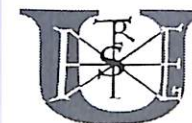


Acélszerkezetű csarnokok
szélteher vizsgálata

Fésű János



SZENT ISTVÁN
EGYETEM

Dr. Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár



YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST

Építőmérnöki Intézet

Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.

Tel.: +36-1-252-1270

e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

SZAKDOLGOZAT KIÍRÁS
2016

Fésű János

Levelező Építőmérnök szakos
hallgató részére

A feladat címe: Acélszerkezetű csarnokok szélteher vizsgálata

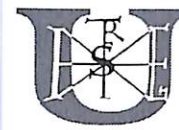
Belső konzulens: Horváth Katalin mérnöktanár

Külső konzulens: -

A szakdolgozat beadási határideje: 2016. május 27. (péntek) 12⁰⁰

Budapest, 2016. május 26.

Dr. Dombay Gábor
intézetigazgató



Részletes feladatkiírás

Fésű János

Levelező Építőmérnök
hallgató részére

H Acélszerkezetű csarnokok szélteher vizsgálata

című szakdolgozatához

Feladat leírása

Vizsgálandó a kijelölt, különböző alaprajzi elrendezésű acélszerkezetű csarnokok esetén a szélteher alakulása.

A szakdolgozat tartalmazza:

- vonatkozó szabványok összefoglalását,
- különböző alaprajzi elrendezésű acélszerkezetű csarnokok esetén a szélteher alakulásának vizsgálatát,
- igénybevételek változásának vizsgálatát,
- szerkezeti analízist a kiválasztott szerkezeteken, csomópontokon, összefoglalást, kiértékelést.

Budapest, 2016. május 26.

Horváth Katalin
Horváth Katalin
belső konzulens

ACÉLSZERKEZETŰ CSARNOKOK SZÉLTEHER VIZSGÁLATA

Fésű János

Építőmérnök

SZIE – Ybl Miklós Építéstudományi Kar

2016

Konzulens: Horváth Katalin

TARTALOM

1. BEVEZETÉS	1
1.1. Általános bevezetés	1
1.2. Informatikai rendszerek	3
2. SZABVÁNYOK	6
2.1. Szabványok általános áttekintése	6
2.2. Meteorológiai terhek	8
2.3. Méretezés meteorológiai terhekre	
a szabványok szerint	12
2.4. Földrengésre való méretezés	18
3. LINDAB ACÉLSZERKEZETES CSARNOKOK ELEMZÉSE	21
3.1. Lindab acélszerkezetes csarnokok alapadatai	21
3.2. Lindab acélszerkezetes csarnokok elemzése	26
3.3. Egyes csomópontok méretezése	47
3.4. Miért ilyen nagyok az eltérések?	53
4. KÜLÖNBÖZŐ PARAMÉTEREKKELVIZSGÁLT MODELLEK	62
4.1. Változó tetőhajlások	62
4.2. Nem szabványos elrendezések	69
5. FÖLDRENGÉS TEHER	74
6. ÖSSZEGZÉS	76
7. KÖSZÖNET NYÍLVÁNÍTÁS	79
8. IRODALOMJEGYZÉK	80

1. BEVEZETÉS

1.1. ÁLTALÁNOS BEVEZETÉS

Az épületekre ható terheket két osztályba lehet sorolni irányuk szerint: függőleges és vízszintes terhek (esetlegesen nyomatékok). A függőleges terhek általában nagyon jól modellezhetők, számszerűsítve nagyon jól leírhatók.

Általában a függőleges terhek az épület önsúlyából, hasznos teherből és a meteorológiai terhekből állnak (hóteher, szélteher és földrengés teher is). Az épület terhek teherkombinációkban, az önsúly, hasznos teher, vagy a hóteher - függőleges teherként a „fix” terhek - kevés eltérést mutathatnak a valóságtól, illetve ezek mértékét könnyen tudjuk modellezni.

Azonban mind a függőleges, mind a vízszintes terheknél, itt is találunk kivételeket, amelyek nagyban módosítják elképzelésünket, feltételezéseinket vagy csak nehezebben meghatározható értékek (ütközés, robbanás, építési pontatlanság, egyéb rendkívüli terhek, stb.).

A vízszintes terhek közül a szélteher – amelyeknek bemutatására szolgál ez a tanulmány - sokkal kisebb pontossággal modellezhető, nagyobb eltéréseket mutathatnak a valóságban - tekintettel a jelenlegi szabványrendszerre, tapasztalatainkra, és az alkalmazott módszerekre. Ezek az időben gyorsan változó terhek lehetnek nagyságrendileg sokkal kisebb terhek - értékük azonban nem elhanyagolható - mint a függőleges terhek. Azonban a különböző kölcsönhatásokat, kombinációkat figyelembe véve nagyban meghatározhatják, módosíthatják a szerkezet kialakítását, méretezését, mértékadó pontjait.

A tanulmány során ezeket a hatásokat (szélteher és vízszintes erők) próbálom meg leírni – korlátozott keretek közt, modellezni a rendelkezésre álló lehetőségek alapján - hogy pontosabb kiindulási

számokkal dolgozzunk.

A tanulmány gondolatébresztő, hogy sokkal aktívabban lehetne használni a meglévő erőforrásainkat, tapasztalatainkat, mérési eredményeinket, vagy humán és egyéb erőforrásainkat, számítástechnológiai/technikai kapacitásainkat.

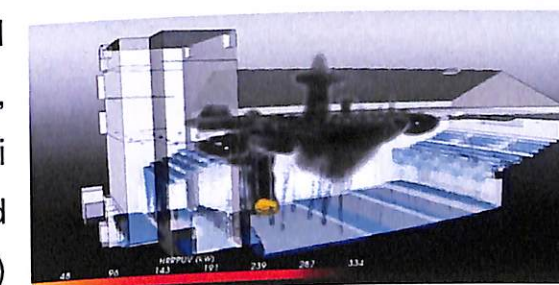
1.2. INFORMATIKAI RENDSZEREK

Az informatikai rendszerek rohamos tempóban fejlődnek. Nap mint nap lehet róla hallani, hogy a jövő munkahelyei nagyban meg fognak változni, szakmák fognak eltűnni, és helyette újak fognak megjelenni.

Az Autodesk által forgalmazott legújabb modellező program ezzel a szlogennel hirdeti magát: "TIME TO RETHINK STRUCTURAL ANALYSES"¹ azaz „Ideje újra gondolni a szerkezet tervezést”. Kissé túlzó megállapítás, de nyilván van benne igazság, marketing fogásnak egészen jó. Számos különbség tapasztalható a különböző programok között, a Magyarországon használt és elterjedt Axis vagy egyéb programok és az Autodesk „világ” között.

Utóbbi cég sokkal nagyobb erőforrásokkal rendelkezik, és ezt ki is használja: több szektor számára kínál megoldásokat és ezeket nagyszerűen össze is kapcsolja:

Az Autodesk Inventor segítségével gépeket tervezhetünk, épületgépészeti és villamossági tervek is készíthetünk (Autocad Electrical és MEP vagy Utility) továbbá, gyártmány tervek hozhatunk létre a különböző szerkezeti elemekhez és ezekből statikai modelleket készíthetünk, amelyek oda-vissza kompatibilisek egymással. A számítástechnika fejlődése azonban itt nem áll meg, ma már akár komplex tűz eseteket is szimulálhatunk (Autodesk Project Scorch). A szerkezet tervezés is



1. ábra: Tűzeset szimuláció



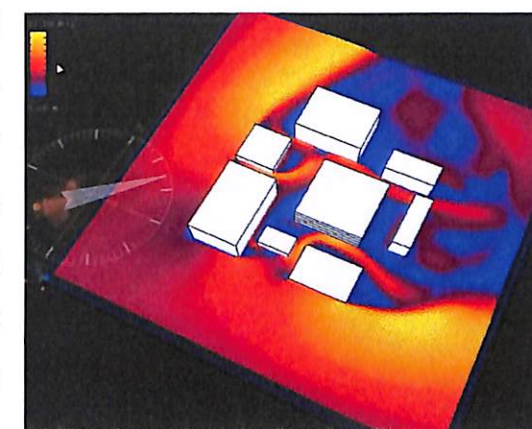
2. ábra: Áramlástechnikai vizsgálat

eltolódik az informatika irányába (Autodesk Project Dynamo).

Ezeket a kompatibilis modelleket integrálhatjuk térképészeti szoftverekbe (Infrastructure Map Server), ahol a vonalas létesítményeket is modellezhetjük, egészen újfajta megközelítésben, a különböző csővezetékeknél akár konkrét áramlástan képeket létrehozva (Autodesk Computational Fluid Dynamics).

Ahogy korábban említettem, ezek a programok oda-vissza kompatibilisek egymással, ezáltal jobb csapatmunkát, munkamegosztást is lehetővé tesznek, átláthatóbban, rendezettebben, szervezettebben kezelve az információkat (BIM).

Az épületekre ható terhek minél pontosabb meghatározása szükséges – mint kiindulási adatok –, és ebben nagy segítségünkre vannak a számítógépes programok. A szabványok általában az épületeket inkább mint a semmiben álló egységeket kezelik, sokszor nagyon leegyszerűsítve, egyszerű kockák.



3. ábra: Szélteher vizsgálat

Azonban az épületek nem a semmiben állnak, hatással vannak egymásra, komplex rendszerek, önmagukban és környezetükben is. Az altalaj adottságok (akár földrengésnél) nem a lehető legcélszerűbb, egyszerű A-B-C egységekként kezelni. A szabványban nehezen értelmezhetők az átlagostól eltérő épületek, azonban számban inkább ezek vannak többségben. Sok lehetőséget nyújtanak ezek a programok, például szélcsatornában modellezhetők komplett városrészek, városok. Tervezésnél nem csak a biztonság fontos szempont, hanem egyéb tényezők is, mint a gazdaságosság vagy a komfort. Egyre többször bukkan fel tanulmányokban az "élhetőbb városok" kifejezés, amelyek egy idő után természetesen visszahatnak az emberre magára és társadalmunkra is (ingatlanárak, környezet, emberi közérzet, erőforrások használata).

