba, melyek a hegesztés-technológia, és a szabás területén is problémás helyek.

A háromöví rácsos tartók tehát nem csak teherbírási növekedést jelentenek, mely nagyobb fesztávokat tesz lehetővé. Az íves formák létrehozásával esztétikai többletet is nyújtanak, a tömeg szabadabb formálását teszik lehetővé. Konzolos kialakításokkal még kedvezőbb kialakítások érhetőek el a hierarchikus szerkezetekből mind a létesítmény statikáját, mind az építészetét illetően. Ezeket a kedvező tulajdonságokat használták ki a tervezők a Kansai nemzetközi repülőtér 3. ábrán látható termináljának megtervezésekor.

3.2.2. Térbeli rácsos tartók⁵

Amennyiben a háromöví rácsos tartókat egymás mellé helyezzük, valamint alsó öv-síkjaikat is összekötjük, egyfajta térbeli rácsos tartót („tér rácsot”) kapunk (lásd 4. ábra). A térbeli rácsos tartók olyan rúdszerkezetek, amelyek működése húzott- és nyomott elemekből álló soktagú rendszer összjátékán alapul, és a terheléseket közbenső támaszok nélkül is nagy fesztávok mellett képesek hordani. Alapvetően két fajta rendszer különböztethető meg: A *rácsos tartórács*, amely egymást keresztező sík rácsos tartó-rendszerből áll, melyek alaprajzban két vagy három irányban helyezkednek el; illetve *térbeli rúdszerkezetek*, melyek szintén két- vagy háromirányúak lehetnek, de rúdjaik összekapcsolásával már szövetszerű mintázatot alkotnak.

A térbeli rácsos szerkezetek a következőkben különböznek a hagyományos, hierarchikus rácsos szerkezetektől: Míg a hierarchikus szerkezeteknek szinte minden elemét egymástól függetlenül, az átadódó terhek figyelembevételével, önállóan határozhatjuk meg, addig



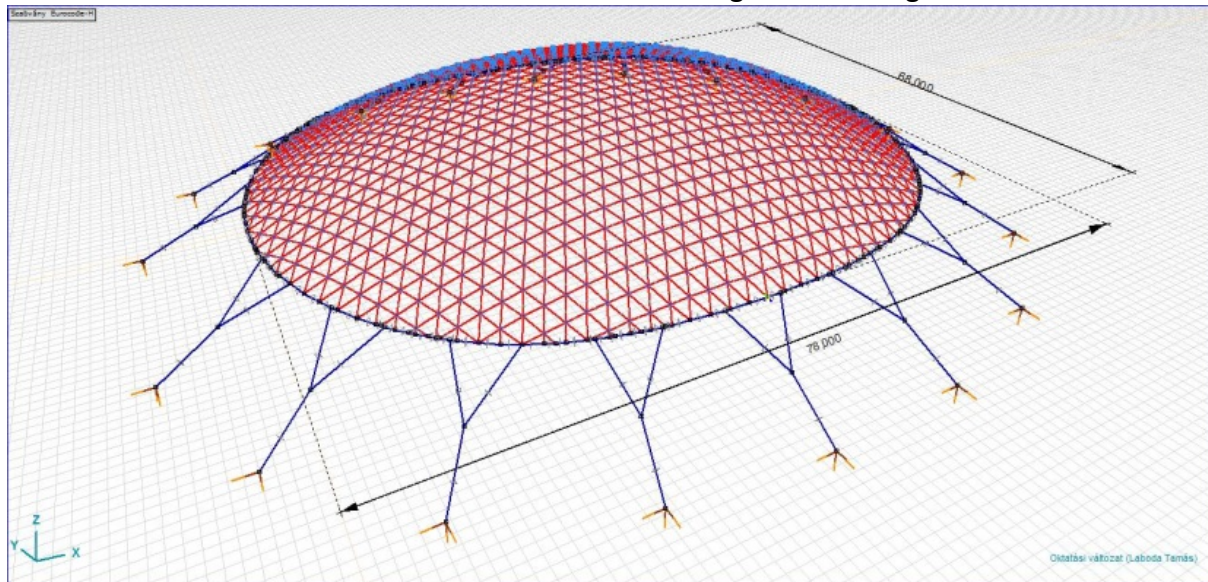
4. ábra - Kéthéjű térbeli rácsos tartó statikai váza

ez a térrácsoknál nem lehetséges. A sokszoros statikai határozatlanság miatt a szerkezet minden eleme befolyásolja a teljes szerkezet erőjátékát, így a méretezés során a szerkezetet

⁵ (TS-S30, 1988)

egy egységként kell kezelni. Méretezésük egy iterációs folyamat, ahol az igénybevételek számítását méretezés követi, majd az újabb igénybevételek számítása, és az új igénybevételekre való megfeleltetés következik mindaddig, míg a teljes szerkezet minden eleme megfelelő.

A térrács nagyobb teherbírását és fesztávját annak köszönheti, hogy a terhek az egyes elemek között szétoszlanak. Ez a szétosztás azonban leginkább a megoszló terhelés hatására



5. ábra - Egyhéjú térbeli rácsos tartó statikai váza

mutatkozik meg, pontszerű, koncentrált terhek hordását nehezebben tűri a szerkezet. A magasépítésben ugyan a terhek túlnyomó része megoszló, gravitációs jellegű teher, így nincs mit eloszlatni, viszont így a koncentrált terhek hiányában egy egyenes, hasonló rudakból álló rendszer építhető meg. A térbeli rácsok tervezésénél tehát óvakodni a koncentrált erőbevezetéstől, mindig meg kell próbálni lehető legjobban szétosztani azokat peremgerendákkal, mellékrácsozással. A térbeli rácsos szerkezetek hálózata igen sokféle lehet. Alapvetően kétfajta csoportot különböztetünk meg: egyhéjú- (vagy egyrétegű-), és kéthéjú (vagy kétrétegű) szerkezeti kialakítást.

Egyrétegűnek hívjuk a szerkezetet akkor, ha olyan – általában egységes szelvényű – rudakból áll, amelyek egyetlen felület mentén helyezkednek el. Ha csuklósnak feltételezzük a csomópontokat, akkor a szerkezet nem képes hajlító- és csavaró-nyomatékok felvételére, tehát csak görbült felület szerint kialakítva, membránként lehet állékony. Ezért a csomópontokban általában merev kapcsolatot létesítünk, magukat a rudakat pedig hajlítás (és esetleg csavarás) felvételére alkalmas szelvényvel képezzük ki. Ha az ilyen szerkezet hálózata kétszer görbült felületet követ, akkor hajlított héjként működik. Ha sík felületen helyezkedik el, akkor tulajdonképpen hajlított tartórácsnak felel meg. Talán a leggazdaságosabb megoldás, és számítás szempontjából jóval egyszerűbb viselkedést mutat a két változat kombinációja, amikor csuklós csomópontokat alkalmazunk megfelelő görbülettel bíró, az 5. ábrán is látható, kétszer görbült felületen. Ekkor a rudakban ugyanis csak húzó-nyomó igénybevétel

ébred, a szerkezet egésze pedig membránérőkkel veszi fel a terhet membránhéjként viselkedve.

Kétrétegűnek nevezzük a szerkezetet abban az esetben, ha egymástól bizonyos távolságra fekvő két ún. övfelületből áll, melyeket rácsos köt össze. Ez a szerkezet tulajdonképpen az egymás mellé sorolt háromövű rácsos tartók sorozatából kialakított szerkezet. Itt az egyes rudak hajlítási merevsége elhanyagolható a teljes övhöz képest, így a csomópontokat célszerűen gömbcsuklósnak tekintjük, az egyes rudakat pedig húzott-nyomott elemeknek. A kétrétegű szerkezeteket általában sík lefedésként használjuk, erőjátékuk tehát lényegében hajlított lemeznek felel



6. ábra - Háromszöges rácsoszás
Gold Dome üzletközpont, Oklahoma City, USA

meg. Szerkezeti magasságuk (övtávolság) általában $L/20$.

Kétrétegű kialakításban nagy szerkezeti magasságot és ezzel együtt nagy merevséget tudunk adni a térrácsnak anélkül, hogy elrontanánk könnyed megjelenésüket. Természetesen, ahogyan az egyrétegű rácsoknál kihasználjuk a geometria görbültsége adta előnyöket, a kéthéjú társaiknál is megtehetjük mindezt. Ezt a szerkezeti formát azonban csak igen nagy fesztávok esetén, különleges szerkezeti kialakításokhoz használjuk. Ekkor a csomópontok csuklós megtartásával is létre tudjuk hozni a hajlított héjak erőjátékát.

Ha a kétrétegű térrácsok szerkezeti magasságát nagyon megnöveljük, akkor szükségessé válhat, hogy a két övsíkot összekötő rudak kihajlási hosszát megfelezzük, egy harmadik, a semleges tengelyben fekvő övsíkkal. Így jönnek létre a *háromövű térrácsok*. Ez azonban statikai szempontból nem különbözik a kéthéjú változattól, mivel a középső övfelület nem vesz részt a hajlítási teherviselésben, csak az összekötő rudakat merevíti, saját rúdjai tehát „vakrudak”.

Készíthetőek olyan egyrétegű térrácsok, melyben az egyes rudak, maguk is kétövű rácsos tartók. Ilyenkor az egész szerkezet megjelenésében kéthéjú szerkezethez hasonlít, statikai szempontból azonban akár egyrétegűnek, akár kétrétegűnek is tekinthetjük.

Amint láthatjuk, a térbeli rácsos szerkezeteknek rengeteg kialakítása létezik, azonban még közel sem fedtük fel mindet. Eddig csak az egyes övek elhelyezkedését vizsgáltuk, háló-



7. ábra - Rombikus rácsoszás
St. Mary Axe, London, UK

zati rajzokat nem. Ezek szerint a legegyszerűbb hálózati forma az egyhjú szerkezeteknél a háromszögekből álló hálózat, mely akkor gazdaságos igazán, ha a szerkezetét egyforma, szabályos háromszögekből tudjuk felépíteni, mert így minden rúd egyforma hosszúságú lesz. Ezen felül egyhjú kivitelben van lehetőségünk hatszöges hálózat kialakítására, melyre ugyanazok az állítások igazak, amik a háromszöges hálóra, azzal a módosítással, hogy itt a csomópontok általában nem csuklóság, hanem befogottak.

Főként a kétszer görbült gömbfelületeken érdemes a gyűrűs-sugaras rácsosást választani, mely az épület alaprajzi geometriájához igazodik, így a széleken nem okoz problémát a különböző hosszúságú rudak csomópontjainak kialakítása, és az erős összefogó peremgerenda külön létesítése is elhagyható. Négyszög hálózatos lefedés is ismeretes, azonban a csuklós kapcsolatú négyszög hálózatnak nincs a síkjában megfelelő nyírási merevsége, így vagy befogott csomópontokkal készítjük a szerkezetet, vagy húzott feszítőelemekből húzott pótatlós X rácsoszással egészítjük ki a négyszöges hálózatot. Meg kell jegyeztem, a valós tervezés során kétszer görbült felületek rácsosása kizárólag háromszöges osztású, mivel így egyszerűen biztosítható a burkolati elemek síkbelisége.

A kéthjú térbeli rácsok kialakításánál általában az övfelületek hálózatát változtatjuk, melyek lehetnek egymás felett fedésben, vagy egymáshoz képest eltoltan. Ettől függően az összekötő rudak függőlegesek, vagy ferde irányúak lesznek. Az övfelületek rácsosása az egyhjú szerkezeteknél már ismerttetett kialakításokkal történhet. Íves alaprajzú épületnél érdemes háromszöges, vagy gyűrűs-sugaras hálót készíteni, míg négyszöges alaprajz esetén a négyzetes hálózat a legmegfelelőbb. Itt csak speciális esetekben van szükség a húzott pótatlós kiegészítésre, ugyanis eltolt övfelületek esetén kialakulnak olyan tetraéderes egységek, melyek önmagukban merevnek tekinthetők. Kétrétegű szerkezetek esetén ez a piramiszerű rácsosítás a legelterjedtebb könnyű szerkeszthetősége, és átláthatósága miatt.

A térbeli rácsos szerkezetek, mint láthattuk, sokban hasonlítanak a vasbeton-építésben használatos lemezekhez és héjakhoz. Szerkezeti viselkedésük, statikai tulajdonságaik sokszor összeegyeztethetők. Éppen ezért főként közelítő számítás esetén az úgynevezett helyettesítő kontinuum modellekkel számolunk. Ekkor a megfelelő merevségek számítása után a folytonos modelleken számítjuk ki a felületi igénybevételeket, melyeket megfelelő számításokkal rúd-igénybevételekké tudunk alakítani. Ezzel a módszerrel viszonylag gyorsan és egyszerűen tudunk igénybevételeket meghatározni, azonban ez a pontosság rovására történik. A részletes, teljes szerkezet számításakor ezért végeselemes, számítógépes programok segítségével határozzuk meg az igénybevételeket. Valójában a pontosság és a gyorsaság a szerkezet bonyolultsági fokától is nagy-mértékben függ. Minél összetettebb geometriájú a szerkezet, annál összetettebb, és pontatlanabb a közelítő számítás is.

3.2.3. Csomópontok kialakítása

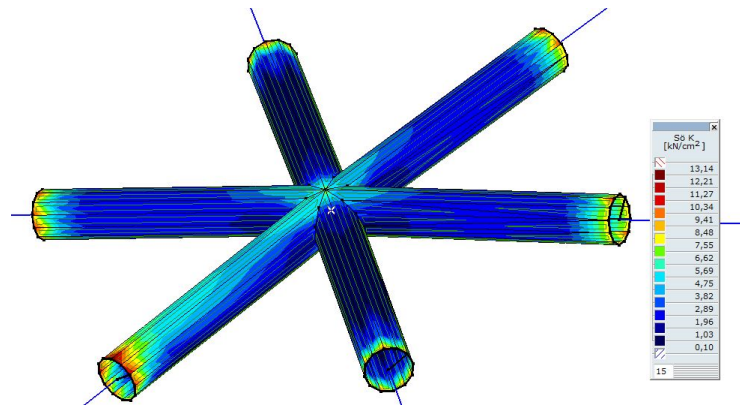
A térbeli rácsos acélszerkezetekben nagy mennyiségű, de főként azonos kialakítású csomópont található. A csomópontokba több, a hálózat típusától függően 6-8 db rúd találkozik. A csomópontok statikai szempontból lehetnek befogások, vagy csuklós kapcsolatok. A csomópontok általában a csatlakozó rudak megfelelőem megmunkált végeiből, és egy ezeket

összekapcsoló központi elemből állnak. A csomópontok kialakítására több lehetőség adódik, melyek közül a legfontosabbakat, és legpraktikusabbakat fejtem ki.

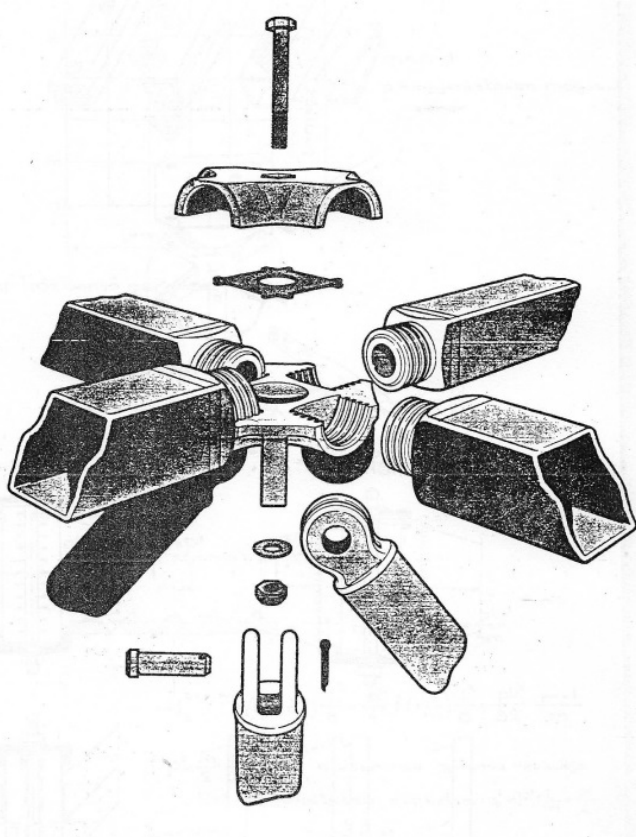
A térbeli rácsos tartók rúdjai általában zárt szelvények, optimális esetben csőszelvények. Ennek oka, hogy az ilyen szelvények szilárdsági, és stabilitási tulajdonsága minden irányban azonos, építéskor nem kell figyelni az egyes rudak irányának pontos beállítására. A csőszelvények befogott kapcsolatainak kialakítására jó módszer a csőkarimás illesztések alkalmazása. A térbeli rácsos tartók szelvényei azonban általában karcsúak, átmérőjük kicsi. Ekkor a csőkarimás kapcsolat csavarjai közötti távolság, azaz a csavarerők karja is kicsiny, ezáltal a kívánt nyomatéki ellenállás nem biztosítható. A befogott kapcsolatok elkészítésének egy kézenfekvő megoldása a hegesztett illesztések létrehozása. A csőszelvények végeinek megfelelő megmunkálása, a csőáthatások kivágása, majd a rudak térben történő beállítása, és kézi hegesztése bonyolult, aprólékos, és lassú munkafolyamat. Modern technológiák alkalmazásával azonban a munka gyorsítható, és pontosítható. A mai számítógép

vezérelte lézeres vágógépek, és automata hegesztő-berendezések segítségével precíz kivitelezés valósítható meg. Gyártópadok építésével a rudak térbeli helyzetének beállítása sem okoz gondot, ráadásul a megegyező geometriájú csomópontokhoz a pozicionáló szerkezetek nem egyediek, többször, sorozatgyártásban felhasználhatóak. Meg kell jegyezmem, hogy a varrat-halmozódások elkerülése érdekében itt is szükség lehet központi elemek alkalmazására.⁶

⁶ (Laboda, 2014)

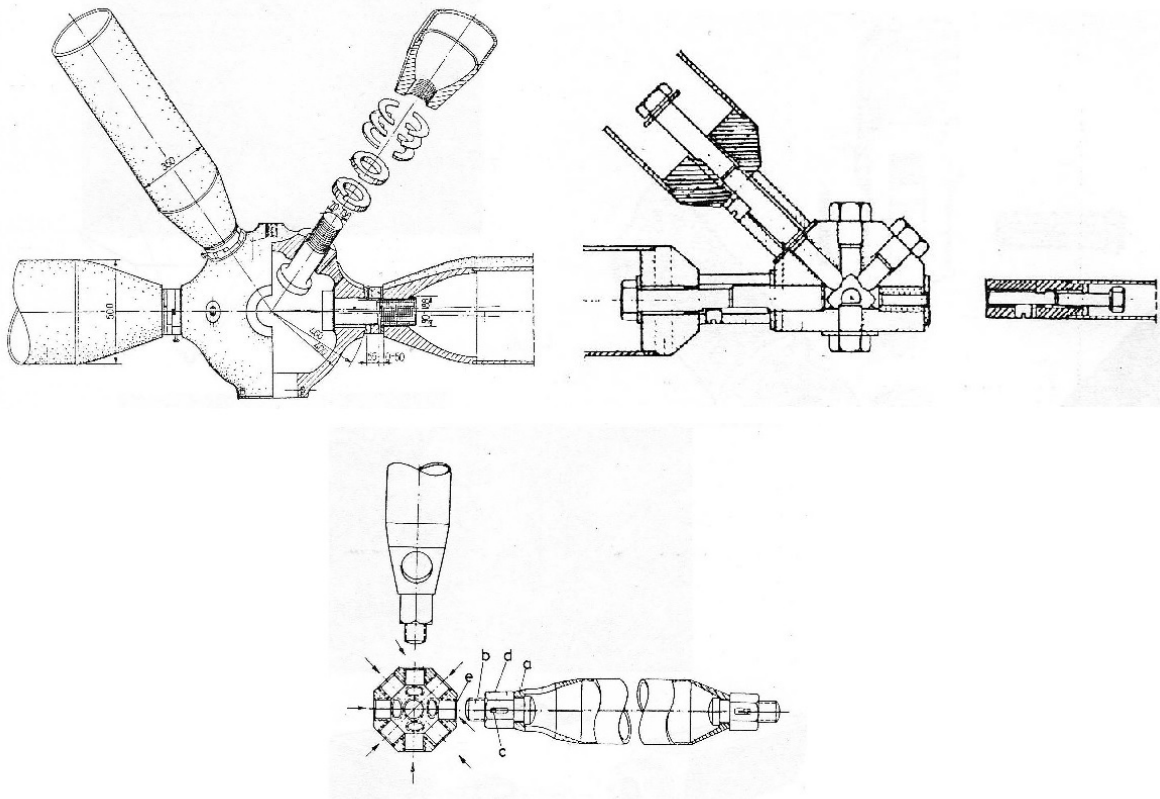


9. ábra - Hegesztett csőáthatásos kapcsolat, és példa a rudakban ébredő feszültségekre