Az épületekre akár szélrózsák is alkalmazhatók a programban. Ezeket az értékeket alkalmazhatjuk különböző épületekre, akár repülőterekre, amellyel nagyban befolyásoljuk az építészet által egy másik iparág, a repülés biztonságát.

A városokban gyakran jelentenek problémát a szmogriadók, hogy a városok nem tudnak megfelelően „kiszellőzni”. Nyilván ez várostervezésnél is egy szempont lehet (úgynevezett layer). Ezeket elég csak figyelembe venni, felhasználni, a tanulságokat leszűrni, majd alkalmazni a szabályozási tervekben. Elkészíthetők például elkészíthetők városrészek széltérképei, amelyek alapján beazonosíthatók a “rosszul” működő részek, és a továbbiakban figyelembe lehet őket venni: a szeles részekre fákat telepíteni, vagy a rosszul szellőző részeknél esetlegesen egy épület bontása után, megtiltani az újabb beépítést.

A számítógépes programok segítségével sokkal kényelmesebb, biztonságosabb és gazdaságosabb épületek tervezhetők.

2. SZABVÁNYOK

2.1. SZABVÁNYOK ÁLTALÁNOS ÁTTEKINTÉSE

A szabványok általánosan próbálják lefedni a valóságot. Kocka, téglatest alakú épületeket feltételezve, azokat környezetükből kiszakítva. Jellemzően a szabványok csak közelítő mértékeket, arányszámokat adnak meg. Korábbi tanulmányokban olvasható, hogy „amennyiben az épületek komplexek és eltérnek a szabványtól, kérjük ki egy tapasztalt mérnök véleményét, esetleg ennek fényében módosítsuk modellünket”². Nyilván ez nem egy számszerű egzakt meghatározás, nem helytálló mérnöki direktíva, ennél pontosabb meghatározásokra van szükségünk. A szabvány azonban minden modellt a környezetéből kiszakítva, leegyszerűsítve jelenít meg. Egy konkrét elemzés/modellezés során, sokkal pontosabb értékeket kaphatunk.

A méretezések azaz a szabványok alkalmazása közelítéseket tartalmaz. Korábban Magyarországon az MSZ (Magyar Szabvány) volt hatályban. Ennek is voltak különböző változatai: az első Magyar Szabvány az 1920-as években készült, majd ezt követően folyamatosan aktualizálták. A legutolsó Magyar Szabvány 1986-ban jelent meg MSZ-15.000 néven. A szabványok változásait vizsgálva megállapítható, hogy a terheket folyamatosan csökkentették, ezáltal karcsúbb, anyag takarékosabb szerkezeteket³ kaptunk, azonban az épületek biztonsága bizonyos esetekben csökkent. A Magyar Szabvány a legkisebb biztonsági értékekkel volt jelen Európában. Ennek részletes bemutatását és értékeit a további példákban fogjuk látni.

Az egységes Európa gondolata már többször megfogalmazódott a kontinensen, akár a történelmi időkben is (lásd Frank Birodalom vagy Német-római Császárság). Az Európai Unió elődje, az Európai Közösség

(EK), később az Unió fokozatosan vezette be a jogharmonizációt, azaz a különböző jogszabályok egységesítését és a különböző szabványok Európai Unió elfogadtatását. Az Eurocode előfutára volt az Európai Előszabványok. Első kiadása 1985-ben jelent meg, mostani formáját pedig 2005-ben érte el. Mivel hazánkban a jelenlegi szabvány az Eurocode, így részletesen ennek a tárgyalására fogok kitérni, illetve az Eurocode-ban lévő pontatlanságokra, hiányosságokra.

Érdekességként megjegyzendő, hogy az Eurocode használatára több ország is áttért, így Oroszország és Kína is⁴. Itt jellemzően más típusú meteorológiai terhek adóttak (esős évszak, hó és szélterhek, tájfunok, amelyek az Európai kontinensen ismeretlen fogalmak). Ezek nagyban befolyásolhatják az épületszerkezetekre ható terheket, melyek során nem elegendő egy-két szám, szorzó magasabbra emelése.

Magyarországon az Eurocode 2010. december 31. óta van hatályban. Az Eurocode összesen 10 db kötetet tartalmaz, azonban sajnos nagy részük nincsen lefordítva és nemzeti melléklettel sincsenek ellátva. Az Eurocode tartalmazza a Nemzeti mellékleteket, amelyek a nemzetileg releváns paramétereket tartalmazzák. Ilyenek az adott országra jellemző, geográfiai, éghajlati adatok, az adott ország sajátosságait figyelembe véve, illetve az Eurocode-ban található alapelvek, és alkalmazási szabályok⁵.

A jelenlegi tanulmányban az Eurocode szabványokat fogom alapul venni, és tárgyalni őket. Kiemelek bizonyos részeket, amelyek kifejezetten a szélterhekre irányulnak.

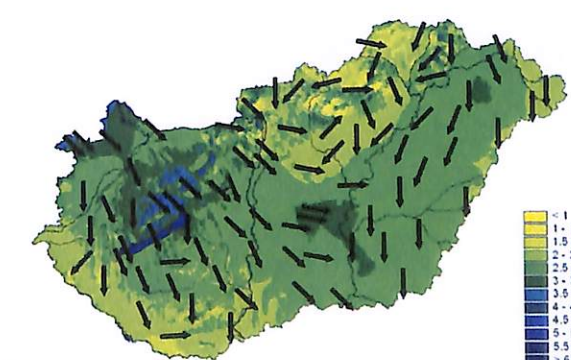
2.2. METEOROLÓGIAI TERHEK

Különböző hatásoknak köszönhetően változik az éghajlatunk. Ezek az események részben természetesek, részben az ember által előidézett változások. Ehhez hasonló változások többször tapasztalhatók voltak a történelem során is, ilyen volt például az 535-545. közötti "soha véget nem érő tél", melynek okozója a Halley üstökös lehetett.⁶

Ezek a jelenségek lehetnek földrengések, árvizek, szélviharok, vulkánkitörések, amelyek nagyban hatással vannak az életünkre. A mérnöki szerkezeteket általában ezekre méretezzük, a legnagyobb, legritkábban előforduló terhekre, bizonyos időközönkénti elfordulási gyakoriságukra. Nyilván létezik úgynevezett „vis maior” is, amikor a mérnök megfelelő körütekintéssel járt el az épület tervezése során, azonban a bekövetkező káresemények - amelyek akár emberéleteket is követelnek - nem az ő felelőssége, mivel a szabvány szerint járt el.

Magyarországon is egyre gyakrabban tapasztalhatunk ilyeneket, mint például a 2006. augusztus 20-i tűzijáték vagy a 2013-as márciusi hóesés, a 2010-es új magyarországi szélrekord (Kab-hegy, 172 km/h)⁷. Fontos megjegyezni, hogy a szabványban szereplő értékek felülvizsgálatra szorulnak, mind a szélteher, mind a földrengés vonatkozásában.

A technika fejlődésének köszönhetően pontosabb és részletesebb értékek állapíthatók meg, amely adatokból rendelkezésünkre állnak az úgynevezett szélrózsák is az épületek tervezéshez. A Meteorológiai Intézet számos ilyen publikációjával találkozhatunk⁸,

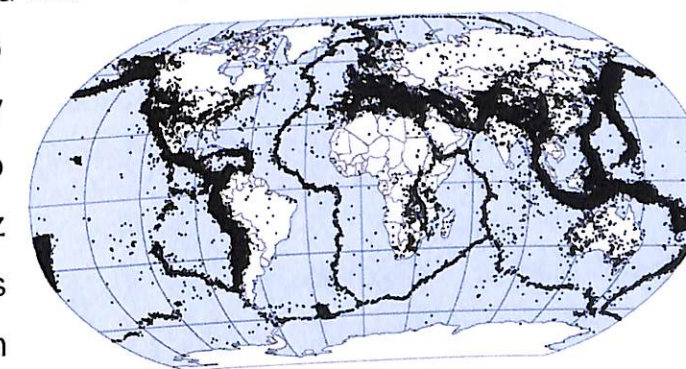


4. ábra: Magyarország szélterképe

illetve a mérési adatok nyilvánosak. Az épületek elhelyezésénél és kialakításánál ezeket figyelembe lehet venni. A különböző tanulmányok szerint Magyarországon jellemzően északi, északnyugati szelek uralkodnak, kisebb területeket figyelembe véve azonban megállapítható, hogy az ország területén számos szélcsatorna alakul ki, így konkrét irány nem igazán határozható meg.

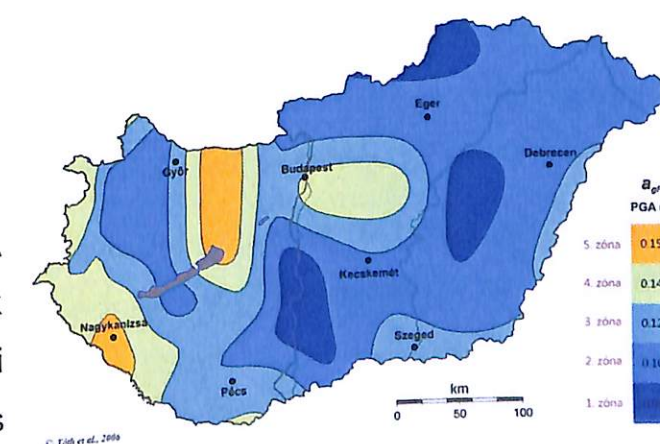
Fontos emellett megjegyezni a földrengés terhet is mint vízszintesen jelentkező erőt. Általában ezek az erők mértékadók szoktak lenni, bizonyos épület típusoknál, a szélteherrel összevetve.