8. ábra - Csuklós csomópont összeállítási rajza

Térrácsok esetében a gyorsabb szerelhetőség miatt, ha a szerkezeti viselkedés (pl. stabilitásvesztés) mást nem indokol, csuklós csomópontokat tervezünk. A csuklós csomópontok mindegyike egy központi elemből, és a csatlakozó rudakból áll. A csatlakozást általában menetes kialakítás szolgáltatja. A rudak végeit kúposan beszűkítik, mert a rudak tengelyére merőleges irányú erők okozta nyomaték a rúdvégeken leépül, így az átmérő csökkenthető, míg a normál irányú ellenállás megtartható a falvastagság arányos növelésével. A csatlakozások kialakítása abba különbözhet, hogy a menetes szárat a központi elembe helyezik el és a rúdban található a bevágott menetes rész, vagy fordítva. A központi elem geometriája széles skálán mozoghat, méretezésük általában vége-selemes héjmodellel történő analízissel történhet. A ferde (ráccsíkokat összekötő) rácsrudakat sokszor valódi csuklós kialakítással készítik el, hogy a rácsrudak építés közben mozgathatóak legyenek, így kiküszöböljük a geometriai pontatlanságokat. Ilyen kialakításokat mutatnak be a 9-10. ábrák.⁷



10. ábra - Csuklós csomópontok csavaros illesztéssel

⁷ (TS-S30, 1988)

4. Előzmények

A térrácsok közül a kétrétegű változatok tehát a lemezekhez, míg az egyhjú térrácsok héjakhoz hasonló szerkezeti viselkedést mutatnak. Diplomamunkámban mindkét szerkezeti formával foglalkoztam, így akkor még ennek a két szerkezeti formának az összehasonlítását tűztem ki célul. Azonban rögtön a tanulmányozás után, a vizsgálati program összeállítása során egyértelművé vált számomra, hogy eme két szerkezeti forma szinte csak nevében mutat hasonlóságot. A két szerkezeti forma teherviselése, erőjátéka, ennek megfelelően tervezése és méretezése szinte össze sem hasonlítható. Így kénytelen voltam figyelmemet csak a kéthjú térbeli rácsos tartók felé fordítani.

A kétrétegű térbeli rácsos tartók vizsgálatával nem én foglalkozom először. Már 1988-ban megjelent egy egységes tervezési segédlet,⁸ mely foglalkozik ilyen típusú szerkezetekkel. Ebben a kiadványban szó esik a különböző rácshálózatok típusairól. A szerzők megkülönböztetnek arányos-, és nem arányos övsíkokkal rendelkező szerkezeteket, és közelítő képleteket adnak hajlító-, és csavaró-merevségekre, melyeket helyettesítő kontinuum modellek alapján állapítottak meg.

Az ortotróp lemez egyensúlyi differenciálegyenlete:

$$B \cdot \frac{\partial^4 w}{dx^4} + 2H \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + B \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p$$

amennyiben a lemez két irányban (x és y) azonos hajlítási merevsége B, a csavarási merevsége H, lehalása w, és terhe p. Ezen differenciálegyenletet felhasználva meghatározták azokat a rácshálózat-specifikus merevségek képleteit, melyekkel a térbeli rácsos tartók igénybevételei is számíthatóak. Így például a négyzet felett eltoltnégyzet típusú hálózat esetén

$$B = \frac{EA \cdot h^2}{a}$$

ahol EA a rudak normálmerevsége, a a rácshálózat raszter távolsága, h az övsíkok távolsága.

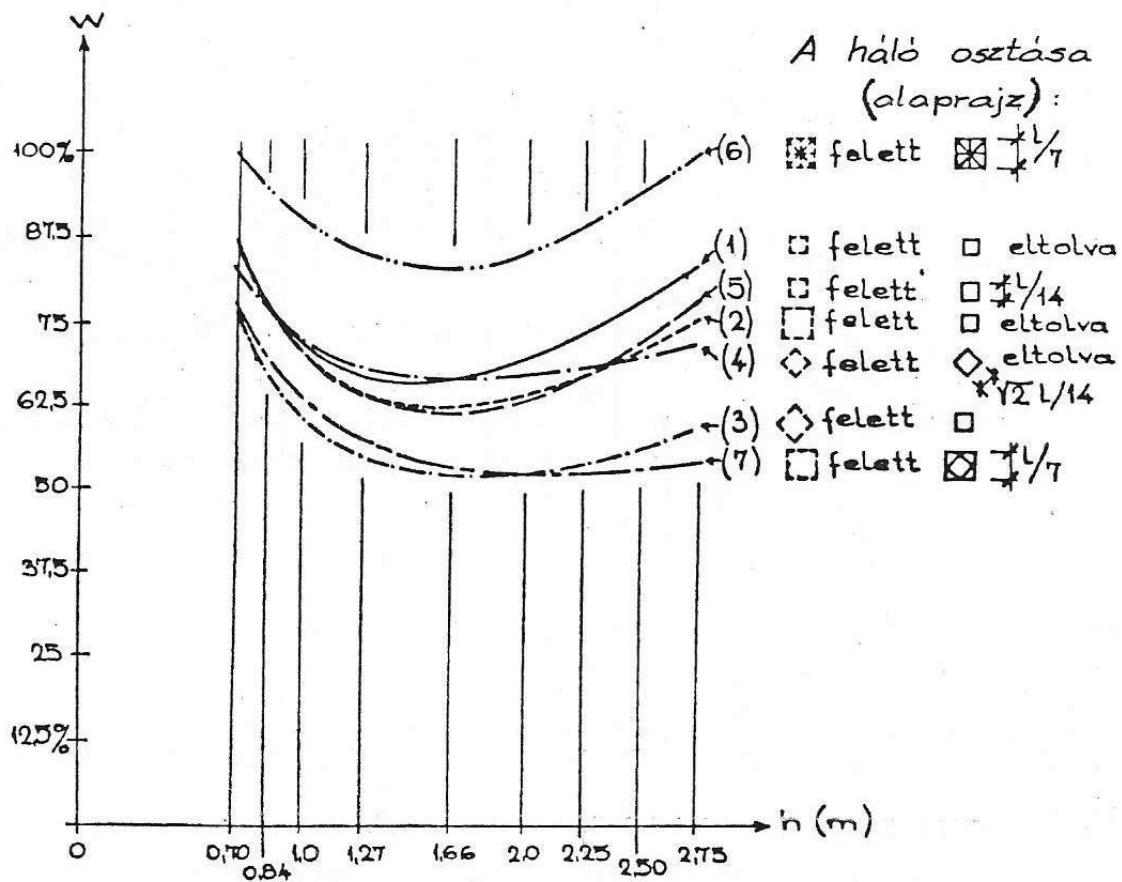
Ezek a képletek azonban csak olyan esetekben igazak, melyekben az alsó- és felső övsíkok egyforma elemekből állnak. A képletek meghatározása Dr. Kollár Lajos és Dr. Hegedűs István professzor urak nevéhez fűződik.⁹

Ezek a közelítő módszerek tehát már némi kiindulási alapot képeztek a kéthjú térbeli rácsok tervezéséhez. A mérnöki lét alapfeladata azonban, hogy a megépítendő szerkezeteket optimálisan tervezzük meg. Mérnöki szempontból azt a térrácsot nevezzük optimálisnak, amely minden szempontot figyelembe véve a legolcsóbb. Ennek meghatározása azonban igen sok, időben is változó tényező figyelembevételét jelentené. Meg kell tehát elégednünk azzal, ahogy a térrács-típusok elméleti súlyminimumát határozzuk meg. Ennek ismerete még akkor is hasznos lehet, ha nem pontosan a súlyminimumot adó szerkezeti kialakítást választjuk, ugyanis megbízható támpontot ad a szerkezet gazdaságosságára.

⁸ (TS-S30, 1988)

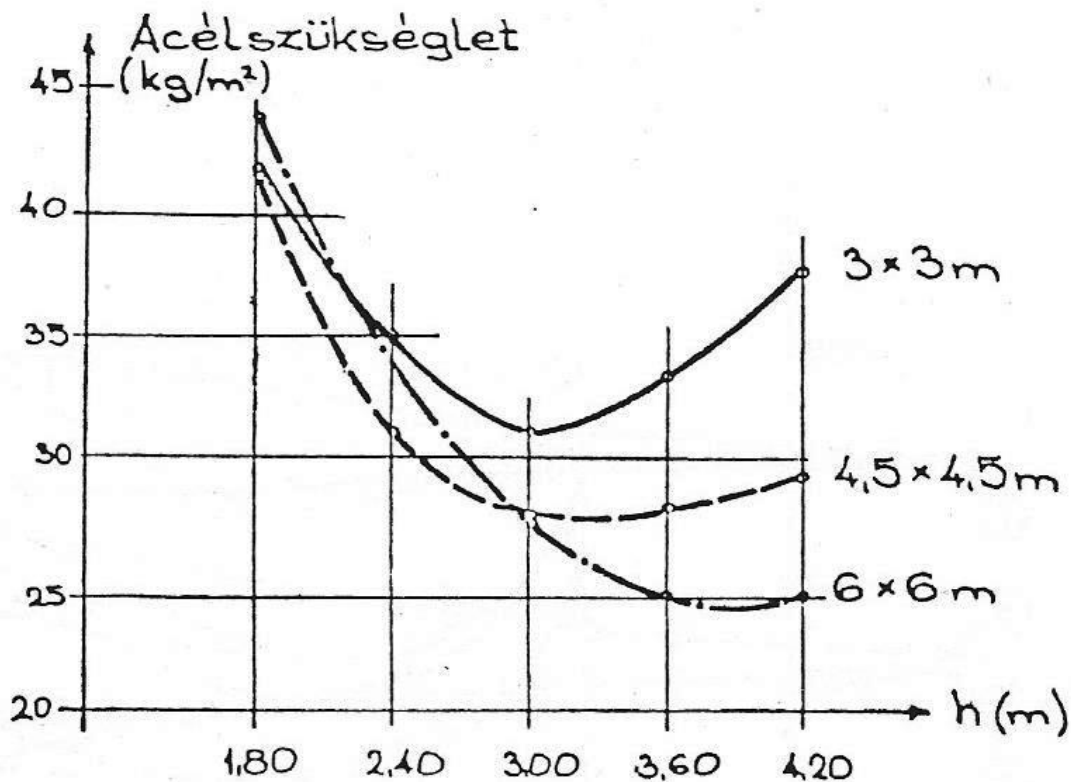
⁹ (Dr. Kollár & Dr. Hegedűs, 1985)

Jouanna P. és Motro R. 1975-ben publikált 'Optimisation de structures spatiales et application a des grilles a double nappe' című művükben foglalják össze eredményeiket. Vizsgálatuk során egyenletesen megoszló teherrel terheltek kéthéjú térbeli rácsos tartókat. A szerkezet 25,2m oldalhosszúságú volt, és négyzetes alaprajzú. A peremcsomópontok mindegyikét alátámasztották, és a szerkezetet megoszló teherrel terhelték. Vizsgálataik során a raszterávolságot nem változtatták meg, azonban többféle rácshálózat típushoz is meghatározták az optimális szerkezeti magasságot. A méretezési folyamat során minden alsó-, minden felső-, és minden összekötő rácsrudat azonos keresztmetszetűre vettek fel, így csak a legnagyobb igénybevételű rudat használták ki teljesen. Eredményeiket a 11. ábra mutatja.



11. ábra - Jouanna és Motro eredményei: a térrács súlya, a hálózat típusának, és övtávolságainak függvényében

1976-ban Frasunkiewicz és társai tanulmányukban a Motroék által állandóra vett rasztertávolság hatását vizsgálták. A négyzet felett eltoló négyzet típusú hálózatukhoz három különböző rasztertávolságú (3x3m, 4.5x4.5m, 6x6m) szerkezetet vizsgáltak. Három féle rúd-



12. ábra - Frasunkiewicz eredményei: rasztertávolság hatása a súlyoptimumra

keresztmetszettel dolgoztak, így meghatározva a súlyminimumot, és az optimális övsík-távolságot. Eredményeiket a 12. ábra foglalja össze.

A technika fejlődésével, és a számítógépes tervezés előtérbe kerülésével új utak nyíltak a kutatásokban is. Manapság már nem tekinthető nagy feladatnak, egy 3-4 ezer rúdból álló szerkezet analízise sem. Végeselemes szoftverek segítségével villámgyorsan kaphatóak igénybevételek, és méretezési eredmények szinte bármilyen szerkezetekre. Ezt a lehetőséget kihasználva készítettem el vizsgálataimat az eddigi eredményekre támaszkodva. Az eddigi kutatások alapján a következőket állapíthatjuk meg:

- 1.) A kéthéjú térbeli rácsos tartók viselkedése az ortotróp lemezekéhez hasonló, közelítő számításuk helyettesítő kontinuum modellel lehetséges.
- 2.) Az eddigi eredmények négyzetes alaprajzot tekintettek, ez az optimális alaprajzi alak.
- 3.) A rácsos tartóban keletkező igénybevételek nagyban függenek a rácshálózat típusától. A legkedvezőbb hálózati forma a „négyzet felett elforgatott négyzet” típus, de át-láthatósága, és könnyebb kivitelezhetősége okán a „négyzet felett eltoló négyzet” topológia is versenyképes.

- 4.) A térrács teherbírása legnagyobb mértékben az övsíkok távolságától függ. A két övsík képviseli a húzott, és a nyomott övet, míg az összekötő rácsrudak viselik az együttdolgoztatásból adódó nyíró igénybevételeket. A húzott és nyomott sík távolsága így a felvehető hajlítónyomatékot definiálja.
- 5.) A térrács teherbírása függ a rasztertávolságtól. Túl sűrű topológia esetén az összekötő rácsrudak túl nagy dőlésszögűek, így nem képesek megfelelő vízszintes terhek viselésére. Nagy rasztertávolság esetén a függőleges terheket nem képesek egyensúlyozni, és növelik a héjalás költségeit is.
- 6.) A megtámasztási viszonyokat eddig kvázi vonal mentén megtámasztottnak vették a kutatók, mivel minden alsó csomópontban megtámasztották a szerkezetet. Ez nem csak építészeti szempontból előnytelen, de növeli is a teljes szerkezet költségét.

Látható tehát, hogy a térbeli rácsos tartók teherbírása rengeteg paramétertől függ. Ezek teljes, kimerítő vizsgálata nagyon sok időt vesz igénybe. Éppen ezért az eddigi kutatókhoz igazodva nekem is bizonyos tervezési paramétereket előre definiálnom kellett.

5. Vizsgálati paraméterek

Vizsgálataim alatt a szerkezet végig négyzetes alaprajzú volt. Kezdetben 70m oldalhosszúságú térlefedést vizsgáltam, majd a legmegfelelőbb kialakításokat megvizsgáltam 100m, és 50m oldalhosszal is. A rácsnálót négyzet felett eltoltt négyzet típusúnak választottam meg.

Az övsíkok távolságát Jouanna és Motro kutatásai alapján $L/20$ és $L/15$ közé érdemes felvenni. Ez 70m-es fesztáv esetén 3,5m és 4,667m közé esik. Az aranyközéputat választva a vizsgálatok során a 70m-es fesztávú szerkezetek esetén az övsíkok távolságát 4,00m-re vettem fel. Frasunkiewicz kutatásait figyelembe véve határoztam meg ehhez képest a rasztértávolságot.

Optimális esetben az összekötő rácsrudak 30° - 60° -os szöget zárnak be az övsíkokkal, ekkor a leghatékonyabb az erőjátékuk. Legyen a szerkezeti magasság h , a rasztértávolság a , a rácsrudak vetülete az övsíkra x . Ekkor $h=4m$ esetén az alábbi összefüggések állnak fenn:

$$\frac{h}{x} = \tan 30^\circ \div \tan 60^\circ$$

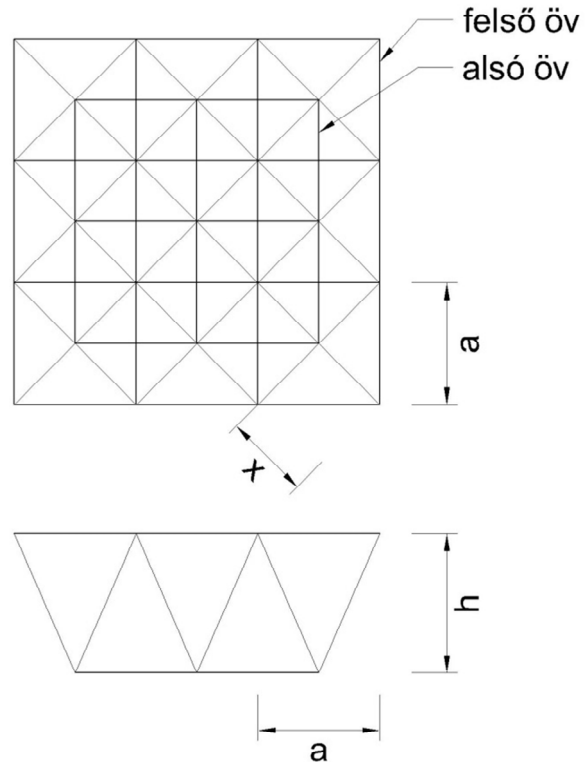
$$x = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot a$$

A két kifejezést összevonva:

$$\tan \frac{\pi}{6} \div \tan \frac{\pi}{3} = \frac{h}{\frac{\sqrt{2}}{2} a}$$

Ebből a rasztértávolság adódik:

$$a = \frac{1}{\tan \frac{\pi}{6} \div \tan \frac{\pi}{3}} \cdot \frac{h}{\frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{\sqrt{2} \cdot h}{\tan \frac{\pi}{4}} = 0,82h \div 2,45h$$



13. ábra - Rasztértávolság magyarázata

A legjobb hatásfok eléréséhez 45°-os dőlésszög szükséges:

$$a = \sqrt{2} \cdot h$$

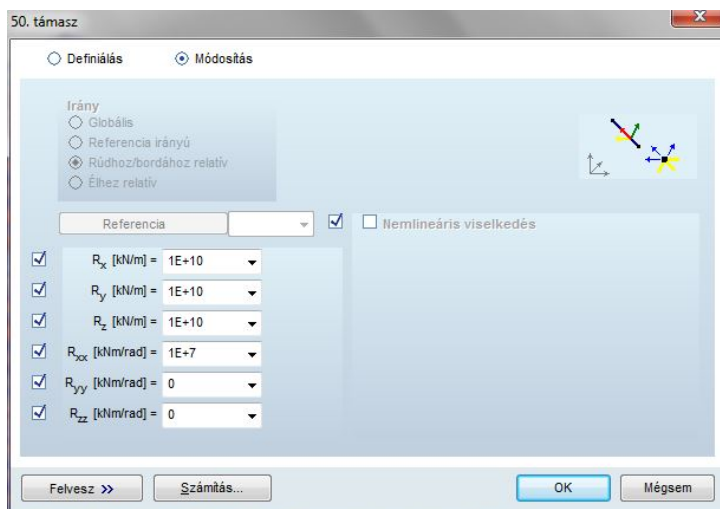
Természetesen ez egy elméleti érték, ezzel a nagysággal általában nem lehet kiosztani az adott fix fesztávot, így ehhez közeli értéket kell felvennünk, az előbb megállapított határokon belül. Vizsgálataim során így én 3,5m-es raszter-nagyságot használtam, mely a fesztáv 20-ad része. Később más fesztávok vizsgálatánál az arányokat megtartottam, és ugyanígy 20 raszter-osztást alkalmaztam a szerkezeteken.

A megtámasztási viszonyokat tekintve a jelen kor építészeti követelményeit tartottam szem előtt, úgy, hogy közben a statikai követelményeknek is megfeleljen a szerkezet. Építészünk a nyitott tereket, karcsú, elrejtett szerkezeteket kedveli. Ezzel szemben a térbeli rácsos tartók vonal menti megtámasztásokkal viselkednek megfelelően. A kettő közötti átmenettel, 3 raszterenként támasztottam meg a szerkezetet függőleges oszlopokkal. Így építészeti szempontból viszonylag szellős, 10,5m-es oszloptávolságokat kaptam, ami statikus szemmel nézve még viszonylag sűrűnek mondható ekkora fesztávon.

A méretezés során rúdcsoportokat hoztam létre. A felső övsík, az alsó övsík, és a rácsrudak kerültek így egy-egy csoportba, illetve a pontszerű megtámasztások miatt megnövekedett igénybevételű ún. támasz-rácsrudakat is külön méreteztem. A modellek többségében szereplő gerendák is külön szelvénycsoportban szerepelnek. Egyes modelleknél szükség volt az alsó övsíkon megjelenő nyomott rudak méretezési csoportját is megalkotni gazdaságos szerkezetek kialakításának érdekében.

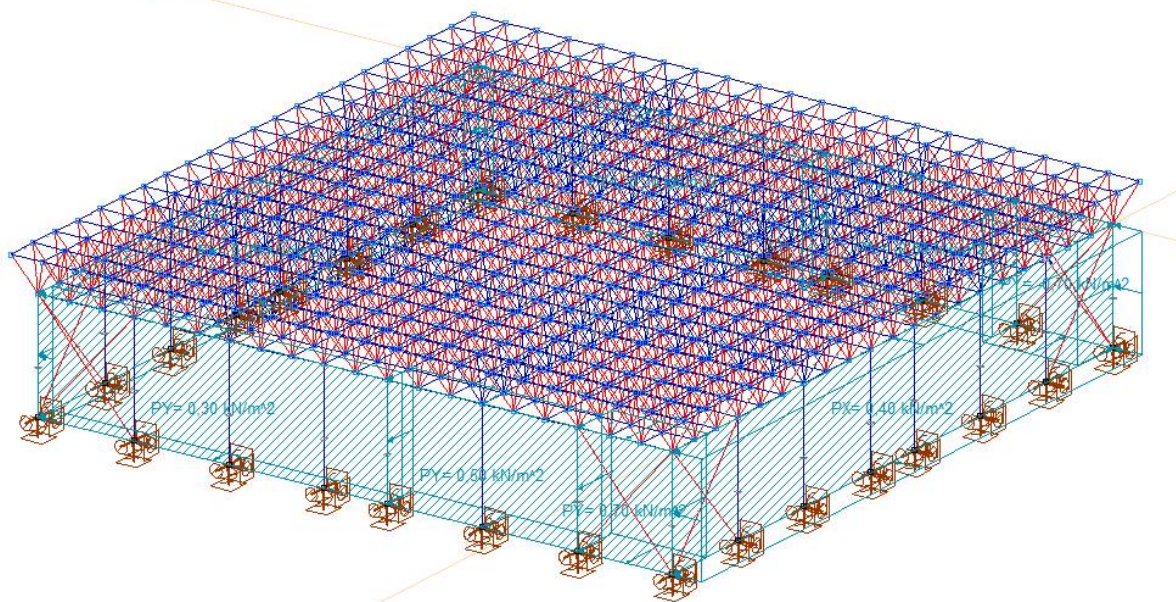
6. A végeelemes modellek

A különböző szerkezetek analizését az Axis VM 12 végeelemes program segítségével végeztem el. A szerkezet tengelyvonalas geometriáját először AutoCAD programban készítettem el, melyet .dxf formátumban importáltam a végeelemes szoftverbe. A kéthéjú térbeli rácsos tartó rúdjai közül az övrudak mind rúdelemek, az összekötő rudak pedig rácsrúd elemek. Erre azért volt szükség, hogy az övrudak tengelyére merőlegesen



15. ábra - Csuklós rudak csomóponti merevsége

érkező terhelést szét lehessen oszlatni, míg az összekötő rudakra nem jut tengelyiránytól különböző terhelés. Minden rúd és rácsrúd csomópontja csuklós-csuklós kialakítású. Anyaguk S355 szerkezeti acél. Az alátámasztást 12m magas oszlopok biztosítják, melyek alsó pontjukon szintén csuklós megtámasztásúak, elmozdulás ellen 10^{10} kN/m merevségű, tengelyirányú elcsavarodás ellen 10^7 kN/rad merevségű támaszokkal (15. ábra). Anyaguk C30/37 minőségű vasbeton, keresztmetszetük négyzetes szelvény. A szerkezet vízszintes terhek elleni ellenállását a merevítőrendszer biztosítja, mely a szerkezetek sarkainál elhelyezett Andráskereszt-merevítésekéből áll. Anyaguk S460 acél, keresztmetszetük HEA120-as szelvény, mely csuklósan kapcsolódik a vasbeton oszlopok aljához, és tetejéhez. A merevítőrendszer elemei túlméretezettek, hogy megfelelő vízszintes merevséget biztosítsanak a szerkezetnek.



14. ábra - A teljes szerkezet statikai váza, a rá ható szélteherrel

Az egyik modell teljes statikai váza látható a 14. ábrán.

A vizsgált szerkezetekre kezdetben szabványos terheket hattattam. A szerkezet önsúlyát a vizsgálat teljes ideje alatt a végeelemes program generálta. Ehhez adtam hozzá minden csomópontban egy 0,1kN nagyságú pontszerű, függőlegesen lefelé mutató terhet, mely a csomópontokban a kapcsolóelemek súlyát modellezi. Az önsúly-jellegű állandó terhekhez tartozik még egy 1kN/m² nagyságú, rétegrendeket képviselő terhelés a felső övsíkon; és egy 0,5kN/m² nagyságú, szintén felületen megoszló teher, mely a gépészet terheit reprezentálja az alsó övsíkon. Parciális biztonsági tényezőiket 1,35-re vettem fel. Az esetleges terhek közül a meteorológiai terhekkel számoltam. A hóteher értéke szabvány szerint lapostetőkön Magyarország területén 1kN/m²-re vehető fel, így én is ekképpen jártam el. Ekkora méretű, és ilyen geometriájú tetőszerkezeten a féloldalas hóteher előfordulása igen csekély (az uralkodó szélirány fellépése esetén sem tud a hőtömeg meghatározó nagyságban feltorlódni a tető egyik felén), így ezt elhanyagoltam a vizsgálatok során. A szélterheket az oldalfalakra az EuroCode 1 vonatkozó fejezete szerint kiszámítottam, így 0,7kN/m², 0,5kN/m², és 0,3kN/m² nagyságú terheket osztottam szét a megfelelő oszlopok között. A tetőre ható szélteher ilyen geometria esetén főként szélszívás, vagy csekély mértékben szélnyomás lehet. Ezt a szélszívást a biztonság javára tett közelítés képpen elhanyagolhattam, a csekély mértékű szélnyomással való számítást pedig annak a többi teherhez képest nagyságrendbeli eltérése miatt hagytam el. A számított szélterhet ezek után mindkét irányban (x és y) modelleztem a szerkezetre. A meteorológiai terhek parciális biztonsági tényezője 1,5 kiemelt teher esetén, 1,05 általában. Rendkívüli terhek közül a rendkívüli hóterhet modelleztem a teljes tetőszerkezeten, 2kN/m² megoszló teherként a felső övsíkon. Továbbá a vizsgálatok kezdetén szabványos földrengésterhet is generáltattam a programmal a rácsos tartóra, azonban mivel az acél térbeli rácsos tartó könnyűszerkezetnek tekinthető, nincsenek nagy magasságban meghatározó tömegek, így a szerkezet nem földrengés-veszélyes, hatására nem keletkeznek mértékadó igénybevételek a vizsgált szerkezeti elemekben (ráadásul ezt a hatást a merevítőrendszer elemei veszik főként fel). A későbbiek során tehát a futtatási idők megrövidítése érdekében a földrengés-hatásokkal nem számoltam. A rendkívüli terhek parciális biztonsági tényezői 1,0, melyek mellett egy kiemelt meteorológiai teher szerepelhet karakterisztikus értékkel. A teherkombinációkat kézzel állítottam össze, kizárva ezzel a program által generált sok, fizikailag nem releváns teherkombinációt is. A teherkombinációk között szerepelnek a teherbírasi állapothoz, és a használhatósági határállapothoz tartozó teher-párosítások is.

A vizsgálatok során lineáris statikai számításokat kértem a programtól. Ezt azért tettem meg, mert a kéthéjú térbeli rácsos tartók nem érzékenyek a geometriai változásokra. Az egyes elemekben kevés többlet-igénybevétel keletkezik másodrendű hatásokból. Továbbá nem használtam a modellben nem lineáris elemeket, ezért indokolatlan volt a nemlineáris számítások futtatása. Így még tovább tudtam rövidíteni a futási időket, melynek hasznát vettem a sok modellfuttatás során.

Az Axis VM 12 már tartalmaz acélszerkezet-tervező modult is. Ennek előnyeit kihasználtam a méretezés során. A méretezést segítő modulban azonos tulajdonságú elemeket lehet egy csoportba rendezni. Az egyes elemcsoportokat ezután megadott teherállásra (esetemben a mértékadó igénybevételekre) előre beállított paraméterek alapján, vagy szelvény-

bank segítségével lehet méretezni. A méretezés része a szelvény-optimalálás, melyben legkisebb átmérőre, vagy legkisebb súlyra való törekedéssel lehet a szerkezeti elemeket gazdaságosabbá tenni. A méretezés során szilárdsági- és stabilitási vizsgálatokat, valamint ezek interakcióját végzi el a program. Az egyik szerkezeti elem esetében ezt ellenőriztem is, melyet a mellékletek között lehet megtalálni 'M1 – Acélszerkezeti elem ellenőrzése' jelzéssel. A méretezés az EuroCode vonatkozó fejezetinek megfelel. Mivel a térbeli rácsos tartó nem hierarchikus szerkezet, így méretezése egy iterációs folyamat, egy lépésben nem végezhető el. A szelvényoptimalálást minden esetben újabb statikai számítás követi, majd újabb optimalálás. A méretezés 3-4 iterációs lépés után tekinthető jónak.

7. A vizsgálati program

Vizsgálataim során több mint 60, az előző fejezetben leírt tulajdonságokkal bíró modellel építettem fel, végeztem rajta statikai analízist, méreteztem és optimaláltam a szelvényeit. A vizsgálatok kezdetén a 70x70m alaprajzi nagyságú, 4m szerkezeti magasságú, 3,5m rasztértávolságú, „négyzet felett eltolt négyzet” hálózati topológiájú szerkezetből készítettem egy referenciamodellt. Ebben a modellben a felső- és az alsó övrudak szelvénye megegyezett, és az összekötő rácsrudak, illetve a támaszok környéki rácsrudak kaptak ezektől eltérő szelvényeket. Ez a kiindulási modell adott viszonyítási alapot a később felépített szerkezetek értékeléséhez.

Falvastagság [mm]	5,0	7,1	10,0	12,5	16,0	25,0
Külső átmérők [mm]	38,0	60,3	82,5	114,3	139,7	355,6
	42,4	63,5	88,9	121,0	152,4	368,0
	44,5	70,0	95,0	127,0	159,0	406,4
	48,3	76,1	101,6	133,0	168,3	
	51,0		108,0		177,8	
	54,0				193,7	
	57,0				219,1	
					244,5	
					273,0	
					298,5	
					323,9	

16. ábra - Szelvénybank

A méretezés során egy előre meghatározott szelvénybankból gazdálkodtam, melyben a hegeszthetőségre való tekintettel kis falvastagságú ROR csőszelvények kaptak helyet. A teljes szelvényválaszték a 16. ábra táblázatában tekinthető meg.

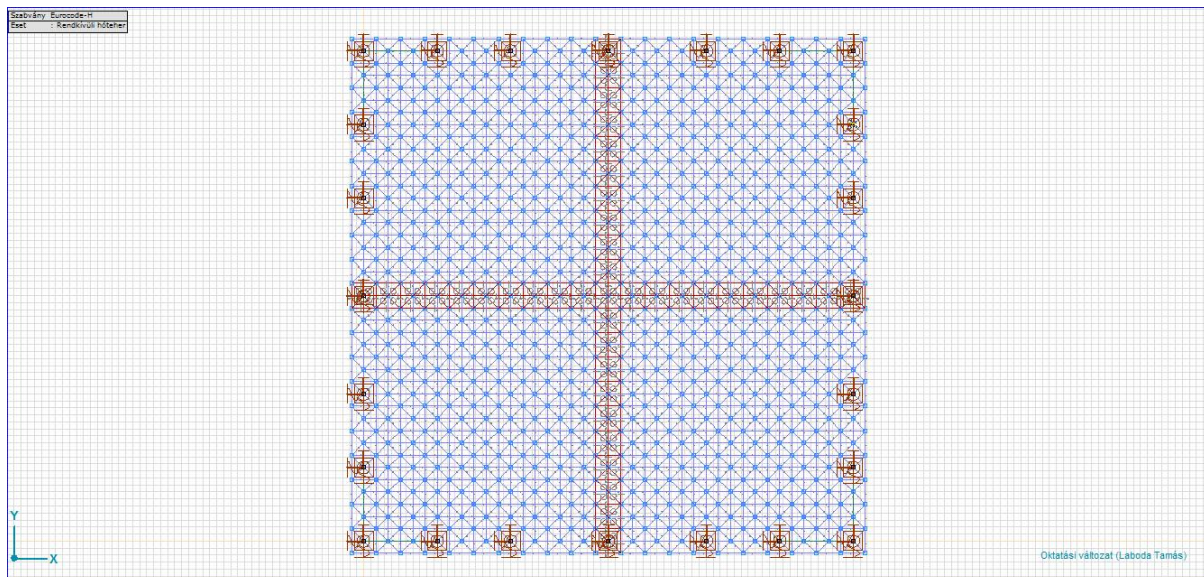
7.1. Eltérő övrudak

A méretezések viszonylag korai szakaszában világossá vált számomra, hogy az alsó övrudak végig húzóttak, míg a felsők nyomottak lesznek. Ekkor a felső övrudak kis relatív karcsúságuk miatt kihajlásra fognak tönkremenni, míg az alsó övrudak szilárdsági tönkremenetelt szenvednének. Mivel a rudak egyforma keresztmetszeti tulajdonságokkal rendelkeztek, csak a felső öv elemei voltak kihasználva, az alsók nem. Így a felső- és alsó övrudak eltérő méretezési csoportba kerültek a további számítások során.

7.2. Erősítő gerendák

Már a diplomamunkám során felmerült a kérdés, hogy a szerkezeteket hogyan lehetne gazdaságosabbá tenni. Ennek egyik megoldására egy rejtett erősítő gerenda beépítése lehet megoldás, így ezt az esetet vizsgáltam főként. Az erősítő gerendák minden esetben a vasbeton oszlopokra támaszkodnak fel, a bennük szereplő rudak csomópontjai befogottak, és mind az öv-, mind a rácsrúdjaik megegyező szelvényűek. Úgy véltem, hogy ha egyre nagyobb merevségű erősítő gerendákat építek a szerkezetbe, akkor ezek a nagyobb merevségű elemek „magukra vonzzák” a terheket, így a többi rúdelem szelvénye csökkenthető. A két szerkezeti rész súlya így ellentétesen változik, és megállapítható lesz egy optimális, azaz legkisebb súly. Az erősítő gerendák minden esetben a térrács rúdjaiból megfelelően kiválasztott háromöví rácsos tartók voltak.

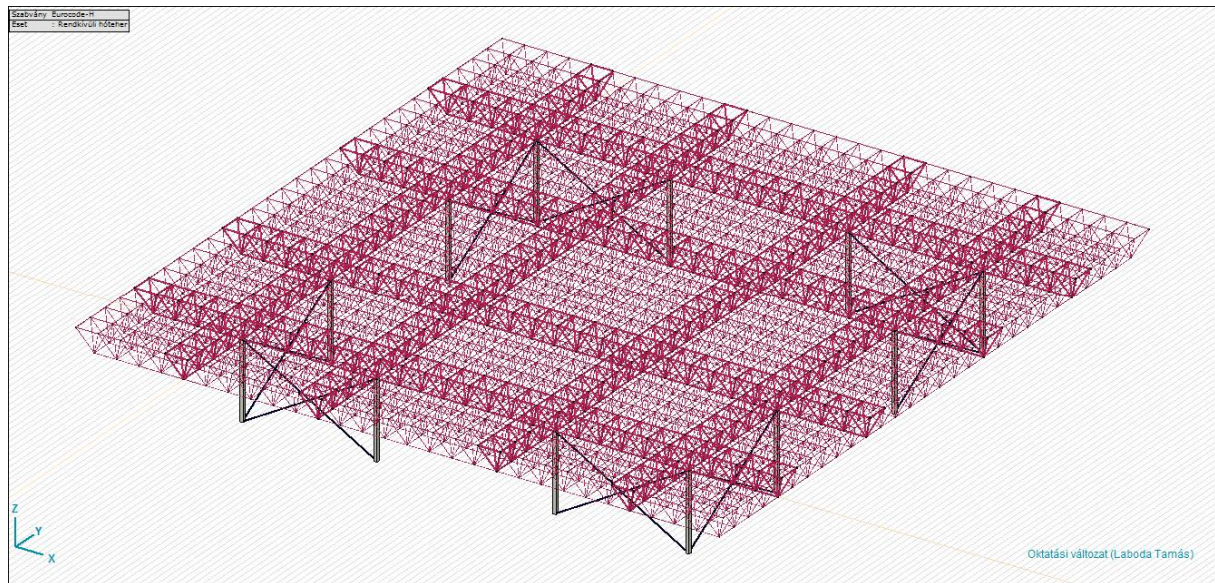
A vizsgálatok során először egy, középen elhelyezkedő erősítést modelleztem a 17. ábrán látható módon. Később megvizsgáltam két, majd három, nagyjából a harmad- és negyed-pontokban elhelyezkedő gerenda hatását is. A vizsgálatokat elvégeztem csak egy irányban, és két irányban megerősített szerkezetekre is.



17. ábra - Egy erősítő gerenda mindkét irányban - felülnézet

7.3. Peremgerenda és túlnyújtott szerkezet

Harmadik lehetőségként a peremgerenda hatását vizsgáltam meg, viszonylag sűrű alátámasztások esetén, majd nagyobb oszloptávolságok alkalmazásával is. Ezzel párhuzamosan (mivel a peremgerendák nem segítettek lényegesen a szerkezet erőjátékában) a térbeli rácsos tartót túlnyújtottam az oszlopok vonalán, létrehozva így a 18. ábrán látható konzolos szerkezeti részt. Mivel az oldalain vonalmentén csuklós megtámasztással rendelkező lemez elmozdulásai a kifeszített lepedőhöz hasonlóak, megpróbáltam ezt a fajta deformációt ellensúlyozni. A szerkezet középső mezijében ható terheket a peremgerendán túl, a kinyúló részen ható erők ellensúlyozzák. Akkori elképzeléseim szerint (melyek később bebizonyosodtak) ennek a túlnyúló konzolos résznek a megfelelő megválasztásával javítható a szerkezet gazdaságossága.