A földrengések kialakulásának okai a különböző kontinentális táblák mozgása, vulkáni tevékenységek. A belső erők hatására a földkéreg különböző részei távolodnak, közelednek, megtörnek, összenyomódnak, gyűrődnek, és a Föld arculata ezáltal folyamatosan változik. A folyékony magon található a mozgó szilárd rétegek, amely alapvetően 12 nagyobb táblára oszthatók, és az úgynevezett szeizmikus varratok mentén kapcsolódnak.



5. ábra: Szeizmikus varratok és földrengések

Hazánkban az egyik leginkább veszélyeztetett terület a Tatabánya, Komárom, Balaton keleti régiója által határolt terület. A történelem során itt több, sok áldozattal és jelentős anyagi kárral járó katasztrófa is kialakult. A magyarországi földrengésekről általánosságban elmondható,



6. ábra: Magyarországi talajgyorsulási tényezők

hogy a legnagyobbak általában 6-os erősségűek, ez azt jelenti, hogy komoly károk keletkezhetnek a nem jól megépített épületekben, illetve érzékelhetőségét és hatását tekintve, nagyon erősek, és eléggé rombolók.

A mai Magyarország területén kipattant legnagyobb földrengés Mária Terézia uralkodása alatt történt, 1763. június 28-án Komáromban. A terület Magyarország egyik legaktívabb területe, ahogyan az a térképen is látható. A rengés erőssége közel 6,3-ra becsülhető.

A földrengések keletkezési pontját hipocentrumnak nevezzük, és az erre vonatkozó merőleges vetület az epicentrum. A történelem során többfajta értékelési rendszer is kialakult, az egyik legelterjedtebb a Richter-skála. A Richter-skálával mérjük a földrengés erősségét, amelyet egy dimenziótlan számmal jellemzünk, a magnitúdóval. A magnitúdó, amellyel jellemezzük, a felszabaduló kinetikus energia jellemzése, számítása. Minden fokozat az előzőnél 32-szer nagyobb energiájú. A földrengések előrejelzése eléggé nehézkes, illetve nehezen, csak későn jósolható meg.

A földrengés számításnál, kiindulva az alapadatoknál, a talajtípusok meghatározása is kellően fontos. Léteznek olyan talajok, amelyek a földrengés hatására elveszíthetik szilárdságukat, ez az úgynevezett talaj folyósodás jelensége. A földrengések és a talajok viszonyában elmondható, hogy a puha talajok jelentősen felerősítik a földrengés hatását, illetve terep kiemelkedéseknél a hatások szintén felerősödnek, a sziklás vagy üledékes talaj határvonalán a gyorsulások nagyobbak.

A földrengés során több fajta hullám keletkezhet. A hullámokat két fő csoportra osztjuk, az egyik csoportot az úgynevezett "térhullámok" alkotják, ezek a Föld belsejében is képesek terjedni. A másik csoportot pedig a „felületi hullámok” alkotják, amelyek csak a Föld felszínén képesek terjedni. A térhullámok idegen kifejezéssel Longitudinális hullámok, vagy más néven p (primer) hullámnak is szokták nevezni, mert a szeizmogramokon ez a hullám jelenik meg először. A hullámban a

részecskék terjedési iránya megegyezik a hullám haladási irányával, összehúzódnási és kitágulási szakaszok váltakozva követik egymást. A transzverzális hullám, vagy más néven s (szekunder) hullám, ahogyan a nevéből is adódik, a szeizmográfokon másodikként a p (primer) hullámok után jelentkeznek. Ebben a hullámban a részecskék terjedési iránya merőleges a hullám haladási irányára. Az s hullámok jellemzője, hogy a folyadékokban nem terjednek. Érdekességük, hogy mivel a föld belsejében terjednek, és a különböző sűrűségű anyagokban különböző sebességgel haladnak, felhasználhatók arra is, hogy segítségükkel meghatározzuk a Föld belső szerkezetét. Egy másik nagy csoport a térhullámok mellett a felületi hullámoké. A felületi hullámokat is két csoportra oszthatjuk. Az egyik a Rayleigh típusú hullám, a másik a Love csoportra oszthatjuk. Az egyik a Rayleigh típusú hullám, a másik a Love típusú hullám. Mindkettő nevét a felfedezőjéről kapta. Az első típusnál a hullámban a részecskék terjedési iránya merőleges a hullám haladási irányára. A hullám a Föld felszínén halad és akár szabad szemmel is látható, mert a tárgyak fel-le mozognak hatására. A Love-típusú hullámnál a részecskék a hullám síkjában mozognak. A sebessége általában nagyobb, mint a Rayleigh típusú hullámoké.⁹ A fentebb leírtak szerint, a hullámok által keltett erők, az épületeknél mind vízszintes és mind a függőleges erőként is megnyilvánulhatnak, továbbá komplexebb erőket is létrehozhatnak, csavarodásokat is.

A földrengések hatása más lehet az adott épületre is attól függően, hogy az milyen technológiával készült, pillér-vázás, vagy falazott szerkezet, illetve az alaprajzi elrendezést is ki kell emelni, mint tényezőt. Léteznek továbbá a földrengésvédelemre aktív és passzív kontroll rendszerek. Az aktív kontroll rendszerek számítógépes lengés-kiegyensúlyozó rendszert alkalmaznak. A passzív kontroll rendszerek, az alapozás, és a felmenő szerkezetek közé egy úgynevezett energia felemésztő rendszer beépítésével operálnak. Földrengés tervezésnél szeizmikus kapcsoló elem alkalmazása rendszerint ajánlott.¹⁰

2.3. MÉRETEZÉS METEOROLÓGIAI TERHEKRE A SZABVÁNYOK SZERINT

Az Eurocode-féle szélteherre való méretezés során idealizált teher modelleket készítünk. A modellezési eljárás során szélnyomásokkal és szélszívási értékekkel számolunk, amelyet az Eurocode különböző épületekre, táblázatos formában tartalmaz. Ezek az erők hathatnak az épület külső felületére közvetlenül, és a belső felületére is közvetetten. A szélteher iránya szerint, amelyet ugyanúgy táblázatos formában találunk az Eurocode-ban, lehet a felületre merőleges, vagy azzal párhuzamos.

A szélhatás számítását a torlónyomás (q_p) alapján, és az alaki tényezők vagy nyomási tényező szorzataként kapjuk, illetve bizonyos esetekben további egyéb paramétereket is felsorol a szabvány. A szabvány azonban bizonyos esetekben kitér speciális épületekre, építményekre is, mint például a rezgésre érzékeny szerkezetek.

A szélesebbesség alapértékét (v_b) az alábbiak szorzataként kapjuk:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

$V_{b,0}$ a szélesebbesség kiindulási alapértéke ($v_{b,0} = 23,6$ m/s),

C_{dir} az iránytényező, amely a szélirány szélesebbességre gyakorolt hatása,

C_{season} évszaktényező,

A szabvány tárgyal további olyan tényezőket is, mint érdességi tényező, domborzati tényező, szélörvény. Azonban ezeket nem határozza meg egzakt, konkrét módon, csupán egy számot rendel hozzájuk, amely bizonyos esetekben csupán megnöveli a kapott értékeket.

Megjegyzendő, hogy a Magyarországon számított szélesebbesség kiindulási alapértéke, egy nagyon alacsony szám a 23,6 m/s, azaz 85 km/h széllekedéseket feltételez. Tapasztalataink alapján tudjuk, hogy a mai Magyarországon, ez az érték nem egy ritkán bekövetkező esemény,

szinte minden évben tapasztalhatók ennél jóval nagyobb széllesek is.

A felületegységre vonatkoztatott átlagos torlónyomás értékét (q_p), az alábbi összefüggéssel kapjuk:

$$q_b = 0,5 * p * v_b^2$$

p a levegő sűrűsége (1,25)

v_b a szélesség alapértéke

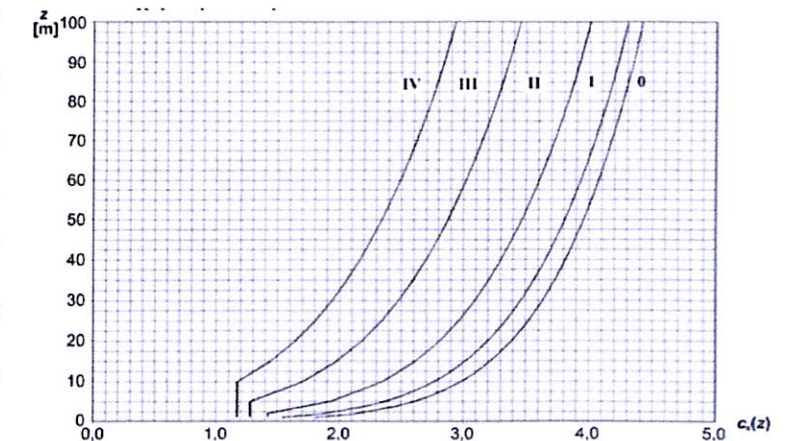
A torlónyomás csúcsértékét az alábbi összefüggéssel kapjuk:

$$q_p(z) = c_e(z) * q_b$$

q_b az átlagos torlónyomás értéke

$c_e(z)$ a kitettségi vagy helyszíntényező a beépítési kategóriák függvényében

A $c_e(z)$ tényezőnél a szabvány felsorol négy kategóriát, és ezekhez rendel hozzá számokat. Ezek a területek, lehetnek nyitottak, vagy fákkal körülvett szélvédett helyek. Minden kategóriához hozzárendel magasságot, amely a torlónyomás csúcsértékét jelzi. A



7. ábra: Beépítettségi osztályok

táblázatos értékekből láthatjuk, hogy ezek is csupán hozzárendelt számok, szorzótényezők, amelyek nem veszik figyelembe az adott épület karakterisztikáját, igazi környezetét, vagy csak nagyon korlátozottan.

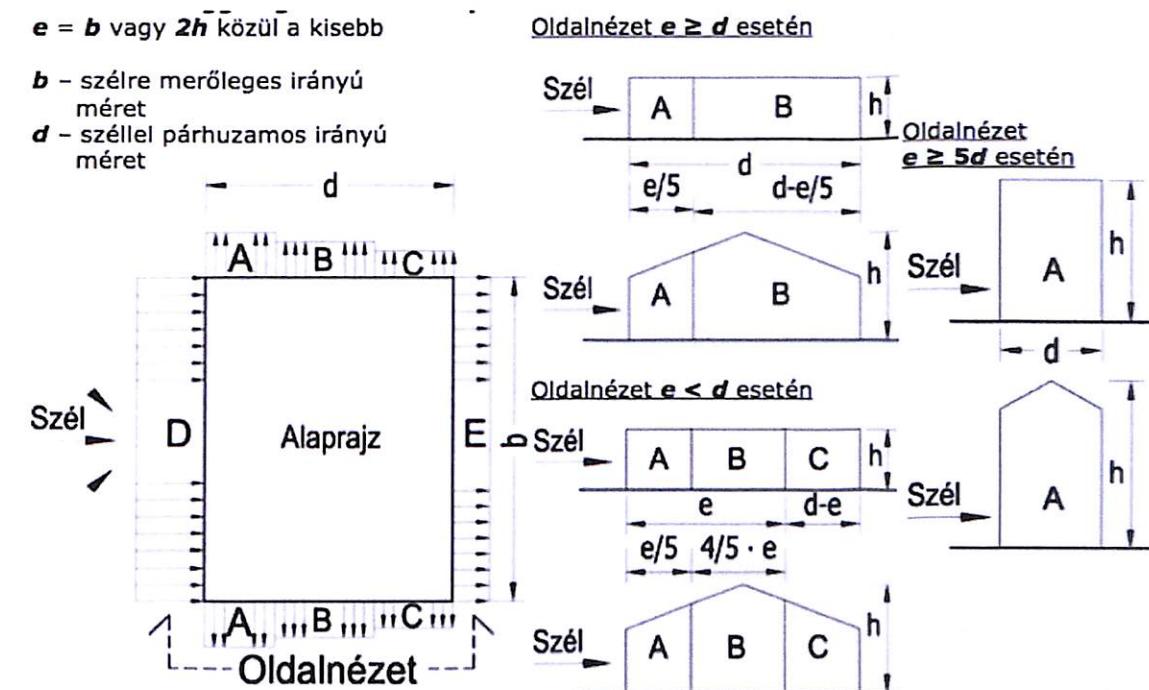
Az adott felületre ható erőhatásokat (w) pedig az alábbi képlettel tudjuk számolni:

$$w = q_p(z) * c_p$$

c_p nyomási tényező, amely lehet belső vagy külső, ezeket külön alsó indexek jelölik (e vagy i). A különböző építmény típusokhoz, felületekhez, különböző értékeket rendel hozzá, különböző irányokból, szerkesztési

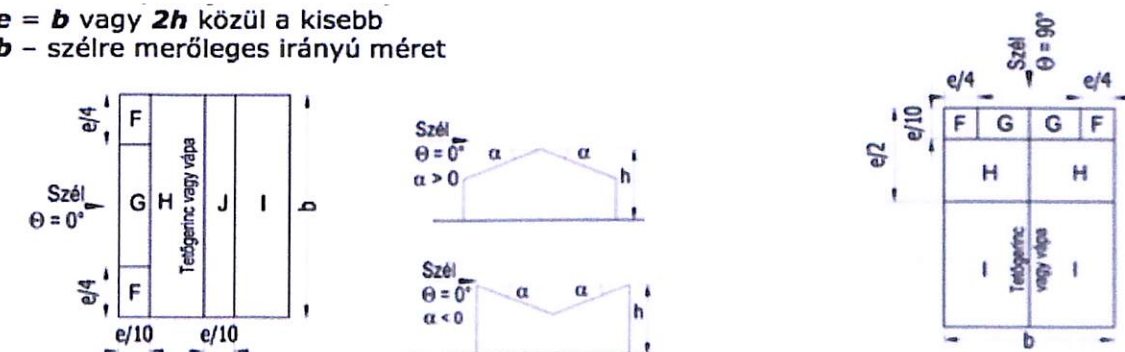
szabályok révén. A c tényezőket a szabvány tovább bonja aszerint, hogy mekkora felületen hatnak (ezek között logaritmikus interpolációval számolhatunk 1 és 10 között, melynek értékét szintén egy alsó index tartalmaz),

q_p a torlónyomás csúcsértéke



8. ábra: Eurocode szélteher zónák

$e = b$ vagy $2h$ közül a kisebb
 b – szélre merőleges irányú méret



9. ábra: Eurocode szélteher zónák

A külső nyomási tényező c_{pe} értékei az épületek függőleges falaira

Zóna	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3	-0,3

A közbelső h/d értékeknél lineáris interpoláció alkalmazható.

1. táblázat: Eurocode külső nyomási tényezők

Tető- hajlás α	Zónák $\Theta = 0^\circ$ szélirányhoz									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,8	-0,8	-0,7	-0,7	-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8	-0,8	-0,6	-0,6	-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-0,5	-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-1,0	-1,5
30°	+0,2	-1,5	+0,2	-1,5	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0
45°	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	+0,4	+0,4	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0
60°	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,6	+0,6	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2
75°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2

2. táblázat: Eurocode külső nyomási tényezők

Tető- hajlás α	Zónák $\Theta = 90^\circ$ szélirányhoz							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,5	-0,5
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	-0,5
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	-0,5
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-0,5
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	-0,5
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	-0,5

- MEGJEGYZÉSEK: A $\Theta = 0^\circ$ széliránynál $\alpha = +5^\circ$ és $\alpha = +45^\circ$ tetőhajlás között a szél támadta oldalon a nyomás gyorsan változik a pozitív és a negatív érték között, ezért a táblázat mind pozitív, mind negatív értékeket tartalmaz. Ezeknél a tetőknél 4 esetet kell figyelembe venni, melyeknél F, G és H legnagyobb vagy legkisebb értékei kombinálódnak I és J legnagyobb vagy legkisebb értékeivel. Pozitív és negatív értékek kombinációja nem megengedett egyazon oldalon.
- MEGJEGYZÉSEK: Azonos előjelű, tetőhajlás értékek közé eső hajlásszögre lineáris interpoláció alkalmazható, de csak azonos előjelű nyomási tényező-értékek között. (Nem szabad interpolálni az $\alpha = 5^\circ$ és $\alpha = -5^\circ$ között, ilyenkor a szabványban lapos tetőkre adott értékeket kell figyelembe venni.) A 0,0 értékek interpolációs okokból vannak megadva.

3. táblázat: Eurocode külső nyomási tényezők

Ezzel szemben a Magyar Szabvány egy sokkal egyszerűbb módszert alkalmazott, amely fellelhető a különböző forrásokban.¹¹

A helyi és átlagos torlónyomás értékekhez megad egy táblázatot, vagy különböző számítási módszereket, amelyek csupán a magasságokat veszik figyelembe. Az oldalfalra ható alaki tényezőknél fix megadott értékekkel számol, a tetőhajlásoknál pedig egy egyszerű függvényt ad meg, ahol interpolációval számolhatók az értékek. A szélhatás értékének kiszámítására ezt a két tényezőt szorozza össze.

$$p_w = c * w$$

w torlónyomás,

c az építmény alakjától, terhelt felület helyzetétől, és széliránytól függő alaki tényező,

A torlónyomást különbözőképpen számította a régi Magyar Szabvány, attól függően, hogy helyi vagy átlagos, általában vagy csökkentett:

$$w_0 = 0,7 * (h/10)^{0,32} \quad \text{(helyi, általában)}$$

$$w'_0 = 0,455 * (h/10)^{0,44} \quad \text{(helyi, csökkentett)}$$

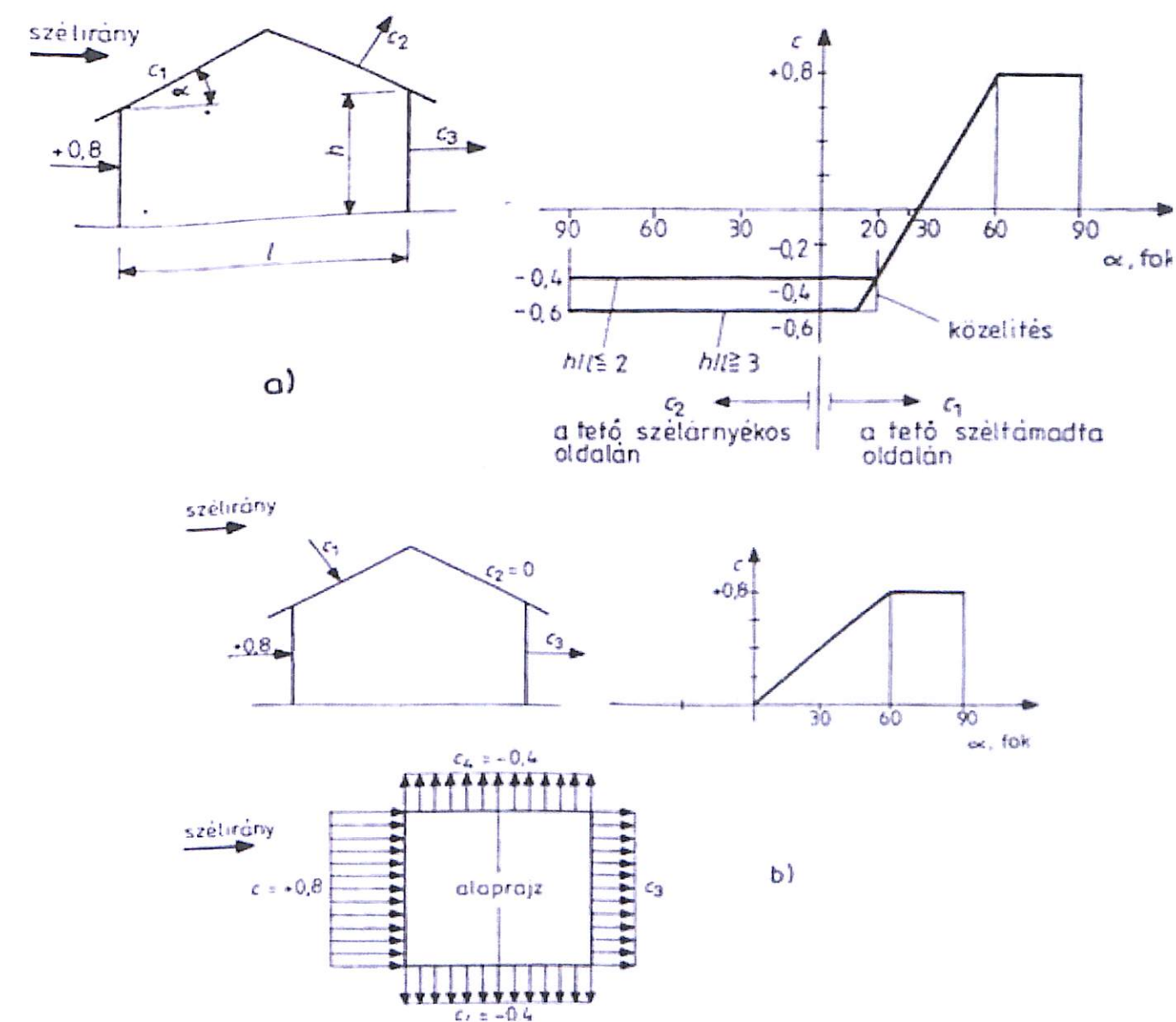
$$w_1 = 0,7 * (H/10)^{0,32} \quad \text{(átlagos, általában)}$$