18. ábra - Peremgerendán túlnyújtott térrács

7.4. Fesztáv nagysága

Végezetül az eddigi legjobb eredményekkel bíró kialakításokat megvizsgáltam más fesztávokon is, így 50x50m alaprajzú, és 100x100m oldalnagyságú modelleket is készítettem. Ezen modellek szerkezeti magassága 3m és 6m volt, raszterávolságuk 2,5 és 5m-re adódott az eredeti 70x70m-es szerkezet arányos nagyítása alapján. Ezen modellek segítségével tudtam az eredményeimet összesíteni, a kapott arányokat, megállapításokat pontosítani, illetve megfelelő trendeket megállapítani, visszacsatolást készíteni az eddig elvégzett kutatásokhoz.

8. Eredmények kiértékelése

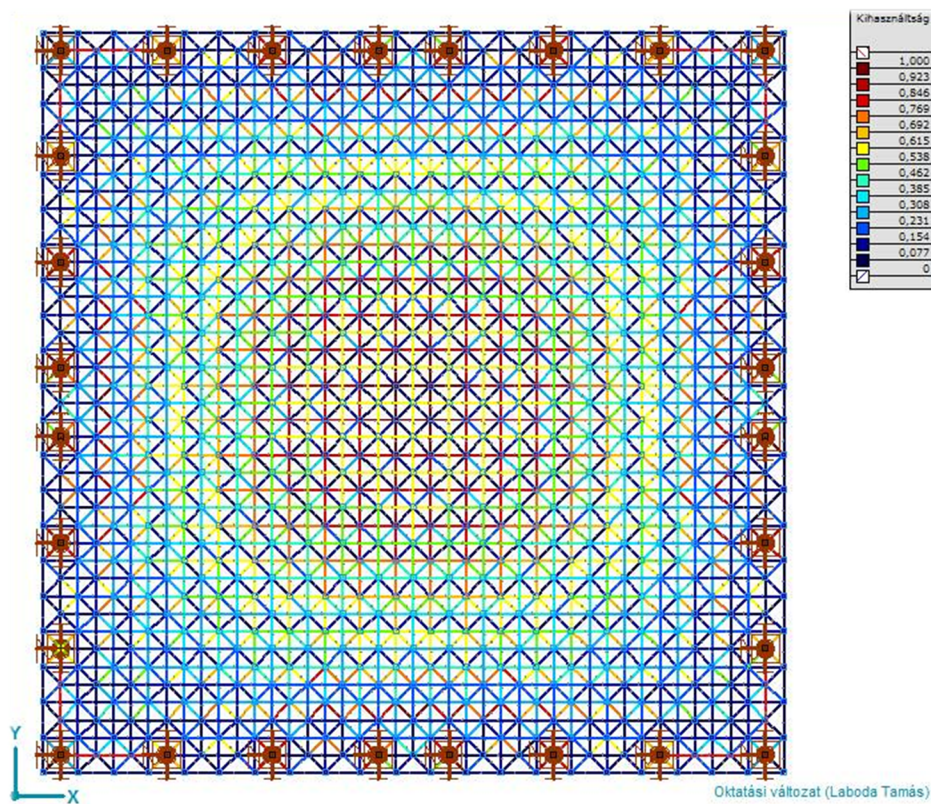
Az eredmények kiértékelésére Excel-táblázatokat, és diagramokat használtam. Az egyes modellekből kiemeltem a különböző méretezési csoportok szelvényeit maximális kihasználtságukkal együtt, a szerkezet maximális függőleges elmozdulását, és az acél térbeli rácsos tartószerkezet súlyát. Az összehasonlítás alapját, a súly, mint gazdaságosságot mérő mennyiség adta, de sok esetben az elmozdulásokat is számba kellett vetni.

Az első, referenciaként használt modell esetben az alsó és felső övrudak 168,3x16,0, a rácsrudak 101,6x10,0, a támaszrudak 127,0x12,5 csőszelvényekkel feleltek meg gazdaságosan. Maximális kihasználtságuk 90% fölére adódott. A szerkezet tetőponti lehajlása 163,68mm-es a mértékadó terhelési állapotban. A vizsgált tartószerkezet 560,86 tonna súlyú, mely 114,46 kg/m² értéket képvisel. Ez viszonylag magas érték, melyet a későbbiekben csökkenteni tudtam.

8.1. Eltérő övrudak

Az eltérő szelvényű övrudak, mint ahogy már a 7.1. fejezetben is taglaltam, a felső övrudak stabilitásvesztési jelenségéből kifolyólag tehetik könnyebbé a szerkezetet. A modellek között „jav” jelzéssel ellátott fájlok mindegyike ilyen, eltérő övszelvényű szerkezeteket

tartalmaz. Ezek a szerkezetek jóval könnyebbek azonos szelvényű társaiknál. A 70x70m-es fesztávon, a referenciamodellel azonos kialakítás esetén a felső övrudak szelvénye, a rácsrudak és a támaszrácsrudak szelvényei megmaradtak rendre 168,3x16,0, 101,6x10,0, 127,0x12,5 csőszelvények. Az alsó övrudakat le lehetett csökkenteni 133,0x12,5 méretű szelvényekre (az eredeti 168,3x16,0 helyett). Ezzel a csökkentéssel a szerkezet súlya 500 tonna alá esik, 493,48 tonnára. Ez négyzetméterenként 101,71kg acélmennyiséget jelent. A javulás mértéke ekkor 12%. A súlykönnyítést azonban nem tehetjük meg büntetlenül, a teljes szerkezet merevsége ekkor csökken, mely az elmozdulásokban mutatkozik meg. Használhatósági határállapotban ekkor már 200,11mm a tetőponti lehajlás, mely az eddigi 163mm-hez képest 22,7%-os növekedés. Ez az érték azonban még igen jónak mondható, tekintve, hogy kielégíti a gerendák és lemezek esetében alkalmazott L/300-as (70m fesztáv esetén 230mm) javaslatot.



19. ábra - 70x70x4-3,5-jav - kihasználtsági ábra

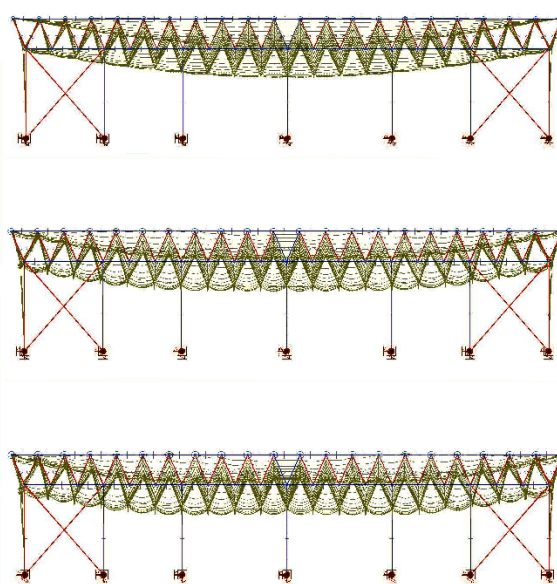
a módszerrel egy rúdhosszakra normált kihasználtsági értéket kaptam, mely segítségével rangsort állíthattam fel két hasonló súlyú szerkezeti kialakítás között. Míg a referenciamodelnél ez az érték 32,24%, addig az eltérő övszelvényű referenciamodellel esetében ez 34,75%. Ez utóbbi jól látható a végeelemes szoftver ábráján is, ahol a kissé kihasznált elemek kék, a jól kihasznált elemek piros színnel látszódnak a 19. ábrán. A szerkezeti elemek többsége jól láthatóan alig van kihasználva, de láthatóak a kritikus helyeken jól kihasznált rudak is. Ilyenek a támaszok környéki rácsrudak, melyek nyírással viszik át a terheket az oszlopokra, illetve a mezőközépen elhelyezkedő övrudak, melyek erőpárja adja a nyomatéki teherbírást. Látható, hogy több méretezési csoport definiálásával a kihasználtságok növelhe-

Az összehasonlítások során még egy számított értéket vizsgáltam, mely a csoportos méretezés okozta hibákat veszi számításba. Ez a rudak átlagos kihasználtsága. Mivel a szerkezetekben kétféle hosszúságú rúd található meg, a precizitás érdekében az egyes rudak kihasználtságát a rúd hosszával súlyozva átlagoltam. Ezzel

tőek. Egyúttal vigyázni kell arra is, hogy a túl sok különböző méretű rúd beépítése növelheti a gyártási költségeket, és az építési időt is. Ráadásul további könnyítések esetén a lehajlások tovább nőnek, így a szerkezet már nem fog megfelelni a vele szemben támasztott elmozdulási követelményeknek. Belátható azonban, hogy ez csak ennél a referencia modellnél kérdéses, a többi szerkezeti kialakítás esetén az elmozdulások az itt számított 200mm töredékére esnek vissza.

8.2. Erősítő gerendák hatása

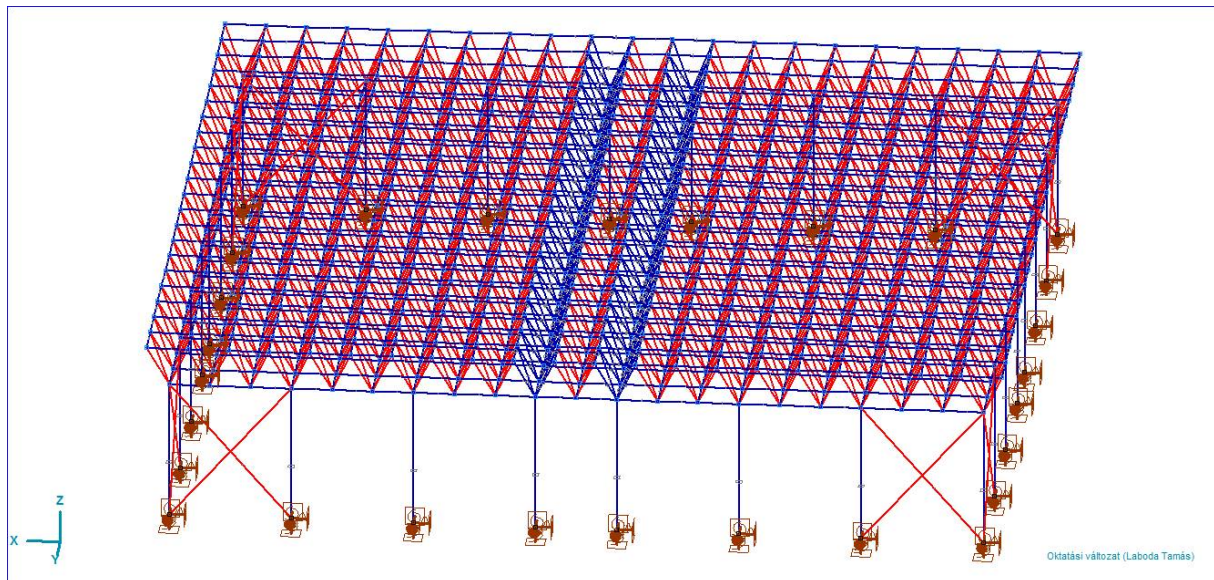
Első lépésben egy-egy rejtett erősítő gerendát építettem a modellbe. A gerenda merevségének (azaz szelvény keresztmetszetének) növelésével azonban a többi rácsrúd mérete nem csökkent. A gerenda rúdjai ekkor már 406,4x25,0 csőszelvényből álltak, azonban a többi rúdelem szelvényét még mindig nem tudtam számottevően csökkenteni, a gerenda súlya miatt pedig a teljes szerkezet tömege is egyre nőtt. Ebből azt a következtetést vontam le, hogy a beépített egy-egy gerenda merevsége nem elegendő ekkora fesztávon. Meg kellett azonban keresni azt a merevség-növekményt, amelynél már érezhető a gerenda pozitív hatása. Ezt a további merevségnövekedést a rugalmassági modulus növelésével értem el. Készítettem modelleket kétszeres, ötszörös, és tízszeresére növelt gerenda rugalmassági modulussal is. Már az alakváltozási ábrákból is láthatóvá vált ekkor az erősítés hatása, melyet a 20. ábra mutat be. Kétszeres rugalmassági modulus alkalmazásánál a szerkezet még nem reagál számottevően, ötszörös esetben már jól látható a gerendák deformáció csök-



20. ábra - Erősítő gerenda hatása a függőleges elmozdulásokra

kentő hatása, a rugalmassági modulus tízszeresére való növelés esetén pedig egyértelműen látszik, hogy a szerkezet mértékadó elmozdulásai már nem mezőközépen jönnek létre, tehát a gerendák további merevség-növelése nem járul hozzá számottevően a szerkezet többi részének erőjátékához, hiszen a mértékadó részek ekkor már nem a mezőközépen elhelyezkedő rudak. A rugalmassági modulus növelésével az egyes rudak egyre több igénybevételt vonzanak magukra (hiszen a statikailag határozatlan szerkezetek elemei merevségük arányában viselik a terheket), így az eddig használt ROR 329,7x25,0 szelvények már nem feleltek meg szilárdsági tönkremenetelre (a rugalmassági modulus növelése nem járt együtt az anyagmodellben a folyáshatár növelésével). Így a szelvények keresztmetszeti területét is meg kellett növelnem, a teherbírási határállapotban megfelelő ROR 660,0x20,0, ROR 916,0x30,0, és ROR 1016,0x30,0 szelvényeké 3-6-szorosa az eredetileg használt szelvényekhez képest. Mindezeket összegezve, ekkor úgy tűnt, hogy a megfelelő EA merevségi arány az övek és gerendák között 5-10-szeres különbség körülire tehető.

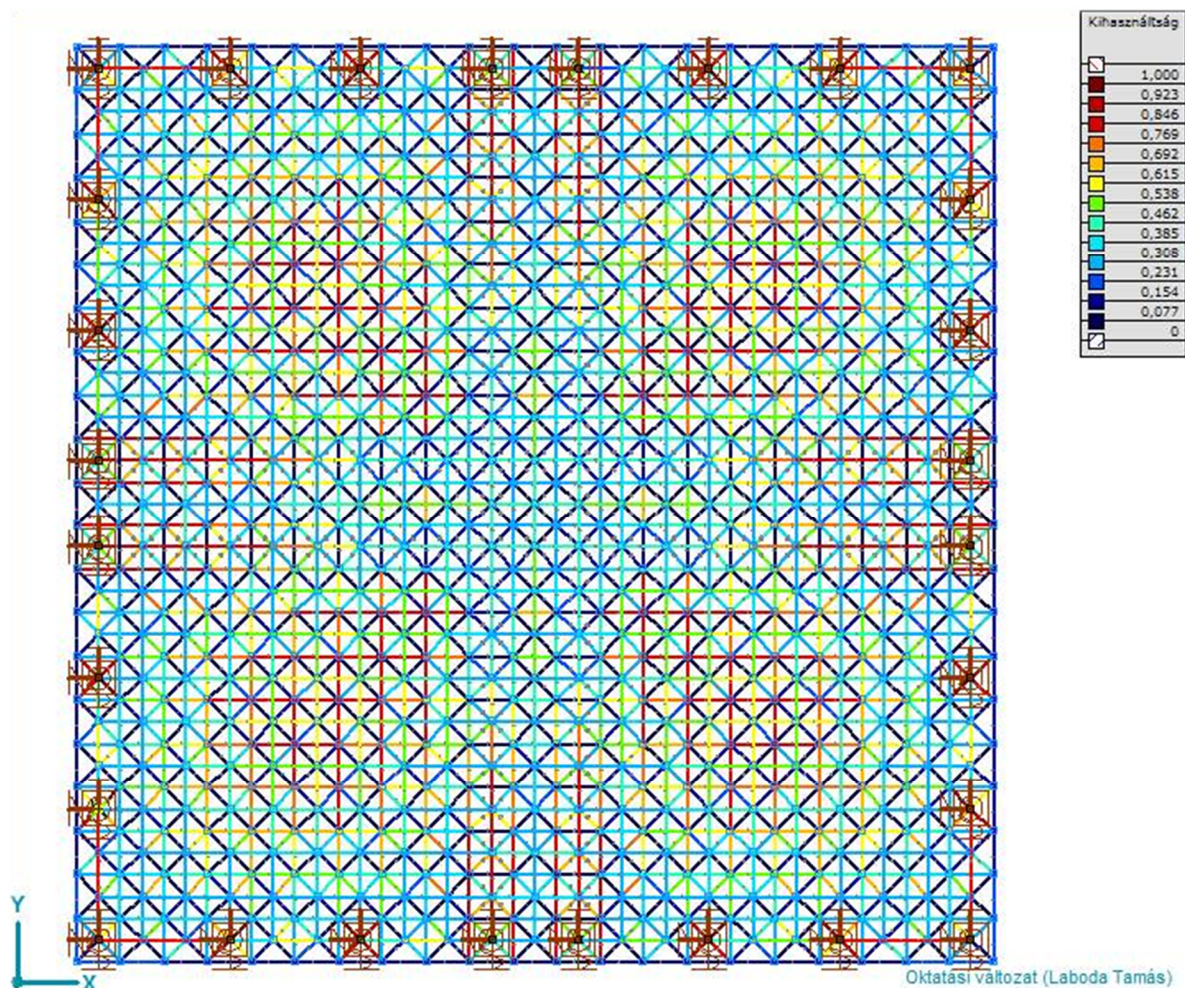
Mivel egy erősítő gerenda beépítésével (melynek valós anyagminősége, és ésszerű korlátok közti mérete van) nem tudtam megfelelő merevséget kialakítani, kénytelen voltam megkettőzni az erősítést. Így született meg a 21. ábrán látható statikai váz. Ebben a szerkezeti kialakításban az épület oldalának közepén a vasbeton oszlopot megkettőztem úgy, hogy a szerkezet szimmetriáját ne bontsam meg. Mindkét oszlopra egy-egy gerendát támasztottam fel, melyeket nem rögzítettem egymáshoz mereven kapcsolódó rudakkal, hanem csak a térbeli rácsos tartó csuklós rúdjaival kötöttem össze. Ennek a kialakításnak az az előnye, hogy a két gerenda egymástól függetlenül szállítható, szerelhető. Csak a helyszínen kell őket az összekötő rudakkal együttdolgozóvá tenni, hegesztett kapcsolatok híján szerelő jelleggel. Ebben a szerkezeti változatban is vizsgáltam egyirányú és kétirányú erősítést is. A szerkezeteket kezdetben megegyező övrudakkal, később eltérő merevségű övsíkokkal is vizsgáltam. A gerenda rúdjaiknak keresztmetszetét az eredeti ROR 168,3x16,0-ról fokozatosan, egészen ROR 355,6x25,0 csőszelvényig növeltem. Minden modell maximális elmozdulását, és súlyát



21. ábra - Megkettőzött mezőközépi gerenda

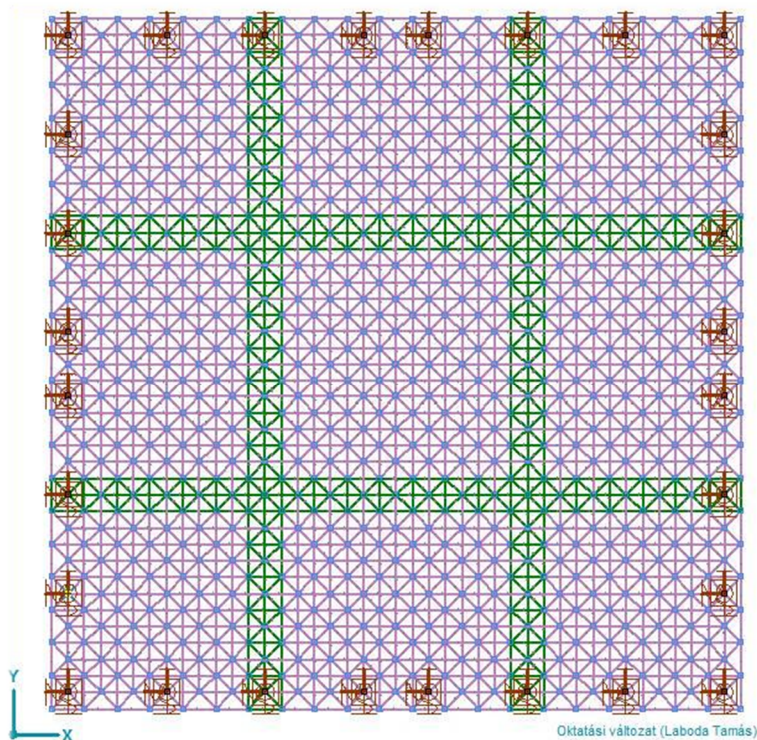
rögzítettem, az egyes rúdcsoportok maximális kihasználtságával együtt. A maximális kihasználtságok minden esetben 70% fölöttiek, de legtöbb helyen elérik a 90%-ot. A szerkezetek súlya 490t0 és 625t0 között mozgott, tetőponti lehajlásuk 69mm és 158mm közötti értékeket vesz föl a számítások szerint.