$$w'_1 = 0,455 * (H/10)^{0,44} \quad \text{(átlagos, csökkentett)}$$

Viszont a segédlet megjegyzi, hogy:

„A szélteher alaki tényezőjét aerodinamikai vizsgálatok (mérések szélcsatornában, modelleken) hiányában a következő megadott értékekkel, illetve a közöttük lineáris interpolációval meghatározható a közbelső értékekkel szabad figyelembe venni.”¹² – azaz itt a segédlet is megjegyzi, hogy bonyolultabb épületeknél erősen ajánlott modelleket, szélcsatornás méréseket alkalmazni.

Természetesen ez a szabvány is tartalmazott különböző kitételeket mint „szél súrolta felületek” vagy „gömb felületű építmények”, „rácsos szerkezetek”.



10. ábra: Magyar Szabvány külső nyomási tényezők

2.4. FÖLDRENGÉSRE VALÓ MÉRETEZÉS

A földrengésekre való méretezés során az első használható leírást, méretezési eljárást csak az Eurocode tartalmazta. A Magyar szabvány csak annyit mondott ki, hogy méretezni kell, több utasítást nem adott. A földrengésre való méretezési eljárást az Eurocode 8 tartalmazza, amely több fejezetre bomlik, sajnálatosan a magyar nyelven rendelkezésre álló információk elég hiányosak.

A földrengés tervezésnél az alábbi szempontokat kell figyelembe venni¹³:

- 1, Az építmény ne omoljon össze, azaz ki kell elégítenie a teherbírési követelményeket a földrengési teherkombinációra is,
- 2, Az épület csak korlátozott károkat szenvedjen, vagyis a használhatósági határállapotra is megfelelőnek kell lennie,
- 3, A létfontosságú építmények, működőképesek maradjanak (kórház, tűzoltóság, rendőrség, kommunikációs központok, transzformátorállomások, veszélyes ipari létesítmények, stb.).

A mérnöki kamara szerint ajánlott a földrengésre való méretezéskor 30%-os túllépési valószínűséghez tartozó, NB1 táblázatból 0,7-szeres értékeit figyelembe venni¹⁴.

A földrengésre való méretezés lépései:

- 1, Az adott helyiség szeizmicitásának megállapítása,
- 2, Az altalaj típusának meghatározása,
- 3, Szeizmikus együttthatók megállapítása – fontossági tényező,
- 4, Tervezés, mértékadó számok meghatározása.

Az alaprezgési periódusidő megállapítása lehetséges, szabvány szerinti értékkel figyelembe venni, tapasztalati képlettel, vagy egyéb számítási módszerekkel. A szabvány az altalajokat is különböző kategóriákba sorolja, azaz A, B, C, D, E vagy S1, S2.

A fontossági tényezőket is külön táblázatba szedve találjuk a szabványban, amelyet a számítás során a talajgyorsulási referencia értékkel veszünk figyelembe.

Meghatározó tényező ezen felül a duktilitás, ez a képlékenyedést jelenti, azaz a tartószerkezet mekkora képlékeny alakváltozást képes elviselni törés nélkül. Ezt a tényezőt, a „q” viselkedési tényezőn keresztül vesszük figyelembe. Továbbá meghatározunk olyan fogalmakat is mint „disszipatív” azaz energiaelnyelő vagy kicsi disszipativitású, rugalmas szerkezet. Ez az érték rugalmas rendszer esetén 1,5 q, energia elnyelő rendszer esetén pedig lehet akár 5-6 is, azonban ilyen épületeknél, építményeknél számos egyéb tervezési szabályt is be kell tartani.

Továbbá fontos megjegyezni a tervezési válaszspektrum fogalmát is. Ez a tényező a rugalmas válaszspektrum és a viselkedési tényezővel való osztással jön létre, azaz figyelembe veszi a képlékenyedést is (S/q), amivel meghatározhatjuk a szeizmikus nyíróerőt.

Számítási metodikát tekintve alapvetően meghatározhatunk lineáris, vagy nem lineáris módszereket¹⁵:

Lineáris rugalmas számítás

A, Egyszerű esetekben (vízszintes erők módszere)

$$F_b = m \cdot S_d(T1) \quad (\text{alapnyíróerő})$$

m – a szerkezet tömege

S_d – a szerkezet gyorsulási válasza, a válaszspektrum megfelelő értéke

T1 – alaprezgési periódusidő (vízszintes mozgás esetén)

B, Modális válaszspektrum analízis

$$F_b = m \cdot (2,5 \cdot a_g \cdot S/q) \quad (\text{alapnyíróerő})$$

m – a szerkezet tömege

a_g – talajgyorsulási referencia érték

S – altalaj típusa

q – viselkedési tényező

A földrengési teherkombináció képzésénél, a modell ilyen esetben tartalmazza/tartalmaznia kell a merevségek és a tömegek elosztását is, hogy pontos deformációs képet kaphassunk.

Nem lineáris számítások

C, Nemlineáris statikus eltolódásvizsgálat (pushover analízis), azaz nem lineáris számítás állandó gravitációs terhek és monoton növekvő vízszintes terhek esetére.

D, Időfüggvény szerinti nem lineáris (dinamikus) számítás, azaz a szerkezet időfüggő mozgási differenciálegyenletek numerikus integrálásával kapjuk, konkrét akcelegrogramok felhasználásával.

3. LINDAB ACÉLSZERKEZETES CSARNOKOK ELEMZÉSE

3.1. LINDAB ACÉLSZERKEZETES CSARNOKOK ALAPADATAI

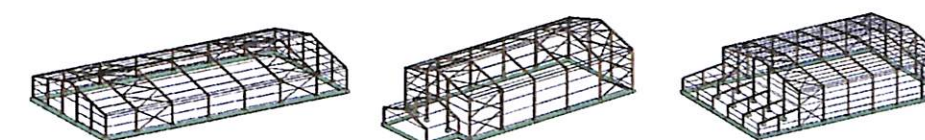
A tanulmány során a szabvány szerinti (Eurocode) és szélcsatornás elemzéseket végeztem bizonyos épületeken az eredmények összehasonlításához. A modellezés során létező csarnokokat elemeztem elsőként.

Ezek a Lindab cég által forgalmazott, előre gyártott acélszerkezetes épületek, amelyek megtalálhatók a Lindab honlapján¹⁶ is mint sztenderd termékek (sőt még a jófogás.hu-n is!).

A további elemzésekben elképzelt fiktív épületeket vettem alapul, amelyek paraméterei alapján kimutathatók pontosabban a szabványtól való eltérés sarkalatos pontjai, illetve egyéb jellemzői.

Az elemzés során 122,4 km/h széllelőkeket feltételeztem (34m/s), mindkét esetben (illetve a Magyar Szabványt is vizsgáltam, de az itt tapasztalt eredmények lényegesen alacsonyabbak voltak mindkét másik modellezéshez képest, ezért ezt részletesen a továbbiakban nem vizsgáltam). Az beépítési kategória minden esetben III. övezet, amely valószínűleg a legjobban hasonlíthat az épület felhasználási, építési helyéhez, azaz gyári, ipari, alacsonyan beépített környezethez.

Az első táblázat az épületek alapadatait tartalmazza. Három darab épületet elemeztem, egy mezőgazdasági épületet (Lovarda), és két tornacsarnokot. A további táblázatok jelölik a szabványok által meghatározott értékeket, külső nyomási értékeket, terhelő erőket. A fiktív elképzelt épületek komplexitása és jellege miatt, itt nem számoltam értékeket a szabványok szerint, hanem a szélcsatornás elemzések ábráiból vezethetők vissza közvetlenül felületi terhelő erők az épületre.



Épületek/ Épület adatai	Lindab mezőgazdasági épület	Lindab tornacsarnok 1	Lindab tornacsarnok 2
<i>funkció</i>	Lovarda	Tornacsarnok	Tornacsarnok
<i>a méret (m)</i>	50.00	15.00	30.00
<i>b méret (m)</i>	25.00	30.00	30.00
<i>válmagasság (m)</i>	5.00	8.00	10.00
<i>teljes magasság (m)</i>	8.35	10.65	12.65
<i>tető dőlésszöge</i>	15.00	20.00	10.00
<i>alapterület (m²)</i>	1494.00	450.00	900.00
<i>keretállások távolsága (m)</i>	7,50-6,25	6.00	6.00
<i>keretállások száma (m)</i>	8.00	6.00	6.00
<i>hosszoszlopok távolsága (m)</i>	5.00	5.00	6.00
<i>Melléképület</i>	nincs	van	van
<i>elhelyezkedése</i>	-	oromfalon	oromfalon
<i>a méret (m)</i>	-	10.00	10.00
<i>b méret (m)</i>	-	6.00	30.00
<i>válmagasság (m)</i>	-	3.00	3.50
<i>teljes magasság (m)</i>	-	4.85	4.85
<i>tető dőlésszöge</i>	-	20.00	10.00
<i>alapterület (m²)</i>	-	60.00	300.00
<i>keretállások távolsága (m)</i>	-	-	6.00
<i>keretállások száma (m)</i>	-	-	6.00
<i>hosszoszlopok távolsága (m)</i>	-	-	5.00

4. táblázat: Lindab acélszerkezetes csarnokok alapadatai

Az összes Eurocode elemzésnél az alábbi q_p tényezővel számoltam:

$$q_p = 0,5 * p * v^2 = 0,5 * 1,25 * 34 * 34 = 0,7225 \text{ kN/m}^2$$

Lindab lovarda épület, MSZ szerinti szélteher elemzés

h	8.35 m		h	$fal w_0$	$tető w_0$
l_1	50.00 m	h_1	5.00	0.48	-
l_2	25.00 m	h_2	8.35	-	0.65
h/l_1	0.17				
h/l_2	0.33	Alaki tényezők	C_{pe}	w_0	$p_w = c * w_0$
α	15	C_t	0.80	0.48	0.384
		C_1	-0.40	0.65	-0.260
		C_2	-0.40	0.65	-0.260
		C_3	-0.35	0.48	-0.168
		C_4	-0.40	0.48	-0.192

5. táblázat: Lindab lovarda, Magyar Szabvány külső nyomási értékek

Lindab Lovarda épület, Eurocode szerinti elemzés (III kitettség)

h_1	8.35 m	Zonák	q_b	$c_{pe,10}$	$q_e(z)_1$	w_{e1}
l_1	50.00 m		Falakra ható erők			
l_2	25.00 m	A	0.7225	-1.20	1.30	-1.127
α	15.00	B	0.7225	-0.80	1.30	-0.751
		C	0.7225	-0.50	1.30	-0.470
e	16.70 m	D	0.7225	0.80	1.30	0.751
$e/2$	8.35 m	E	0.7225	-0.70	1.30	-0.657
$e/4$	4.18 m		Nyeregtetőre merőlegesen ható erők			
$e/5$	3.34 m	F	0.7225	-0.90	1.50	-0.975
$e/10$	1.67 m	G	0.7225	-0.80	1.50	-0.867
h/l_1	0.17	H	0.7225	-0.30	1.50	-0.325
h/l_2	0.33	I	0.7225	-0.40	1.50	-0.434
v_b	34.00 m/s	J	0.7225	-1.00	1.50	-1.084
q_b	0.72					
$c_e(z)_1$	1.30					
$c_e(z)_2$	1.50					

6. táblázat: Lindab lovarda, Eurocode külső nyomási értékek

Lindab tornacsarnok épület, MSZ szerinti szélteher elemzés

		Alaki tényezők	C_{pe}	w_0	$p_w = c * w_0$
h	10.70 m	$C_{t,alacsony}$	0.80	0.48	0.384
l_1	15.00 m	$C_{1alacsony}$	-0.40	0.56	-0.224
l_2	30.00 m	$C_{2alacsony}$	-0.40	0.56	-0.224
$l_1/10$	1.50 m	$C_{3alacsony}$	-0.35	0.48	-0.168
$l_2/10$	2.00 m	$C_{4alacsony}$	-0.40	0.48	-0.192
h/l_1	0.71	Sz.S.f.alacsonyfal	-2.00	0.48	-0.960
h/l_2	0.36	Sz.S.f.alacsonytető	-2.00	0.56	-1.120
α	20	$C_{t,magas}$	0.80	0.56	0.448
		C_{1magas}	-0.40	0.72	-0.288
		C_{2magas}	-0.40	0.72	-0.288
		C_{3magas}	-0.35	0.56	-0.196
		$C_{4,magas}$	-0.40	0.56	-0.224
		Sz.S.f.magasfal	-2.00	0.56	-1.120
		Sz.S.f.magastető	-2.00	0.72	-1.440

	h	fal w_0	tető w_0
h_1	3.00	0.48	-
h_2	4.80	-	0.56
h_3	8.00	0.56	-
h_4	10.70	-	0.72
Szél súrolta f.	-	-2.00	-2.00

7. táblázat: Lindab tornacsarnok 1, Magyar Szabvány külső nyomási értékei

Lindab tornacsarnok épület, Eurocode szerinti elemzés (III kitétséggel)

		Zonák	$C_{pe,10}$	$q_e(z)_1$	$q_e(z)_2$	w_{e1}	w_{e2}
h_1	4.80 m						
h_2	10.7 m						
l_1	15.00 m						
l_2	30.00 m						
e_1	21.40 m	e_2	15.00 m				
$e_1/2$	10.7 m	$e_2/2$	7.5 m				
$e_1/4$	5.35 m	$e_2/4$	3.75 m				
$e_1/5$	4.28 m	$e_2/5$	3 m				
$e_1/10$	2.14 m	$e_2/10$	1.5 m				
h/l_1	0.32						
h/l_2	0.16						
α	20						
v_b	34 m/s						
q_b	0.7225						
$c_e(z)_1$	1.3						
$c_e(z)_2$	1.70						
$q_e(z)_1$	0.94						
$q_e(z)_2$	1.23						

Zonák	$C_{pe,10}$	$q_e(z)_1$	$q_e(z)_2$	w_{e1}	w_{e2}
Falakra ható erők					
A	-1.20	0.94	1.23	-1.128	-1.476
B	-0.80	0.94	1.23	-0.752	-0.984
C	-0.50	0.94	1.23	-0.470	-0.615
D	0.80	0.94	1.23	0.752	0.984
E	-0.42	0.94	1.23	-0.395	-0.517
Nyeregtetőre merőlegesen ható erők					
F	-0.76	0.94	1.23	-0.714	-0.935
G	-0.70	0.94	1.23	-0.658	-0.861
H	-0.27	0.94	1.23	-0.251	-0.328
I	-0.40	0.94	1.23	-0.376	-0.492
J	-0.83	0.94	1.23	-0.780	-1.021
Nyeregtetőre párhuzamosan ható erők					
F	-1.24	0.94	1.23	-1.166	-1.525
G	-1.33	0.94	1.23	-1.250	-1.636
H	-0.67	0.94	1.23	-0.630	-0.824
I	-0.50	0.94	1.23	-0.470	-0.615

8. táblázat: Lindab tornacsarnok 1, Eurocode külső nyomási értékei

Lindab tornacsarnok épület, MSZ szerinti szélteher elemzés

		Alaki tényezők	C_{pe}	w_0	$p_w = c * w_0$
h	12.65 m	$C_{t,alacsony}$	0.80	0.48	0.384
l_1	30.00 m	$C_{1alacsony}$	-0.40	0.56	-0.224
l_2	30.00 m	$C_{2alacsony}$	-0.40	0.56	-0.224
$l_1/10$	2.00 m	$C_{3alacsony}$	-0.35	0.48	-0.168
$l_2/10$	2.00 m	$C_{4,alacsony}$	-0.40	0.48	-0.192
h/l_1	0.42	Sz.s.f.alacsonyfal	-2.00	0.48	-0.960
h/l_2	0.42	Sz.s.f.alacsonytető	-2.00	0.56	-1.120
α	10	$C_{t,magas}$	0.80	0.70	0.560
		C_{1magas}	-0.40	0.75	-0.300
		C_{2magas}	-0.40	0.75	-0.300
		C_{3magas}	-0.35	0.70	-0.245
		$C_{4,magas}$	-0.40	0.70	-0.280
		Sz.s.f.magasfal	-2.00	0.70	-1.400
Szél súrolta f	-	Sz.s.f.magastető	-2.00	0.75	-1.500

	h	fal w_0	tető w_0
h_1	3.50	0.48	-
h_2	5.25	-	0.56
h_3	10.00	0.70	-
h_4	12.65	-	0.75
Szél súrolta f	-	-2.00	-2.00

9. táblázat: Lindab tornacsarnok 2, Magyar Szabvány külső nyomási értékei

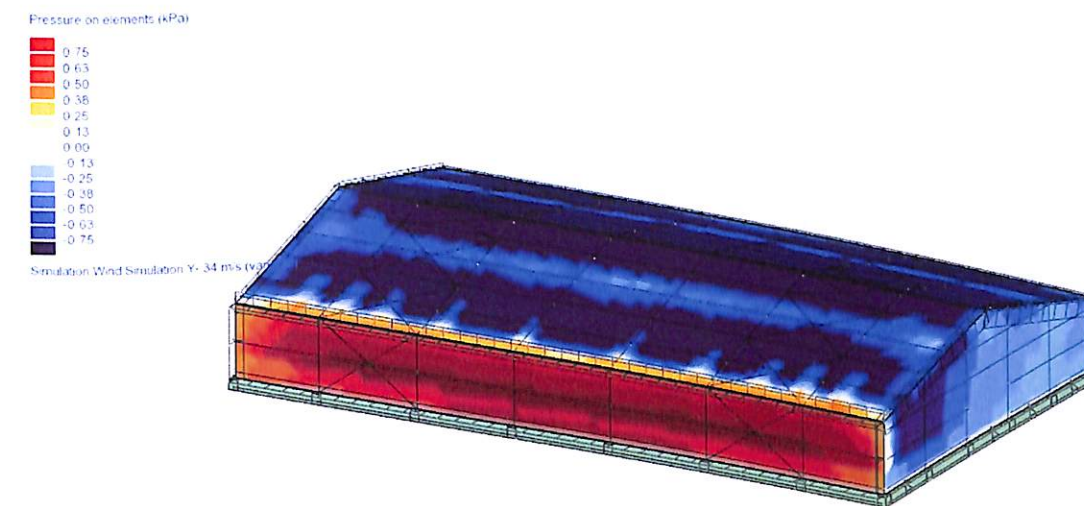
Lindab tornacsarnok épület, Eurocode szerinti elemzés (III kitétséggel)