Jól láthatóan a tetőszerkezet súlyát tekintve nem sikerült gazdaságosabb szerkezetet létrehozni, mivel az eltérő övmerevségű referenciamodell súlya is 493t-ra adódott. A függőleges elmozdulásokat viszont sikerült redukálni, a 200mm-es referencia modellben számított értékhez képest felére, harmadára csökkentek ezek a mutatók. Ez azt jelenti, hogy amennyiben több méretezési csoportot készítünk a szerkezeten belül, és tovább csökkentjük a szerkezet súlyát - ezáltal annak merevségét - a megnövekedő elmozdulások is meg fogják felelni a használhatósági határállapotok által támasztott igényeknek. A gerendák beépítésével a szerkezet többi rúdeleme egyenletesebb terhelést kap, nincsenek kimagaslóan nagy igénybevételek, nagy különbségek a rúdelemek között, így egyetlen méretezési csoporttal is gazdaságosabb tervezést lehet megvalósítani. A 22. ábra is ezt igazolja, melyen lényegesen több



22. ábra - 70x70x4-3,5-1+1ger-erő2 - szerkezeti elemek kihasználtsága

vörös, és kevesebb kék színnel jelzett (azaz jól-, és kissé kihasznált) elem látható. Ennek a szerkezeti kialakításnak a számszerűsített eredményei, melyeket a 9. fejezetben összesítünk, meglepően jók.



23. ábra - 2+2 gerenda statikai váza

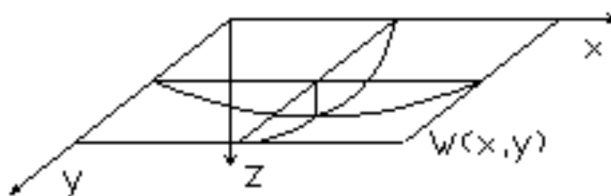
Következő lépésben a meglévő két gerendát széthúztam a szerkezetben, hogy a fesztáv harmadoló pontjaiba essenek. Így a tartót globálisan tekintve két-két gerendát építettem be mindkét teherviselési irányban, azonban ezek kisebb merevséggel bírnak. Ez a kialakítás látható a 23. ábrán. Mivel a gerendák összes súlya így megegyezik az 1+1 gerendás esettel, csupán a térrács többi elemének súlya és kihasználtsága adja a szerkezet gazdaságosságának mutatóját. A számításokat egy- és kétirányú gerendákkal, egyező- és eltérő merevségű övcsikkokkal is elvégeztem, ROR

177,8x16,0 és ROR 323,9x16,0 közötti szelvényméretű gerendák esetére. A számítások alapján ezzel a kialakítással a tartószerkezet súlya 489to és 626to között változik, maximális függőleges elmozdulásuk mezőközépen 81mm-től 190mm-ig terjedő intervallumba esik. Az egyes rúdcsoportok maximális kihasználtsága 85-90% körüli.

Következő lépésben már három gerendát helyeztem el a szerkezetben. Így a 20 rászter-osztásos térrácsban már 5 egység képviselt erősítést: a két szélső oszlopokkal megtámasztott rászter, és a belső három gerenda. A teljes szerkezet így már inkább egy gerendarácsból és közük befüggesztett rudakból álló tartószerkezetként definiálható, az erősítésekkel javított térbeli rácsos tartóval ellentétben. A szerkezet 3528 rúdeleméből ekkor már 1480 db (majdnem a fele) volt gerendaelem. Ezeknek az elemeknek a megnövelt keresztmetszete miatt nagy súlya van, és ezt a súlytöbbletet nem tudják kiegyenlíteni a könnyebb befüggesztett rudak. Ez a szerkezeti kialakítás tehát már nem gazdaságos.

8.3. Peremtartó és a konzolos túlnyújtás hatása

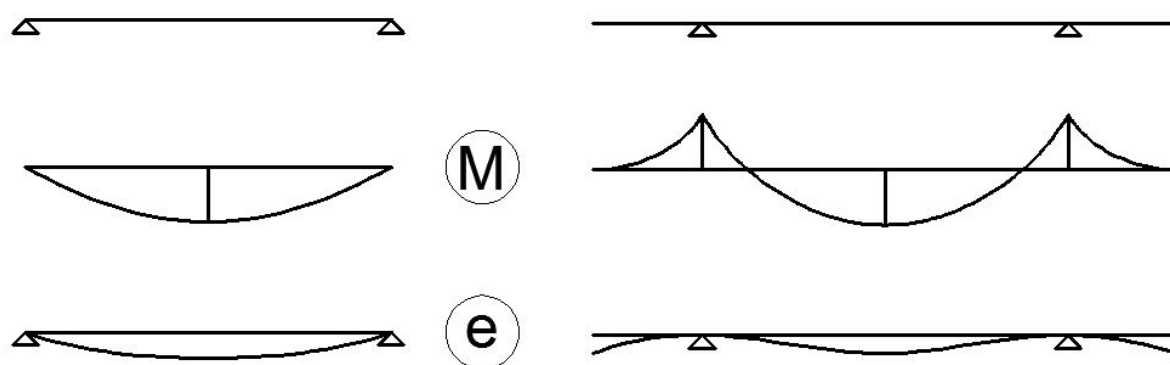
A 2+2 gerendával készült modelleket elkészítettem olyan konstrukcióban is, melyeknél a gerendákkal megegyező szelvényű peremgerendát helyeztem el a tartó széle mentén. Sajnos ez a peremgerenda nem tudott javítani a szerkezet erőjének. Az általam vá-



24. ábra - Lemezek függőleges elmozdulási ábrája

lasztott kialakításban ugyanis az oszlopok elég közel helyezkednek el ahhoz, hogy a rácsos tartó megtámasztását kvázi vonal menti alátámasztásként lehessen figyelembe venni. Míg a 4. fejezetben bemutatott eddigi kutatásokban a térrács minden alsó csomópontját alátámasztották - így modellezve a vonal menti megtámasztást - elégséges lett volna csak minden harmadik raszterben alátámasztani a szerkezetet. Az oszlopok sűrűségének vizsgálata olyan építészeti kérdéseket is felvet, melyek átszámítása pénzügyi mennyiségekre nagyon nehéz, vagy szinte lehetetlen, így ezt nem vizsgáltam a továbbiakban.

A négy oldalán csuklósan megtámasztott, négyzetes alaprajzú, megoszló erővel terhelt, mindkét irányban teherelölő lemezek függőleges elmozdulási alakját a 24. ábra mutat-

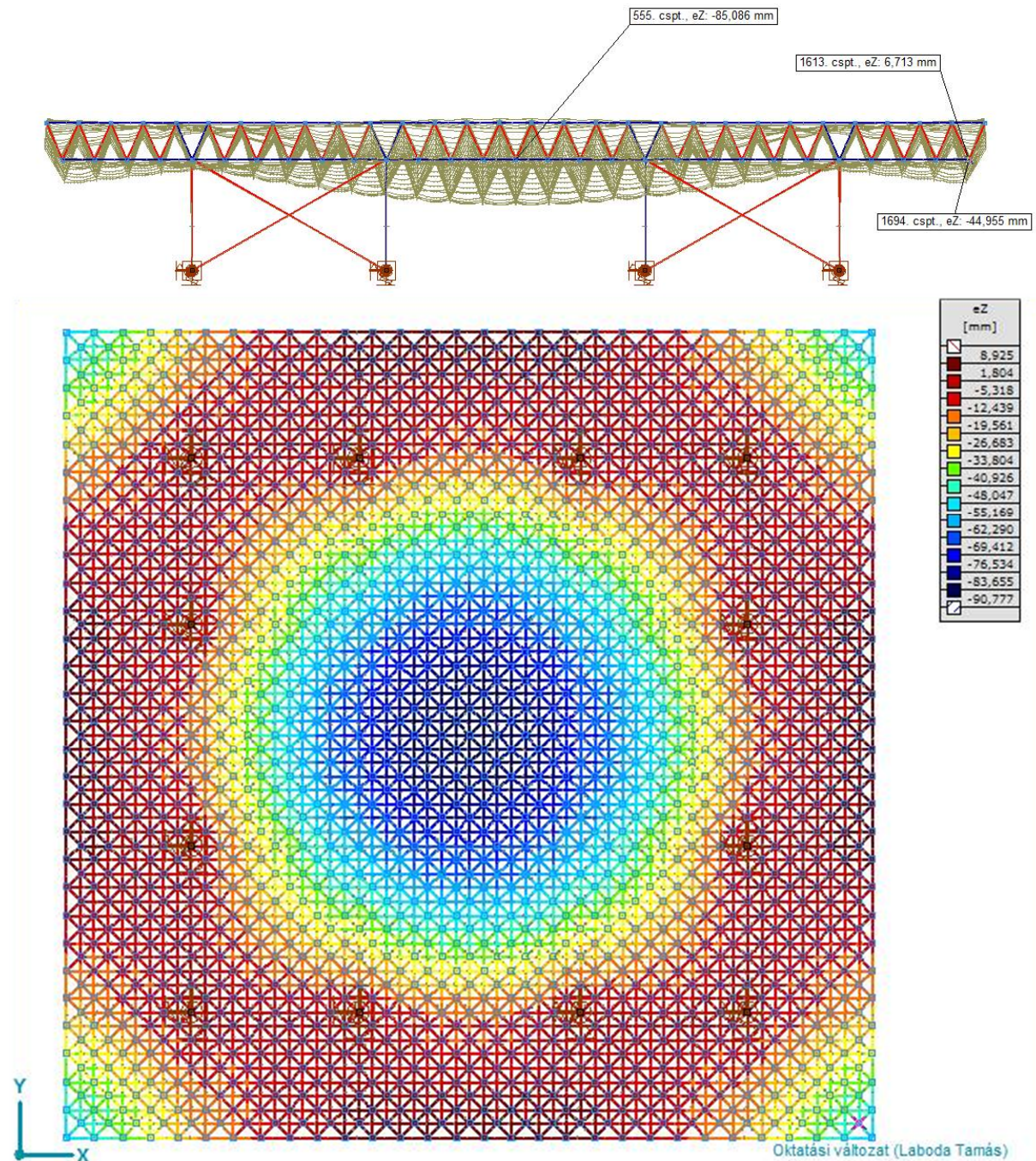


25. ábra - Túlnyúlás hatása az elmozdulási ábrára

ja. A lemez a pereme mentén elfordul, lehajlása tartókereszt eljárással a lemezsávok rugalmas vonalának differenciálegyenlete alapján közelítően számítható: $w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI}$. Ugyanezzel az eljárással befogott megtámasztású lemez esetén a közelítő képlet: $w = \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI}$ -re adódik. Tehát ha a pereme mentén – legalább részben – befogottá tudnánk tenni a lemezt, jelentősen csökkenteni lehetne a függőleges elmozdulásait. Ezt az oszlopok tetején lévő csuklós kapcsolat befogottá tételével tehetnénk meg, mely tervezési és kivitelezési szempontból is sok problémát vet fel. Ha azonban a kéthéjú térbeli rácsos tartót túlnyújtjuk a peremgerendán, egy konzolos rész alakul ki, mely az egész tartót a 25. ábrán látható módon alakítja át. A középső támaszköz alapesetben csuklós kéttámaszú tartóként kezelendő, míg a módosításokat követően részben befogott kéttámaszú szerkezetként vizsgálandó. A túlnyúló konzolos részen ható terhek mérleg-szerűen kiegyensúlyozzák a középső mező terheit, így kisebb elmozdulások alakulnak ki a szerkezetben. Ezzel egyidejűleg, az alsó övsík rúdjai csak húzott elemek helyett húzott és nyomott elemeket is tartalmazni fognak. Így érdemes bevezetni egy újabb méretezési csoportot, az alsó övsík nyomott rúdjai számára.

A vizsgált paraméter ebben a kialakításban a túlnyújtott raszterek száma volt, megkerestem az optimális konzolos hosszt, mely esetén a négyzetméterre vetített súly a legkisebb. A középső mező maximális függőleges elmozdulásait a konzolok nélküli szerkezetekkel is összehasonlítottam. Modelleket építettem fel 3, 4 és 5 raszter nagyságú konzolokkal, mindegyik esetben 3 különböző merevségű erősítő gerendával és az oszlopok feletti peremgerendával. A konzolok szélein nem alkalmaztam peremtartót.

A legmegfelelőbb kialakítás, a számított eredmények szerint az, ha az oszlopok között 20 rászterre osztott szerkezetet az oszlopok vonalán még 4 rászternyire túlnyújtjuk, és a konzol nélküli 2+2 gerendás kialakításban megegyező merevségű erősítő gerendákat tervezünk a



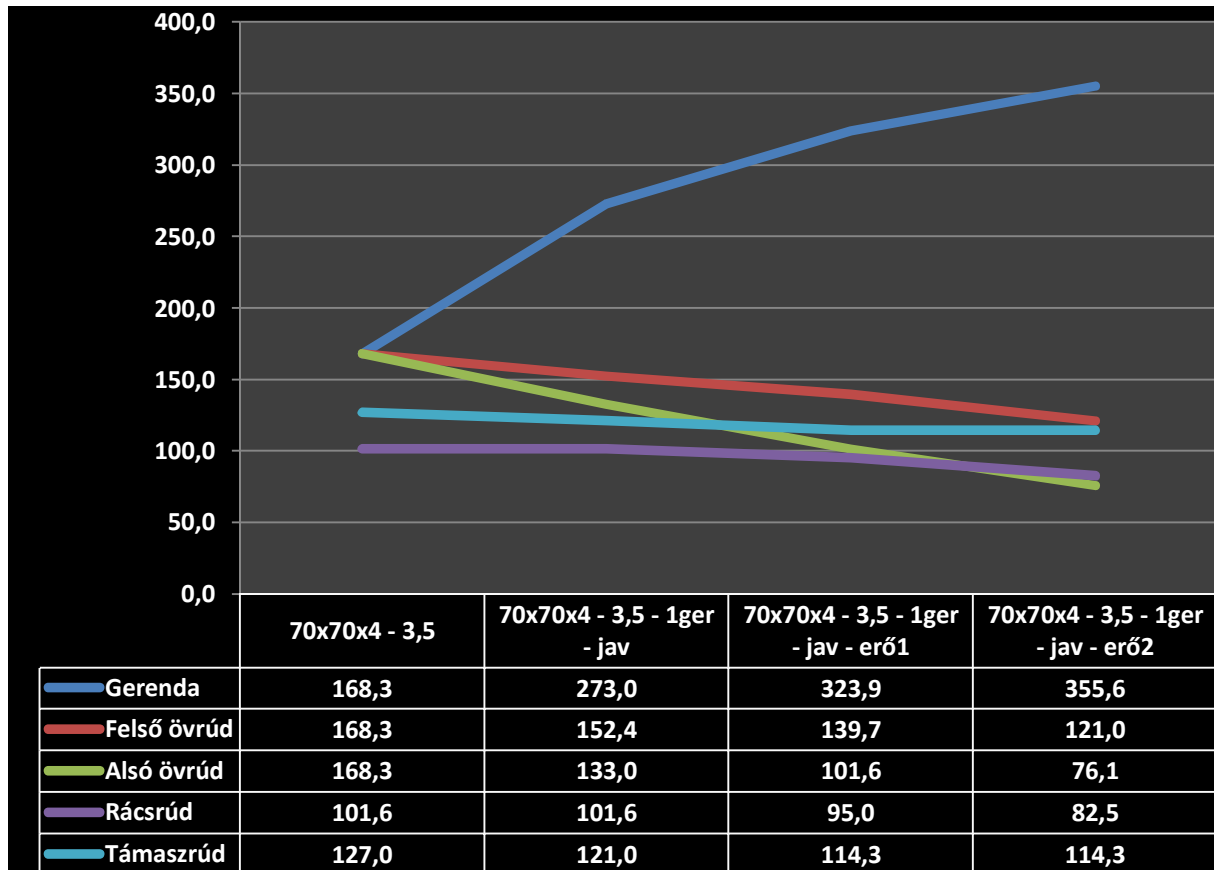
26. ábra - Konzolos szerkezet elmozdulási ábrái

szerkezetbe. A vizsgált modellekkel elértem az eddig is minimum súlyhatárnak számító 100kg/m²-es alapterületre vetített szerkezeti önsúlyt, melyhez 80-90mm-es mezőközépi lehajlásokat számított a végeselemes szoftver (lásd 26. ábra). Ez a túlnyújtás nélküli szerkezeteknél mért 162mm 50%-a! A szerkezet tehát beváltotta a vele szemben támasztott elvárásaimat.