		Zonák	$C_{pe,10}$	$q_e(z)_1$	$q_e(z)_2$	w_{e1}	w_{e2}
h_1	5.25 m						
h_2	12.65 m						
l_1	30.00 m	A	-1.20	0.94	1.30	-1.128	-1.560
l_2	30.00 m	B	-0.80	0.94	1.30	-0.752	-1.040
		C	-0.50	0.94	1.30	-0.470	-0.650
e	25.30 m	D	0.80	0.94	1.30	0.752	1.040
$e/2$	12.65 m	E	-0.40	0.94	1.30	-0.376	-0.520
$e/4$	6.33 m						
$e/5$	5.06 m						
$e/10$	2.53 m	F	-1.30	0.94	1.30	-1.221	-1.690
h/l_1	0.18 m	G	-1.00	0.94	1.30	-0.939	-1.300
h/l_2	0.18 m	H	-0.45	0.94	1.30	-0.423	-0.585
		I	-0.40	0.94	1.30	-0.376	-0.520
α	10.00	J	-0.50	0.94	1.30	-0.470	-0.650
v_b	34.00 m/s						
q_b	0.72						
$c_e(z)_1$	1.30	F	-1.45	0.94	1.30	-1.363	-1.885
$c_e(z)_2$	1.80	G	-1.30	0.94	1.30	-1.222	-1.690
$q_e(z)_1$	0.94	H	-0.65	0.94	1.30	-0.611	-0.845
$q_e(z)_2$	1.30	I	-0.55	0.94	1.23	-0.517	-0.677

10. táblázat: Lindab tornacsarnok 2, Eurocode külső nyomási értékei

3.2. LINDAB ACÉLSZERKEZETES CSARNOKOK ELEMZÉSE

A különböző modellezési eljárások, azaz a szabványok használata és a szélcsatornás elemzés során hasonló eredményeket kaptam vagyis a rudak, oszlopok, gerendák nyomatékra, nyírásra, normál erőre, azonos módon reagáltak. Eltéréseket csupán ezek mértékében tapasztaltam. Az épület szélcsatornás modellezése során jól láthatók a különböző felületekre gyakorolt hatások, amelyek részben eltérnek – pontosabbak – a szabványban meghatározott értékeknél.

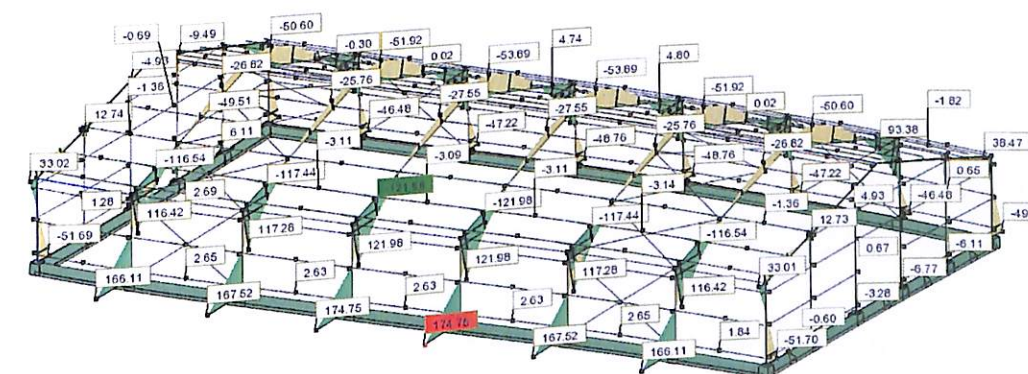


11. ábra: Lindab lovarda, szélnyomási értékei

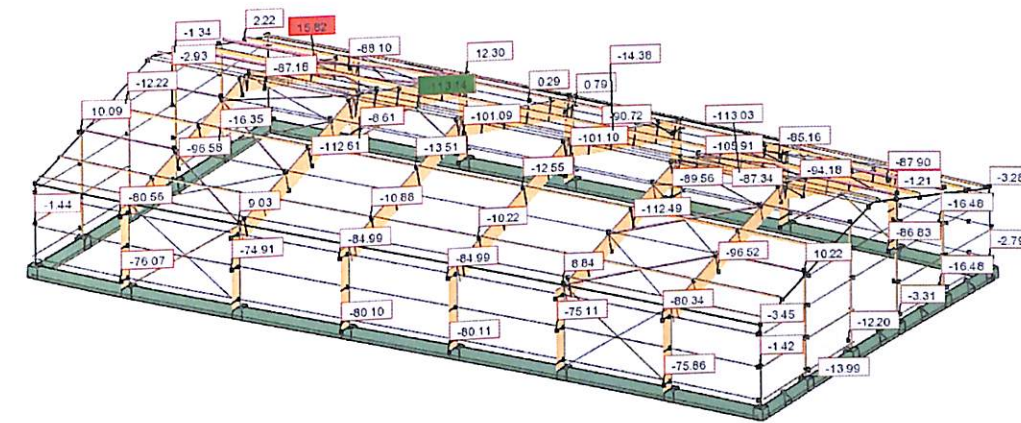
A mértékadó terhelés - csak a szélterhet figyelembe véve - a tetőgerince merőleges irányból következett be. Az adatokat táblázatosan foglaltam össze - a megfelelő összehasonlíthatóságért -, amely a közbelső keretállás mértékadó oszlopának adatai tartalmazza.



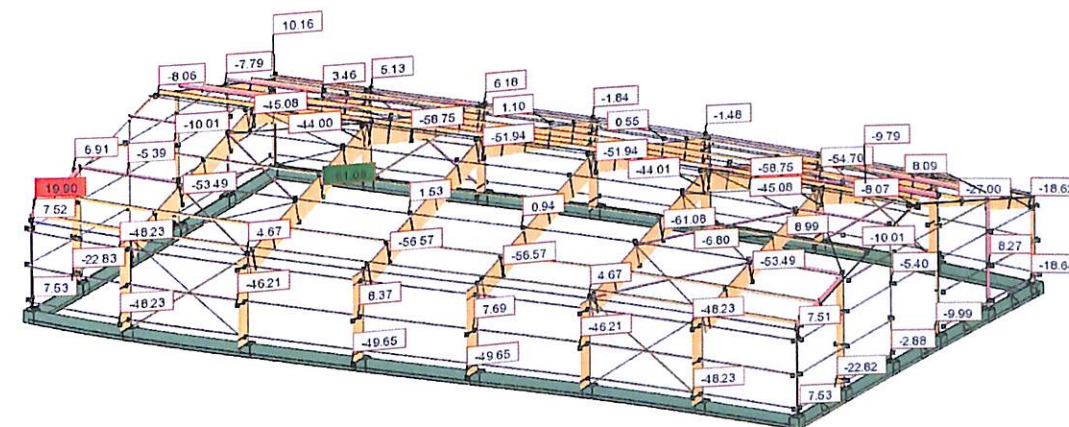
12. ábra: Szélcsatornás elemzés (M_y), $M_{y,max}$: +263,69 kNm, $M_{y,min}$: -219,57 kNm



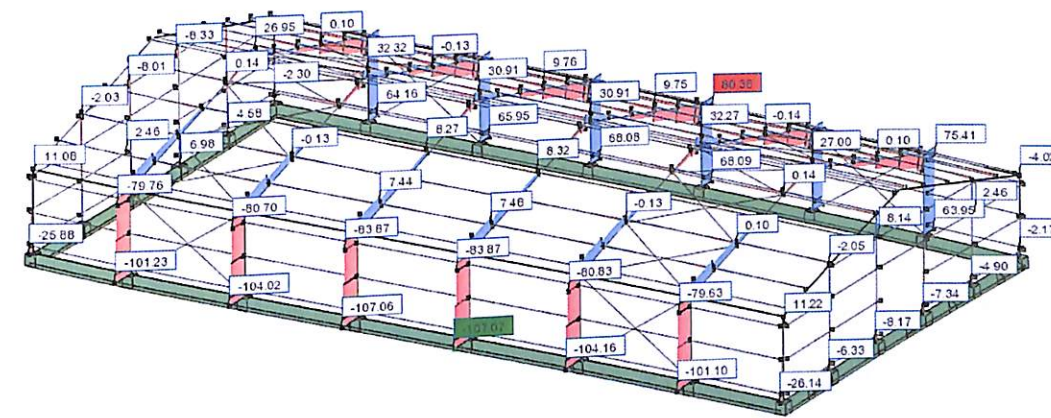
13. ábra: Eurocode elemzés (M_y), $M_{y,max}$: +174,75 kNm, $M_{y,min}$: -121,98 kNm



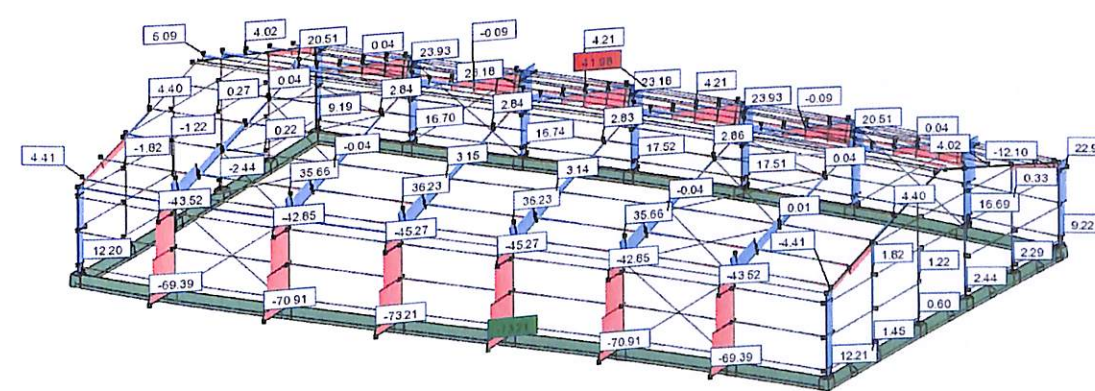
14. ábra: Szélcsatornás elemzés (F_x – normálerő), $F_{x,max}$: 15,82 kN, $F_{x,min}$: -113,14 kN