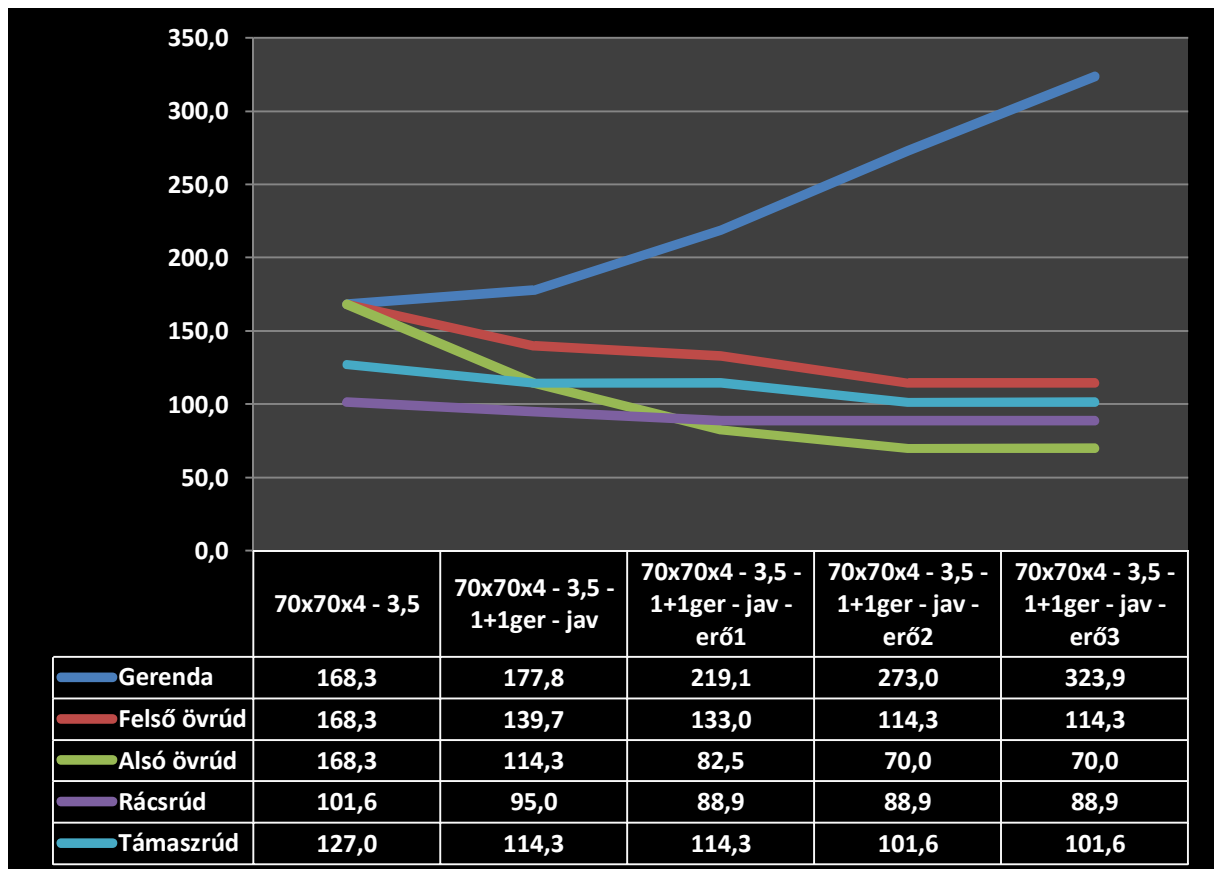
A konzolos kialakítás kritikus pontja jól láthatóan a sarkok környezete. Itt a legnagyobb a lehajlás, hiszen ezen a területen a térrács helyettesítő kontinuum modellje csak két, egymással szomszédos oldalon megtámasztott lemez lenne, ahol a támaszokat az erősítő gerendák adják. Ha azonban ennek kiküszöbölésére a térbeli rácsos tartó szabad peremére is peremgerendát terveznék, az akkora súlytöbbletet jelentene, amit a szerkezet többi része nem tud gazdasági értelemben kiegyenlíteni.

9. Eredmények összefüggésben

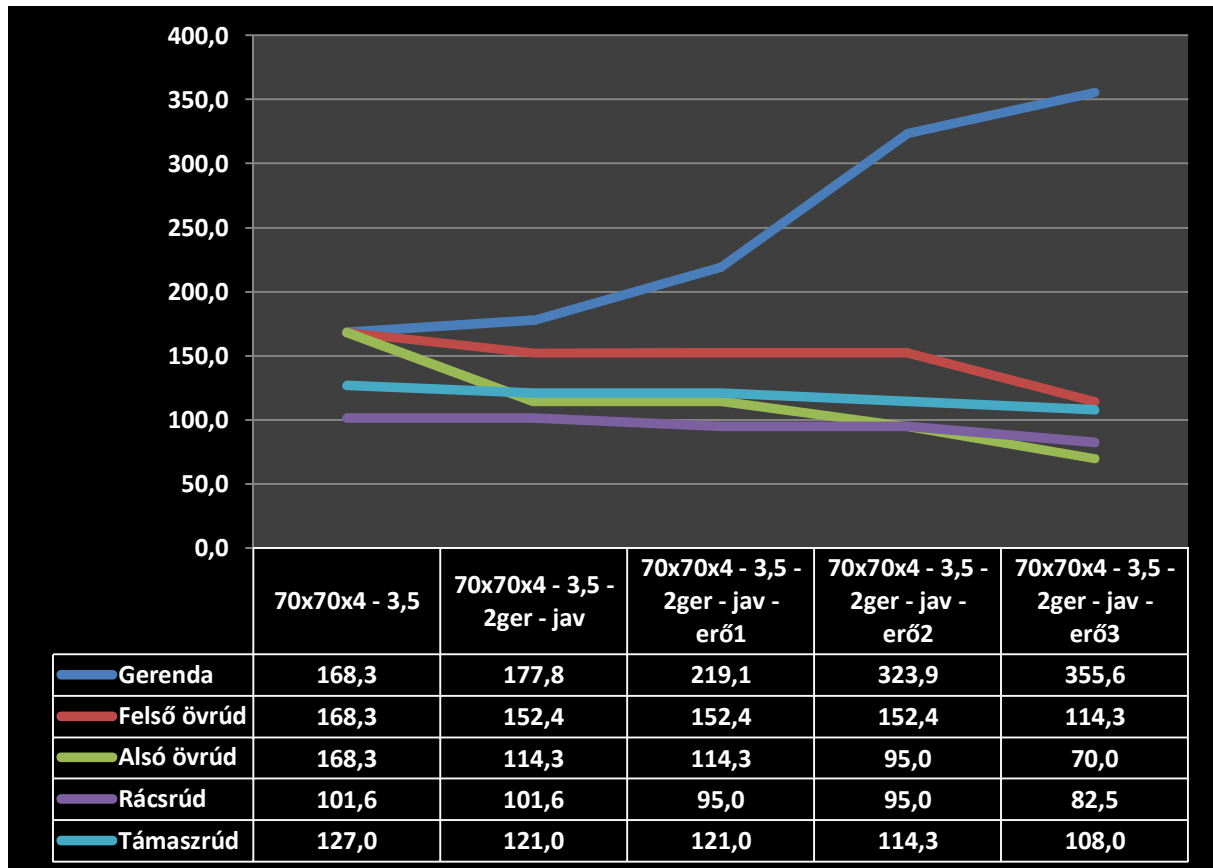
Az előző fejezetben részletesen taglalt eredményeket számszerűen a következő oldali táblázat foglalja össze. Az egyes modellek nevei a tartalmazó fájlnevek. A táblázatban szerepelnek a gerendák, a felső- és alsó övsíkok, a rácsrudak, és a támaszrudak szelvényei, és azok maximális kihasználtságai. A szerkezet mezőközépi maximális függőleges elmozdulásai, és ahol nem ez bizonyult a mértékadó helynek, ott a mértékadó értékek is szerepelnek. A szerkezet teljes önsúlyát, és mellette az alapterületre vetített fajlagos súlyát is tartalmazza az adatbázis. A számított és származtatott adatokat ezután grafikonos formában elemeztem. Az azonos kialakítású szerkezeteket egy diagramon ábrázolva megállapítottam minden típusra a minimális súlyt, a gerenda merevségének függvényében. Ezek a diagramok láthatóak a 32.-34. ábrákon. A grafikonok első adata (bal oldali oszlop) mindig a referenciamodell tulajdonságait mutatja, összehasonlítás képpen a többi modellhez. A gerenda merevségét itt annak átmérőjével illusztráltam, a tömegek a teljes szerkezeti súlyok tonnában, míg a lehajlások mm mértékegységgel szerepelnek. A görbék többségénél egyértelműen megállapítható a súlyoptimum (minimális tömegek). A szelvényeket tartalmazó görbeseregeken (27.-31. ábrák) jól megfigyelhető, hogy a gerenda átmérőjének (azaz keresztmetszeti területének, végső soron merevségének) növelésével a többi rúdelem mérete csökkenthető. Ahol a csökkenés mértéke – azaz a grafikon meredeksége – a legnagyobb, ott lesz a szerkezeti kialakításnak súlyoptimuma. A szerkezetek elnevezésében az első számhármas az alapterületet, és a szerkezeti magasságot jelöli, a negyedik szám a raszter nagyságát méterben, az ötödik az oszlopok távolságát szintén méterben, majd a gerendák száma és elhelyezkedése olvasható (0,5ger – fiktív merevségű gerenda mezőközépen; 1+1ger valós merevségű, kettőzött gerenda mezőközépen, két irányban; 2+2ger valós merevségű, szimpla gerendák harmadoló pontokban, mindkét teherviselési irányban). A „jav” jelzésű modellek övsíkjai eltérő merevségűek, az „erő1”, „erő2”... jelzésű modellekben az erősítő gerendák merevsége rendre növekszik. A „túl” jelzéssel a konzolos szerkezeteket jelöltem, utalva a túlnyújtott raszterek számára.



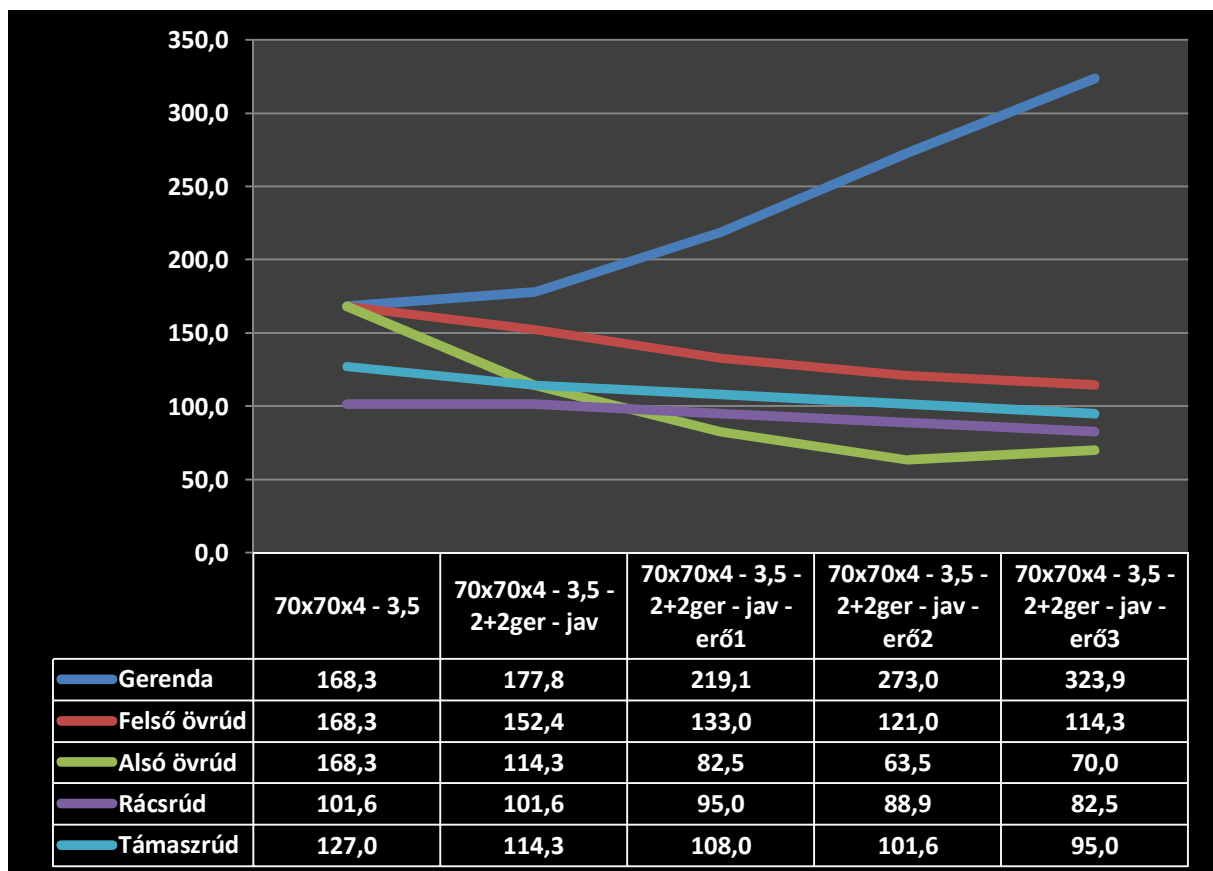
27. ábra - Mezőközépen elhelyezett, kettős, egyirányú gerendával kialakított szerkezet rúdjainak átmérői



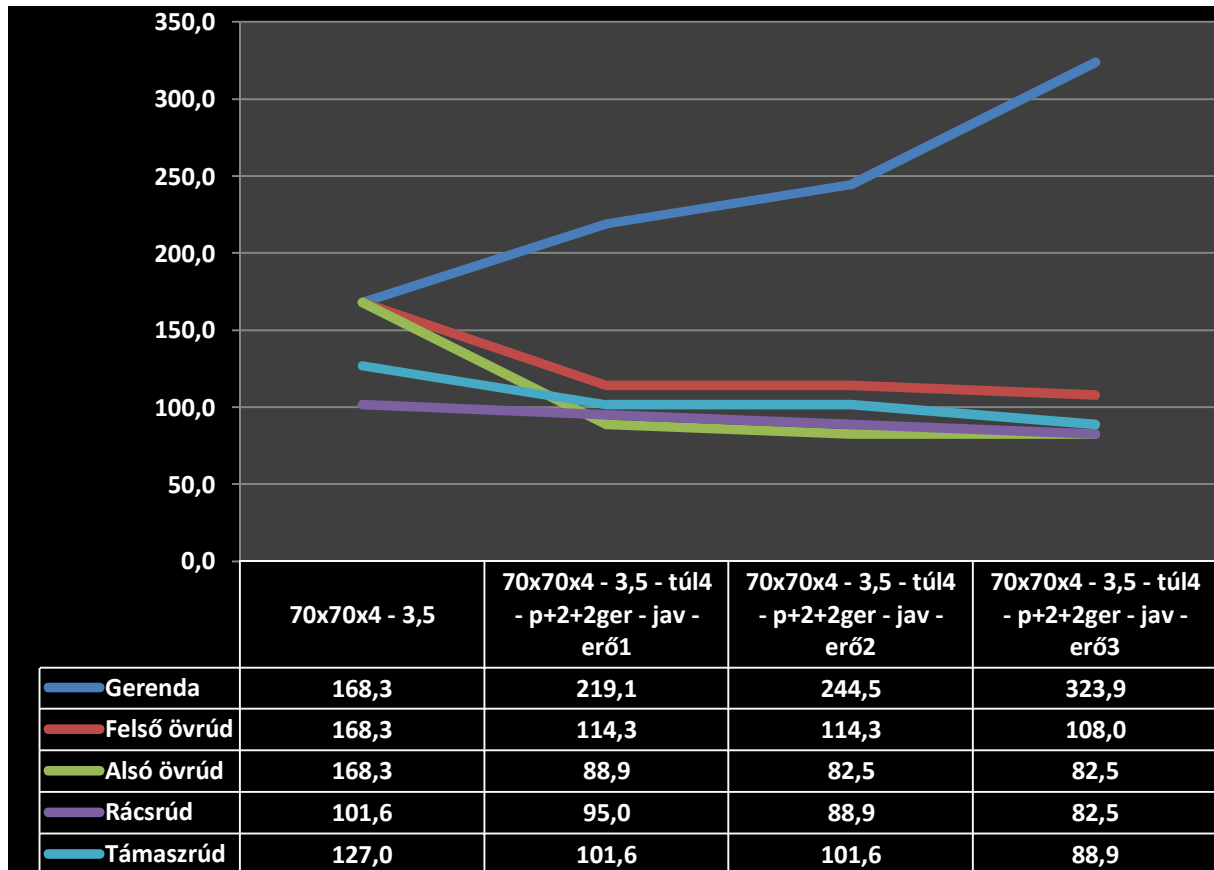
28. ábra - Mezőközépen elhelyezett, kettős, kétirányú gerendával kialakított szerkezet rúdjainak átmérői



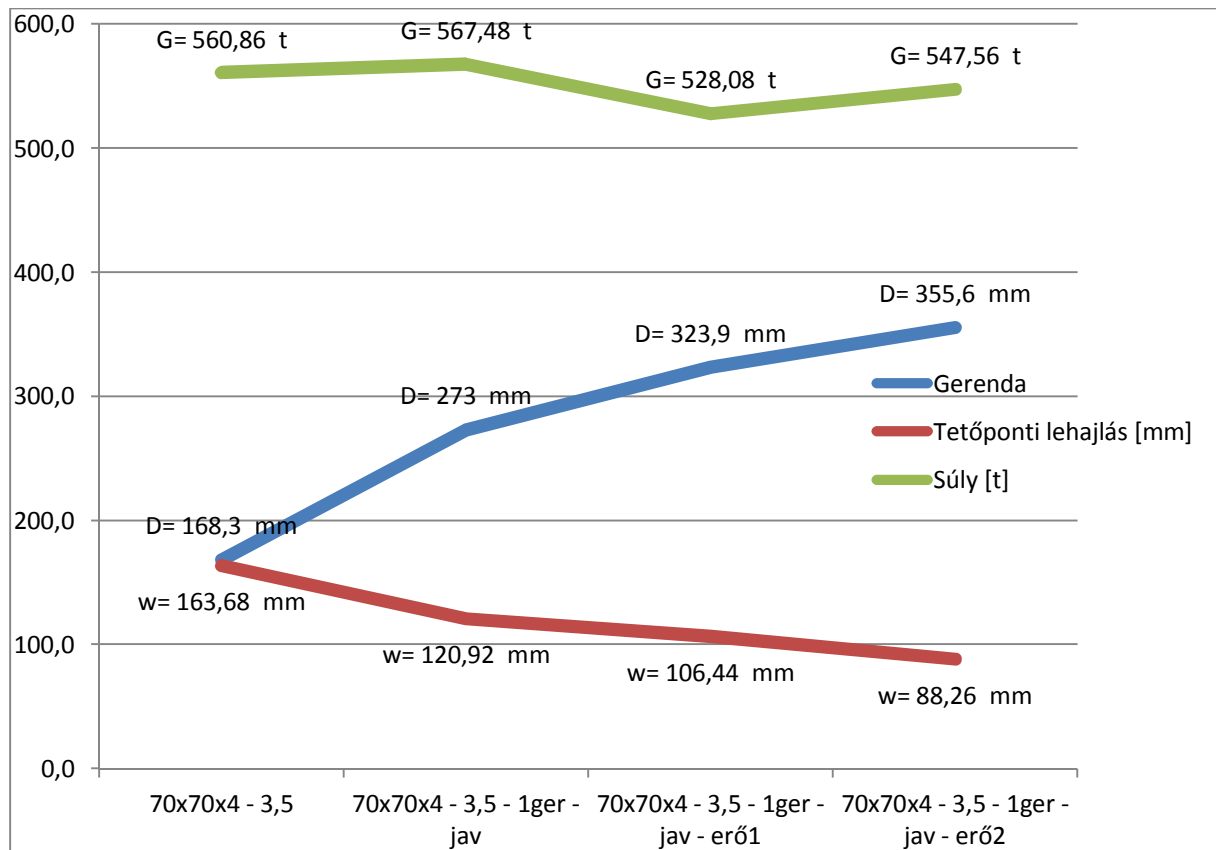
29. ábra – Harmadoló-pontban elhelyezett, egyirányú gerendával kialakított szerkezet rúdjainak átmérői



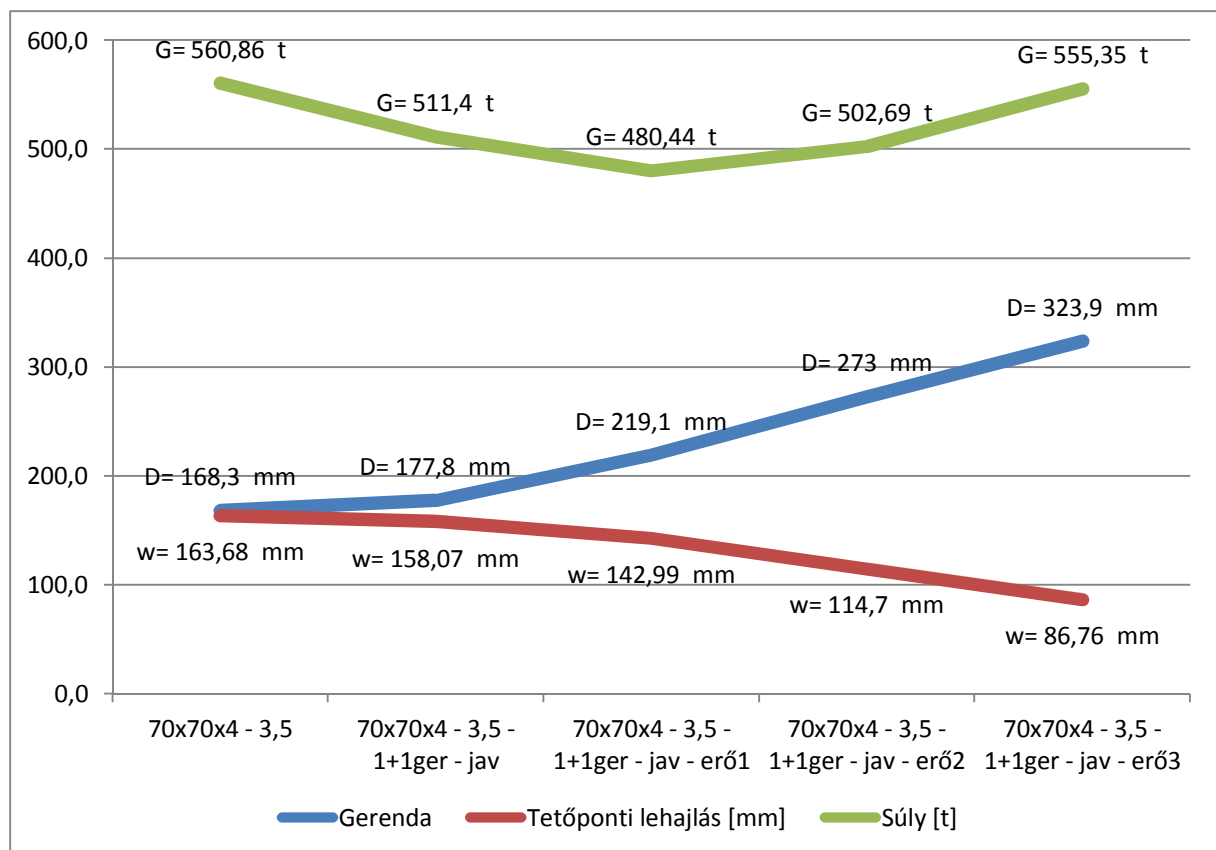
30. ábra – Harmadoló-pontban elhelyezett, kétirányú gerendával kialakított szerkezet rúdjainak átmérői



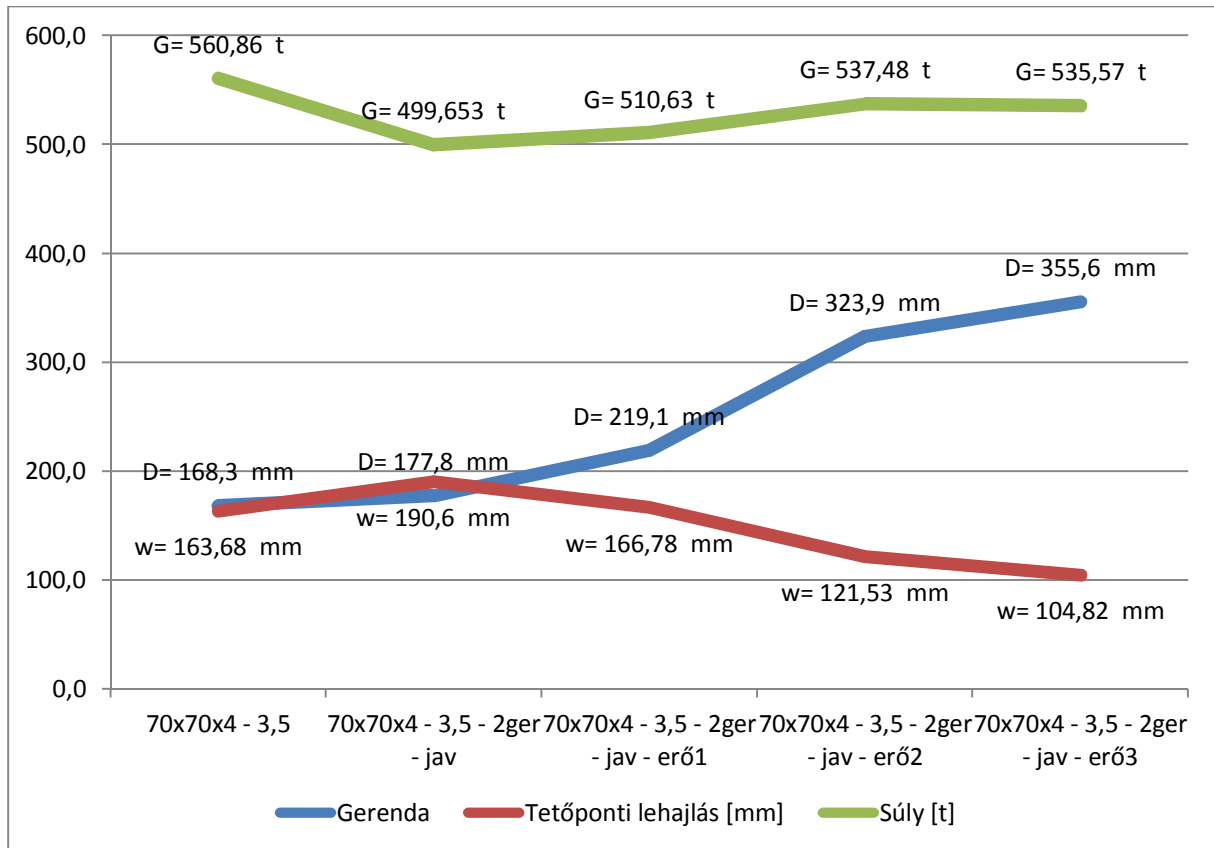
31. ábra - Peremgerendával, harmadoló-pontban elhelyezett kétirányú gerendával, 4 raszteres konzollal kialakított szerkezet rúdjainak átmérői



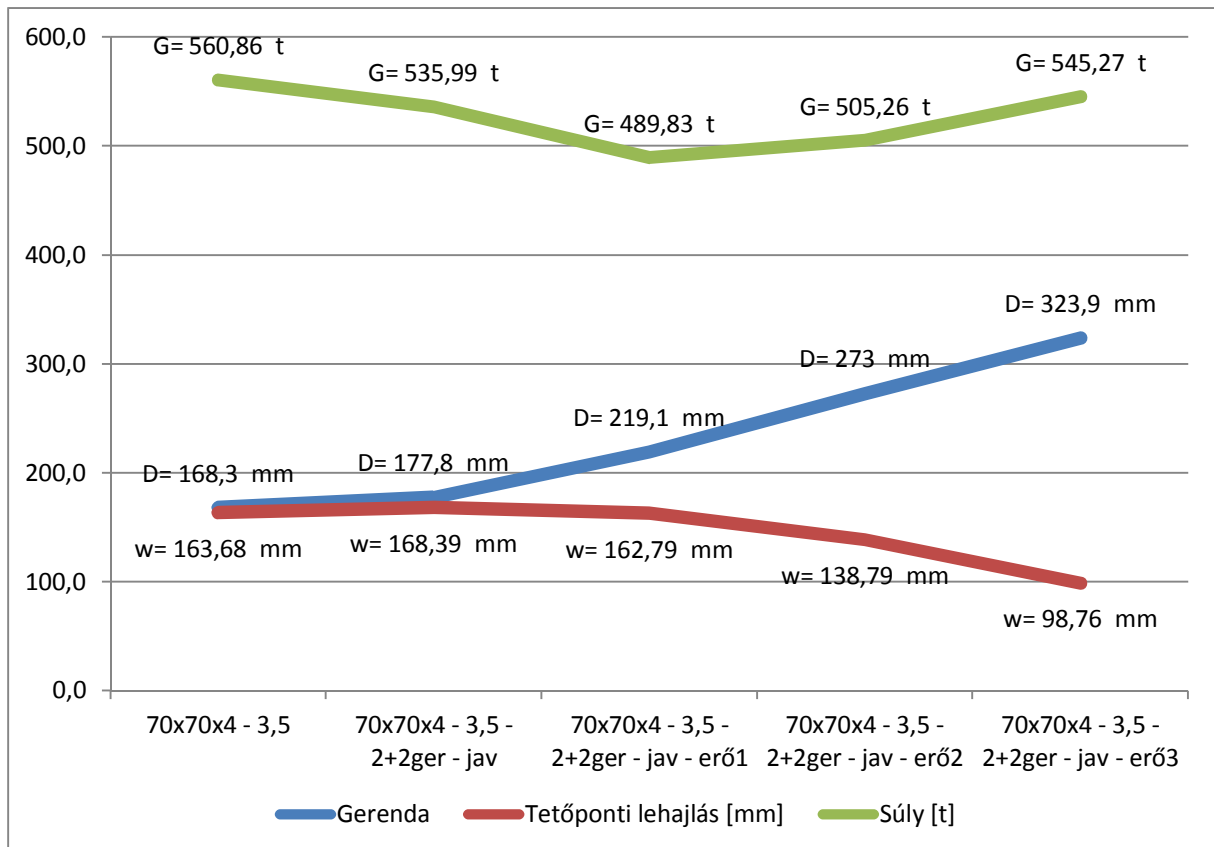
32. ábra - Mezőközépen elhelyezett, megkettőzött, egyirányú gerenda merevségének hatása a súlyra és az elmozdulásokra



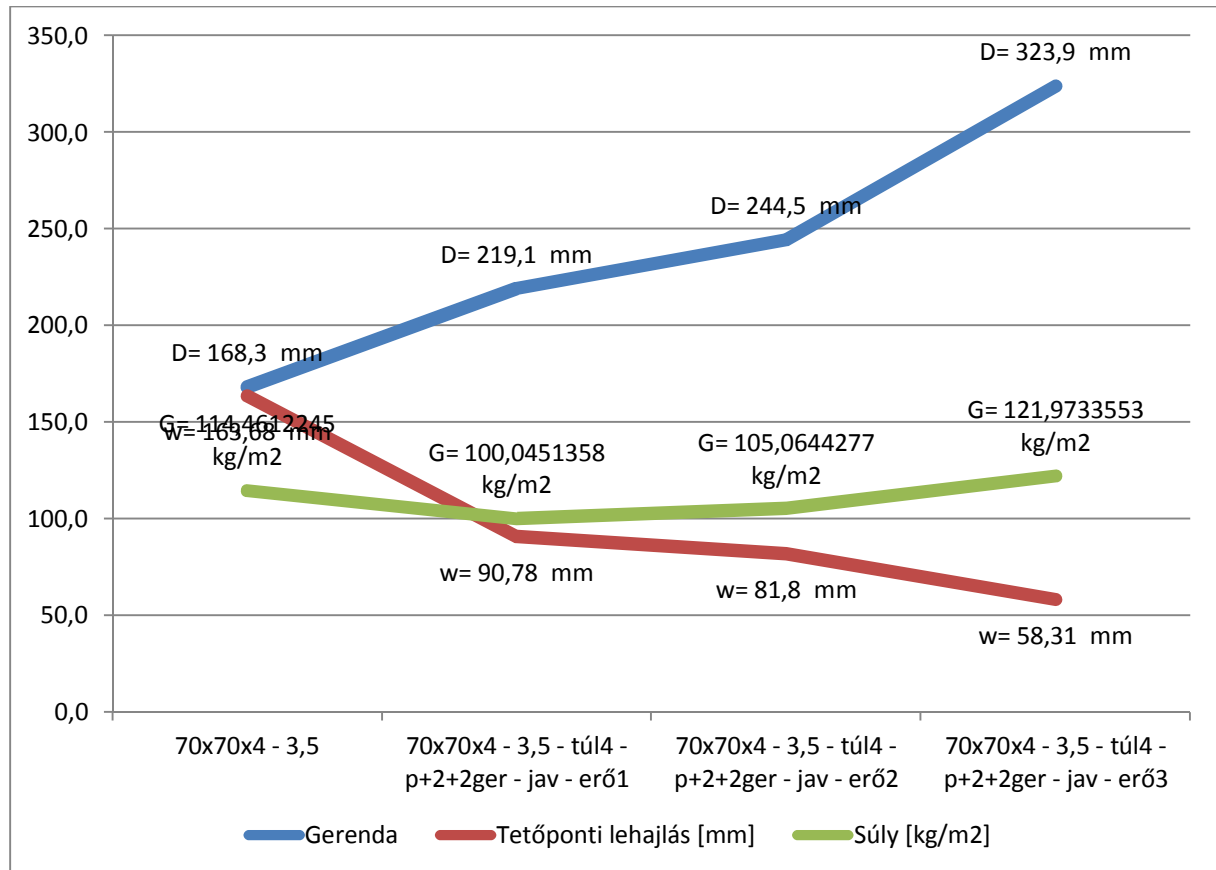
33. ábra - Mezőközépen elhelyezett, megkettőzött, kétirányú gerenda merevségének hatása a súlyra és az elmozdulásokra



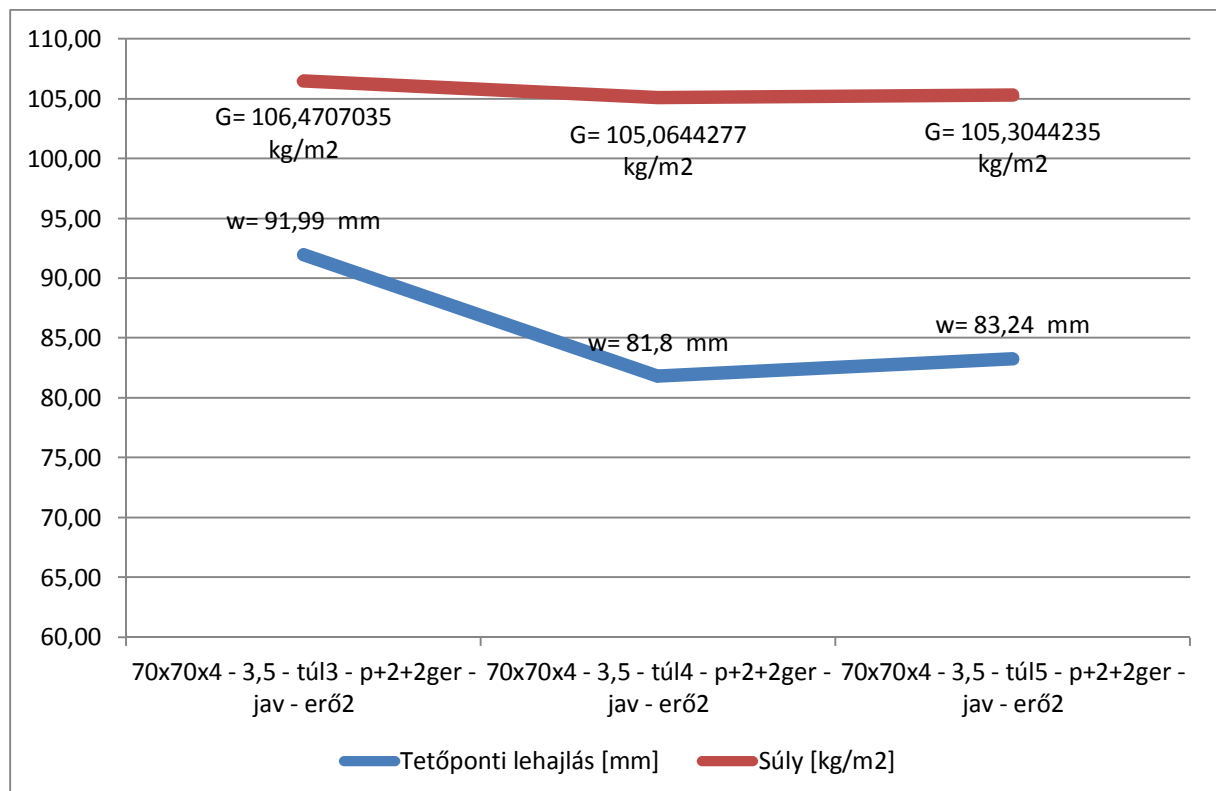
34. ábra - Harmadoló-pontban elhelyezett, egyirányú erősítő gerendák merevségének hatása a súlyra és az elmozdulásokra



35. ábra - Harmadoló-pontban elhelyezett, kétirányú erősítő gerendák merevségének hatása a súlyra és az elmozdulásokra



36. ábra - Peremgerendával, harmadoló-pontban elhelyezett kétirányú erősítő gerendával, 4 raszteres konzollal kialakított szerkezeten a gerendák merevségének hatása az alaprajzra vetített súlyra és az elmozdulásokra



37. ábra - A túlnyújtott konzol nagyságának hatása az elérhető minimális négyzetméterre vetített súlyra és velük együtt fellépő elmozdulásokra

A 70m-es fesztávra készített modellek kiértékelése után, a referenciamodellt, és a két legjobb eredményt mutató konstrukciót elkészítettem 50, és 100m-es fesztávval is. Ezen modellek szolgálnak a fesztáv hatásának kimutatására, a trendek felállítására, és a 70m-en tapasztalt merevségi arányok ellenőrzésére. A következő táblázatok (38. ábra) ezeket az eredményeket foglalják össze. A táblázatokban az egyes méretezési csoportok szelvényeinek átmérője szerepel mm egységben, míg az első oszlopban a fesztáv értékei láthatók méter egységgel. Kiszámítottam az alsó övrudak, és a gerenda méreteinek arányát a felső övrudakhoz képest.

Ezek az értékek láthatóak G/F illetve A/F megnevezésű attribútumokban.

Általánosságban elmondható, hogy erősítés nélküli szerkezetek akkor gazdaságosak, ha a felső övrudak merevségének 60-70%-a az alsó övrudak EA normálmerevsége. A fesztáv felénél elhelyezett, megkettőzött, kétirányú gerendával készített modellek

esetében akkor kaptam optimális súlyt, ha az erősítő gerendák rúdjaik normálmerevsége 6-10-szerese a felső övrudakénak. Az alsó övsík rúdjaik merevsége ekkor a felső rudak 10-25%-ára (negyedére-tizedére) vehető fel. A harmadoló-pontban elhelyezett gerendák esetében szintén ilyen arányokat kaptam. Ezek az arányok nagyságrendileg megegyeznek a vizsgálatok elején, fiktív merevségű gerendaelemekből készített modell merevségi arányaival, az eredményeket így megfelelőnek tekintem.

Megállapításaim során végig merevséget határoztam meg, míg a táblázatok a csőszelvények átmérőit tartalmazzák. Ezt azonban megtehetem, hiszen az övsíkok rúdjai csuklós-csuklós csomópontú, nyomott (és csak kis mértékben hajlított) elemek. Normálmerevségük EA, melyben az E rugalmassági modulus minden szerkezeti elemre azonos, acélszerkezetekre jellemző 210GPa. Keresztmetszeti területük a vastagságtól, és az átmérőtől négyzetesen függ, melyek közül az átmérő kis mértékben változik, az átmérő négyzetes függését pedig az arányszámok megállapításánál figyelembe vettem. Például az 2+2 gerenda esetében a gerenda rúdja és a felső övrúd átmérőjének aránya $G/F=3,15$, melynek négyzete $9,9\approx 10$; az alsó övrúd átmérője 30%-a a felső rúdnek, így $A/F=0,3$, melynek négyzete $0,09\approx 0,1$, azaz 10%.

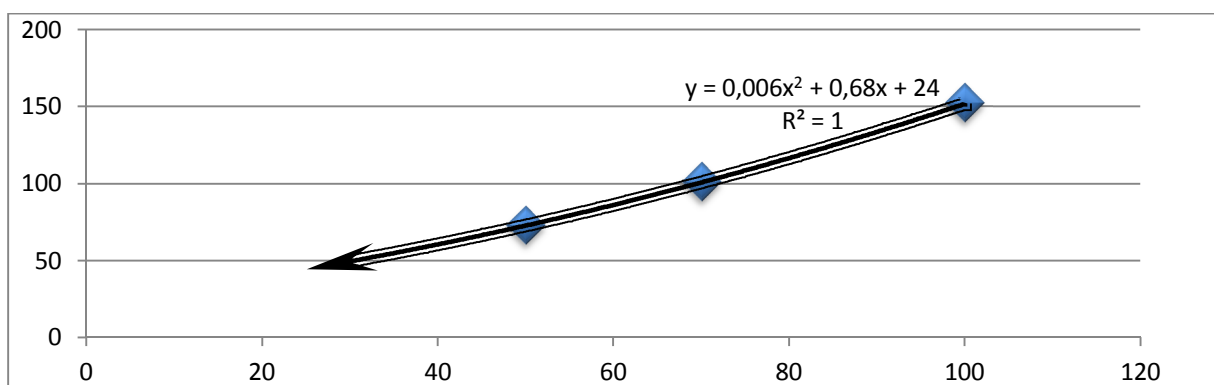
Gerenda nélkül	Felső öv	Alsó öv	Gerenda	G/F	A/F
50	121,00	95,00	121,00	100,0%	62,7%
70	168,30	133,00	168,30	100,0%	61,8%
100	298,50	219,10	298,50	100,0%	71,9%

1+1 gerendával	Felső öv	Alsó öv	Gerenda	G/F	A/F
50	82,50	42,40	159,00	315,6%	25,8%
70	133,00	82,50	219,10	215,7%	48,1%
100	168,30	82,50	355,60	339,2%	29,8%

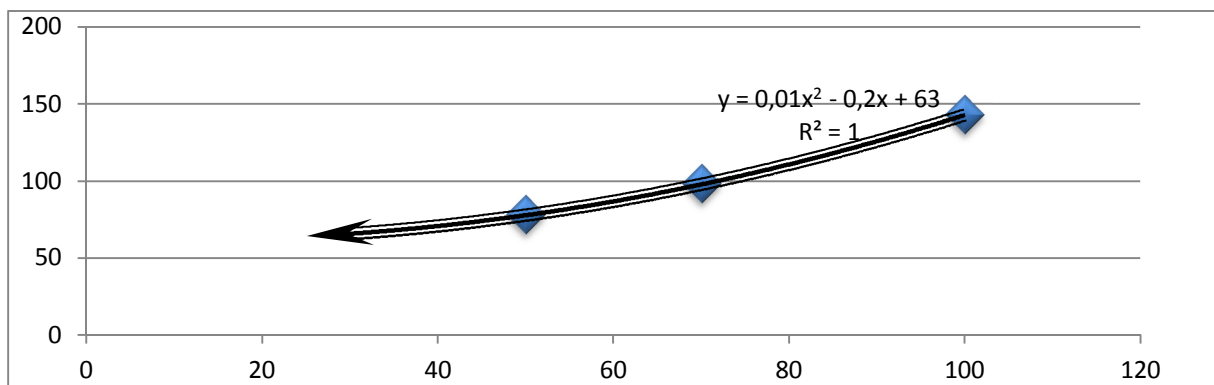
2+2 gerendával	Felső öv	Alsó öv	Gerenda	G/F	A/F
50	82,50	48,30	159,00	315,6%	29,9%
70	133,00	82,50	219,10	215,7%	48,1%
100	168,30	82,50	355,60	339,2%	29,8%

38. ábra - Az egyes méretezési csoportok méreteinek aránya

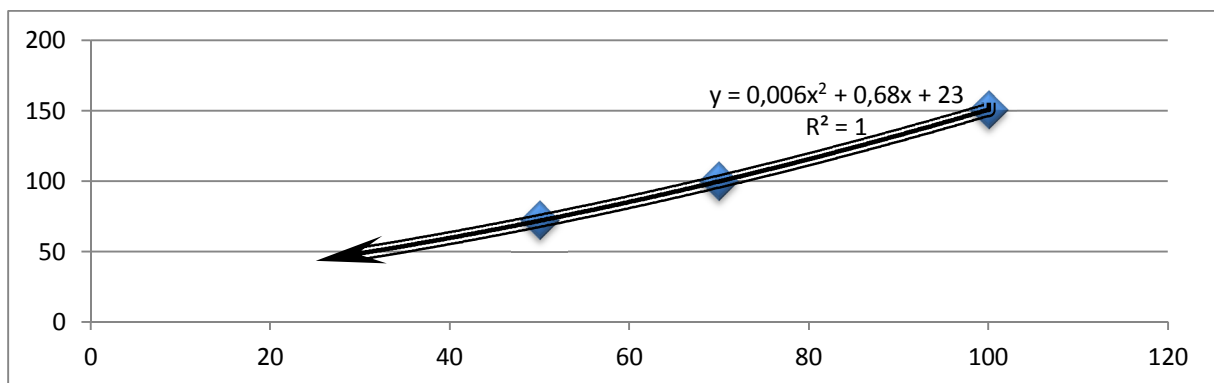
Az előttem a témával foglalkozó kutatók mind megadták az elérhető súlyminimumot, az egyes szerkezetek esetében. Az eredményeket összefoglaló táblázat alapján én is elkészítettem a súlyoptimumokat bemutató görbéket. A görbék a feszítáv függvényében fejezik ki az általam elért legkisebb súlyokat, a két leggazdaságosabb (1+1 gerenda és 2+2 gerenda eltérő övrudakkal) kialakítás esetére. A három vizsgált feszítáv (50m, 70m, 100m) alkotta pontokra, igazodva Frasunkiewicz és társai által 25,2m-es feszítávra publikált értékeihez trendvonalakat illesztettem. Közülük a másodfokú polinomiális görbék illeszkedtek legjobban a meghatározott pontokra. A következő három ábra (39-41. ábrák) ezeket a görbéket illusztrálja. A vízszintes tengelyen a feszítáv látható méter egységgel, míg a függőleges tengelyen a négyzetméterre vetített önsúly olvasható le kg-ban. Az illesztett görbék egyenletei a grafikonokon olvashatóak.



39. ábra - Gerenda nélküli esetben a minimális súly



40. ábra - 1+1 gerenda és eltérő merevségű övsíkok esetén a minimális súly



41. ábra - 2+2 gerenda és eltérő merevségű övsíkok esetén a minimális súly

10. Összefoglalás

Vizsgálataim elején, a diplomamunkám során felmerült kérdéseimre kerestem választ, kéthéjű térbeli rácsos tartók gazdaságosságával kapcsolatban.

Az irodalomkutatások során megismertem több eddigi eredményt a témakörben. Felismertem, hogy a választott szerkezet típus viselkedése nagyon sok paramétertől függ, főként a geometriai adatoktól (fesztség, szerkezeti magasság, raszter) a rácsháló típusától, a terhelés formájától, a megtámasztási viszonyoktól. Ezek közül többet rögzítettem, így vizsgálataim többségét 70m-es fesztsávon végeztem, kivétel nélkül „négyzet felett eltolt négyzet” típusú hálózaton, vonal menti megtámasztásként figyelembe vehető, 3 raszterenkénti oszlopos alátámasztással. A szerkezeti magasságot eddigi kutatások alapján L/15 és L/20 közé vettem fel. A raszter nagyságát a ferde rácsrudak dőlésszögéhez igazodva rögzítettem, így a fesztség huszada adódott. Eredményeim így 18-22 raszterre osztott fesztség esetén érvényesek. Az acélminőséget S355-re rögzítettem. Szerkezeteimben a terhelés főként szimmetrikus terhekből áll, a vízszintes terhek felvételére merevítőrendszert alkalmaztam. A térbeli rácsos tartó szelvényeit egy előre meghatározott szelvénybankból határoztam meg. A rudakat méretezési csoportokba soroltam, mely csoportokban azonos méretű csőszelvények szerepelnek. Az elkészített 61 különböző modellben vizsgáltam erősítő gerendák merevségének hatását, peremgerenda és konzolos túlnyújtás hatását, egyező és eltérő övmerevségek esetében is. Végül a legmegfelelőbbnek bizonyult kialakítások esetén a fesztség hatását is figyelembe vettem.

A végeeselemes modellekben a szoftver által számított elmozdulások és súlyok táblázatos és grafikonos elemzése után megállapítottam, hogy gazdaságos szerkezet építhető akkor, ha

- az erősítő gerendák átmérője 2,5-3-szorosa, normálmerevsége így 6-10-szerese a felső övrudakénak
- az alsó övrudak átmérője 30-50%-a, így normálmerevsége negyede-tizede a felső övrudakénak.
- az erősítő gerendák elhelyezkedése: egy gerendapár mezőközepén, vagy két gerenda a harmadoló pontokban.

Meghatároztam azt a szerkezeti kialakítást, melyben a térbeli rácsos tartót a megtámasztó oszlopokon túlnyújtva egy konzolos részt alakítunk ki. Ekkor optimális elmozdulásokat és négyzetméterre vetített súlyokat, azaz gazdaságos szerkezetet kapunk, ha az előzőekben leírt merevségi arányok mellett 4 raszternyi túlnyújtást alkalmazunk.

Számításaim során kevés méretezési csoporttal dolgoztam a számítási idők lerövidítésének érdekében. Egy konkrét szerkezet esetében több ilyen csoport hozható létre, ekkor még könnyebb szerkezet tervezhető, mely lehajlása az általam megadott értékekhez képest nőhet, de még mindig a használhatósági határállapotokhoz tartozó ajánlásokon (L/300-L/250) belül marad. Amennyiben az alakváltozásokat szeretnénk lehetőleg legjobban lecsökkenteni, a konzolos kialakítást javaslom. Ekkor mindenképpen szükséges az építészeti kialakítás lehetőségeit is szem előtt tartani, a belső oszlopsor miatt.

11. Mellékletek

Az elektronikus mellékletek között szerepel minden elkészített végeselemes modell, a fájlnevek praktikus megválasztásával (lásd 9. fejezet). A csatolt Excel táblázatok tartalmazzák az összes, ebben a dokumentumban szereplő grafikont, további, jelen írásban nem szereplő grafikonokat, és az alapjukat adó táblázatokat.

12. Köszönetnyilvánítás

Szeretném kifejezni hálámat Dr. Katula Levente Tamásnak, a BME Építőmérnöki Kar - Hidak és Szerkezetek Tanszékének adjunktusának, aki munkámat diplomamunkám, és jelen TDK dolgozat elkészítése során is konzulensemként segítette. A vizsgálati program kidolgozásában nyújtott iránymutatásai, szakmai megjegyzései munkám javát szolgálták. Ő biztatott akkor is az eredmények összegzésére, amikor én már majdnem feladtam a vizsgálatok befejezését.

Köszönöm segítő munkáját!

M1 - Acélszerkezeti elem ellenőrzése

Modell: 70x70x4 - 3,5 - 10,5m - 1+1ger - jav - erő1.axs

2014.10.22.

1. oldal

ACÉL SZERKEZETI ELEM ELLENŐRZÉSE

908. acél méretezési elem

Csomópontok: 20-534

Szabvány: Eurocode-H

MSZ EN 1993-1-1:2009 + AC:2009, MSZ EN 1993-1-5:2007

Anyag: S 355

Szelvény: ROR 219,10* 16,0

Tehereset: lineáris,(Auto) Mértékadó

Földrengés igénybevételek szorzója: 1,0

Szelvényosztály: 1 (Képlékeny tervezés)

Oktatási változat

1. Normálerő-Hajlítás-Nyírás

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9.3

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél Y)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00$ cm

$$N_{Ed_{11}} = 143,89 \text{ kN} \quad V_{y,Ed_{11}} = -0,98 \text{ kN} \quad V_{z,Ed_{11}} = 126,73 \text{ kN} \quad M_{y,Ed_{11}} = 21861,78 \text{ kNcm} = 218,618 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed_{11}} = 171,10 \text{ kNcm} = 1,711 \text{ kNm}$$

$$\eta_{NMV_{pl}} = \eta_{MN} = 93,3\% \quad \text{megfelel}$$

2. Normálerő-Hajlítás-Kihajlás

EN 1993-1-1: 6.3.3

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél Y)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00$ cm

$$N_{Ed_{11}} = 143,89 \text{ kN (Húzott rúd)}$$

$$\eta_{NMBuckl} = \eta_{NMV} = 93,3\% \quad \text{megfelel}$$

3. Normálerő-Hajlítás-Kifordulás

ENV 1993-1-1 5.5.3

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél Y)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00$ cm

$$N_{Ed_{11}} = 143,89 \text{ kN (Húzott rúd)}$$

$$M_{mod,y,Ed} = \max \left(W_y \cdot \left(\frac{M_{y,Ed_{11}}}{W_y} - 0,8 \cdot \frac{N_{Ed_{11}}}{A} \right), 0 \right) = \max \left(660,10 \cdot \left(\frac{21861,78}{660,10} - 0,8 \cdot \frac{143,89}{101,96} \right), 0 \right) = 21116,55 \text{ kNcm} \quad (5.50)$$

$$\eta_{NMLTBuckl} = \frac{M_{mod,y,Ed}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Ed_{11}}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{21116,55}{23433,58} + \frac{171,10}{482,26 \cdot 35,50} = 90,8\% \quad \text{megfelel}$$

4. Nyírás (y) - szilárdsági vizsgálat:

EN 1993-1-1: 6.2.6

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher}

Mértékadó keresztmetszet: $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 350,00 = 0$ cm

M1 - Acélszerkezeti elem ellenőrzése

Modell: 70x70x4 - 3,5 - 10,5m - 1+1ger - jav - erő1.axs

2014.10.22.

2. oldal

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{Vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{64,91 \cdot 35,50}{\sqrt{3} \cdot 1} = 1330,38 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\eta_{V_y} = \frac{|V_{y,Ed,1}|}{V_{pl,Rd,y}} = \frac{|(-0,99)|}{1330,38} = 0,1\% \quad (6.17) \quad \text{megfelel}$$

5. Nyírási horpadási ellenállás:

EN 1993-1-5: 5.1, 5.2, 5.3, 5.5, Annex A: A.3

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher}

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00 \text{ cm}$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{Vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{64,91 \cdot 35,50}{\sqrt{3} \cdot 1} = 1330,38 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\eta_{V_z} = \frac{|V_{z,Ed,11}|}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{|126,65|}{1330,38} = 9,5\% \quad (6.17) \quad \text{megfelel}$$

Részeredmények**7. Normálerő - szilárdsági vizsgálat:**

EN 1993-1-1: 6.2.4

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél X)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 350,00 = 0 \text{ cm}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{101,96 \cdot 35,50}{1} = 3619,57 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 101,96 \cdot 51,00}{1,25} = 3743,96 \text{ kN} \quad (6.7)$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = \min(3619,57, 3743,96) = 3619,57 \text{ kN}$$

$$\eta_N = \frac{|N_{Ed,1}|}{N_{t,Rd}} = \frac{|145,83|}{3619,57} = 4,0\% \quad (6.5) \quad \text{megfelel}$$

8. Nyomaték (yy) - szilárdsági vizsgálat:

EN 1993-1-1: 6.2.5

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél Y)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{660,10 \cdot 35,50}{1} = 23433,58 \text{ kNcm} = 234,336 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{ypl}} = \frac{|M_{y,Ed,11}|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{|21861,78|}{23433,58} = 93,3\% \quad (6.12) \quad \text{megfelel}$$

9. Nyomaték (zz) - szilárdsági vizsgálat:

EN 1993-1-1: 6.2.5

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher}

Mértékadó keresztmetszet: $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 350,00 = 0 \text{ cm}$

M1 - Acélszerkezeti elem ellenőrzése

Modell: 70x70x4 - 3,5 - 10,5m - 1+1ger - jav - erő1.axs

2014.10.22.

3. oldal

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{660,10 \cdot 35,50}{1} = 23433,58 \text{ kNcm} = 234,336 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{z,pl}} = \frac{|M_{z,Ed,1}|}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{|(-172,78)|}{23433,58} = 0,7\% \quad (6.12) \quad \text{megfelel}$$

10. Nyírás (z) - szilárdsági vizsgálat:

EN 1993-1-1: 6.2.6

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher}

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00 \text{ cm}$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{Vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{64,91 \cdot 35,50}{\sqrt{3} \cdot 1} = 1330,38 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\eta_{V_z} = \frac{|V_{z,Ed,11}|}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{|126,65|}{1330,38} = 9,5\% \quad (6.17) \quad \text{megfelel}$$

11. Hajlítás-nyírás interakciós vizsgálat

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9.3

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél Y)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00 \text{ cm}$ $V_{z,Ed,11} = 126,73 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,z}/2 = 665,19 \text{ kN} \rightarrow$ A hajlítás és a vele egyidejű nyírás hatását nem kell számításba venni.

6.2.8 (2)

 $V_{y,Ed,11} = -0,98 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,y}/2 = 665,19 \text{ kN} \rightarrow$ A hajlítás és a vele egyidejű nyírás hatását nem kell számításba venni.

6.2.8 (2)

12. Hajlítás-normálerő interakciós vizsgálat

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9.3

Mértékadó teherkombináció: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet] {Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél Y)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00 \text{ cm}$

$$n = \frac{|N_{Ed,11}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{143,89}{3619,57} = 4,0\% \leq 25\%$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{y,V,Rd} = 23433,58 = 23433,58 \text{ kNcm} = 234,336 \text{ kNm}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{z,V,Rd} = 23433,58 = 23433,58 \text{ kNcm} = 234,336 \text{ kNm}$$

$$\eta_{MN,1} = \frac{M_{y,Ed,11}}{M_{Ny,Rd}} = \frac{21861,78}{23433,58} = 93,3\%$$

$$\eta_{MN,2} = \frac{M_{z,Ed,11}}{M_{Nz,Rd}} = \frac{171,10}{23433,58} = 0,7\%$$

$$\alpha_{MN} = 2$$

$$\beta_{MN} = 2$$

$$\eta_{MN,3} = \left(\frac{M_{y,Ed,11}}{M_{Ny,Rd}} \right)^{\alpha_{MN}} + \left(\frac{M_{z,Ed,11}}{M_{Nz,Rd}} \right)^{\beta_{MN}} = \left(\frac{21861,78}{23433,58} \right)^2 + \left(\frac{171,10}{23433,58} \right)^2 = 87,0\%$$

M1 - Acélszerkezeti elem ellenőrzése

Modell: 70x70x4 - 3,5 - 10,5m - 1+1ger - jav - erő1.axs

2014.10.22.

4. oldal

$$\eta_{MN} = \max(\eta_{MN,1}, \eta_{MN,2}, \eta_{MN,3}) = \max(93,3, 0, 7, 87, 0) = 93,3\% \quad \text{megfelel}$$

13. Kihajlási ellenállás:

EN 1993-1-1: 6.3.1

Mértékadó teherkombináció N-M-Kihajlás interakció szerint: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet]

{Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél Y)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00$ cm $N_{Ed_{11}} = 143,89$ kN (Húzott rúd)

$$\eta_{N_b} = \eta_N = 4,0\% \quad \text{megfelel}$$

Oktatási változat

14. Kifordulási ellenállás:

EN 1993-1-1: 6.3.2

Mértékadó teherkombináció N-M-Kifordulás interakció szerint: [Acélszerkezet önsúlya+Rétegrend + gépészet]

{Rendkívüli hőteher} {0,5*Hőteher} (0,3*Szél Y)

Mértékadó keresztmetszet: $x = 1,00 \cdot L = 1,00 \cdot 350,00 = 350,00$ cmSzelvény: Cso $\rightarrow \chi_{LT} = 1$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \cdot 660,10 \cdot 35,50}{1} = 23433,58 \text{ kNcm} = 234,336 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\eta_{M_b} = \frac{|M_{y,Ed_{11}}|}{M_{b,Rd}} = \frac{|21861,78|}{23433,58} = 93,3\% \quad (6.54) \quad \text{megfelel}$$