15. ábra: Eurocode elemzés (F_x – normálerő), $F_{x,max}$: 19,90 kN, $F_{x,min}$: -61,08 kN



16. ábra: Szélcsatornás elemzés (F_z – nyíróerő), $F_{z,max}$: 80,36 kN, $F_{z,min}$: -107,07 kN



17. ábra: Eurocode elemzés (F_z – nyíróerő), $F_{z,max}$: 41,98 kN, $F_{z,min}$: -73,21 kN

Mértékadó erők (keretállás középső oszlop)

<i>Elemzés</i>	<i>F_z (kN)</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>M_y (kNm)</i>
Szélcsatorna	107.07	80.11	273.69
Eurocode	73.21	49.65	174.75
Magyar Szabvány	25.86	38.17	87.27

<i>Legnagyobb mértékadó eltérések (%)</i>	<i>F_z (kN)</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>M_y (kNm)</i>
Szélcsatorna	100.00%	100.00%	100.00%
Eurocode	68.38%	61.98%	63.85%
Magyar Szabvány	24.15%	47.65%	31.89%

11. táblázat: Lindab Iovarda, összefoglaló táblázat

Az értékekből jól kivehetők az eltérések. Az elemzés csupán a szélteherre lett megjelenítve, nem tartalmazza a többi erőt (önsúly vagy hóteher), és semmilyen kombinációt sem. Ezt nagyon fontos megjegyezni, mivel a szél hatása ebből az irányból, hogy a keretállás megjegyezni, mivel a szél hatása ebből az irányból, hogy a keretállás ferde gerendáit „felfelé” akarja szívni, az oszlopokat befelé akarja „nyomni” anélkül, hogy a terhekben vagy kombinációkban megjelenne az önsúly vagy hóteher, amely „lefelé” nyomná a gerendákat, és „kifelé” nyomná az oszlopokat, ezzel kiegyenlítve az erőket.

Mint kombináció a további elemzésekben, mértékadó lehet a szélteher és az önsúly megjelenítése, mivel ez egy reális eset is lehet a valóságban (nyári viharos nap) és nem tartalmazza a hóterhet, ami ebben az esetben inkább „stabilizálná” az épületet azzal, hogy kiegyenlíti az erőket.

Az elemzés első ábrája jól mutatja, hogy hol jelentkeznek az eltérések: az Eurocode a tető elülső részén egy jóval kisebb szélszívást mutat, azaz körülbelül 0,35 kN/m²-t, szemben a szélcsatornás elemzés során, ahol ez az érték körülbelül 0,75 kN/m². A szélszívások a tetőn ilyen dőlésszög

mellett sokkal nagyobb mértékben jelentkeznek, mint ahogyan azt az Eurocode megadja. Ez a szélszívási érték a keretállás sarokpontján, csomópontjában tovább adódik a keretállás oszlopaira, majd a végén megjelenik az alapoknál is.

A tetőkön megjelenő szélszívási érték egy jelentős eltérés az Eurocode szabvánnyal szemben.

Bennem is felmerült a kétely, hogy valami nincsen rendben az elemzéssel, modellel, vagy a programmal, ezért a szélcsatornás értékekből kiindulva, áttettem ezeket az értékeket az Eurocode modellre (szélszívási értékek a tető elülső részén $0,75 \text{ kN/m}^2$ a $0,35 \text{ kN/m}^2$ helyett). Ebben az esetben is hasonló nagyságrendű eltéréseket tapasztaltam, ami visszaigazolta a modellezésem helyességét. A terhek tapasztaltam, ami visszaigazolta a modellezésem helyességét. A terhek a felületeken hatnak, majd a szelemnek segítségével átadódnak a keretállásokra. Ebben az esetben a szelemeneknek csak köztes szerepük van, tehát csupán teherátadó elemek (ez a nyírási ábrákon jelentkezik).

Megállapítható tehát, hogy az Eurocode ilyen tető hajlásszög mellett, a keretállásokon jelentkező erőkre, nyomatékokra nézve hibás megállapításokat tartalmaz. Kiemelendő, hogy a modell ebben az esetben csak a szélterhet jeleníti meg.

A tető zóna kiosztásokon 15 fokos dőlésszög mellett, jól látható és leolvasható, hogy nem alakulnak ki a szabvány által megadott F-G-H-I-J zónák, azaz az Eurocode jelentősen alábecsüli a H és az I zónákat. Tovább elemezve az épületet, felfedezhetők egyéb különbségek is.

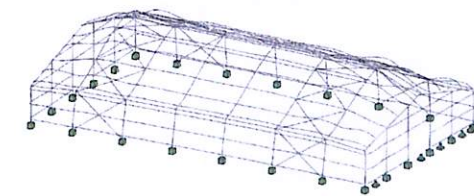
Illetve itt még elmondható, hogy a Magyar szabvány szerint megjelölt „szél súrolta felületeket” sem igazolja vissza a szélcsatornás elemzés. A szélekhez közeledve azt figyelhetjük meg, hogy az értékek a nyomott zónáknál inkább csökkennek, ez valószínűleg annak a hatása, hogy itt már az épületet „ki tudja kerülni” a szél. Ellenben láthatjuk, hogy a zóna közepe felé a D zóna szél támadta résznél egyre nagyobbak lesznek az értékek, pont a kritikus középső keretállás oszlopánál.

Az épület oldalait megvizsgálva, ahol a szél iránya párhuzamos a felülettel, az A zóna sokkal nagyobb területen jelenik meg, és nem egy egyenes vonalként. Az Eurocode szerint az oldalsó felületeken $e/5$ értékkel kell felvenni az A zónát, fölötté a tetőn az F zónát pedig $e/10$ értékkel kell számolni, azonban a szélcsatornás elemzésnél jól látható, hogy ez a két érték azonos, és folytonosságot mutatnak a zónák is.

Az eredmények értékeit elemezve szintén ugyanarra a megállapításra, következtetésre jutunk, mint az előzőekben, miszerint a tető szélszívás értékének változása, jelentősen befolyásolhatja az épület szerkezeteire ható erőket. A normálerők, f_x – mint húzás – is nagyobb értékben jelennek meg a szélcsatornás elemzésnél, illetve a nyíróerők is ennek fényében változnak. Az épület szél támadta felületén nagyjából megegyeznek az értékek, azonban a tető felületekről a csomópontokon átadódó nyomatékából származó erők itt is jelentősen megnövelik a terheléseket.

A szélcsatornás épület elemzés épület deformációs ábráján is jól lehet látni, hogy hol hatnak a legjobban az erők. Pontosan annál a keretállásnál ahol, a mértékadó erőket találjuk.

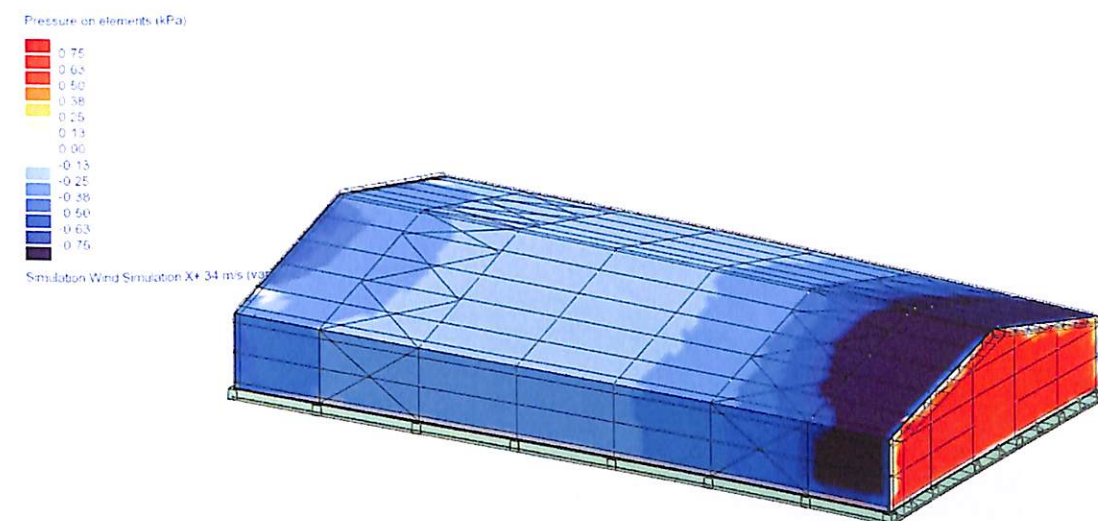
Ahogy a különböző ábrákból is jól leolvashatjuk a szélrácsoknak a nyeregterőre merőlegesen ható erőknél is van szerepe (normálerők).



18. ábra: Lindab lovarda deformáció

Érdemes megfigyelni az épületet a tetőgerinccel párhuzamos szélhatás esetén is. Itt szintén jól látható, hogy a szél támadta oldalon a széleknél a szélnyomás sokkal kisebb lesz, ezáltal itt sem igazolva vissza a Magyar szabvány „szél súrolta felületek” tézisé, amelyet következetesen alkalmaz minden élre. Tovább elemezve a modellt látható, hogy ebből az irányból sem felelnek meg az F-G-H zónák méretei a szabványban leírtaknak. Ezek a zónák a szélcsatornás modellezésnél jóval nagyobbak, mint az $e/10$. A legjobban szélszívott zónák a gerinc felé nőnek, és az

oldalfal és tető találkozásánál szinte megegyeznek méreteikben. A szabvány erre az esetre $e/10$ és $e/5$ értékekkel számol helytelenül.

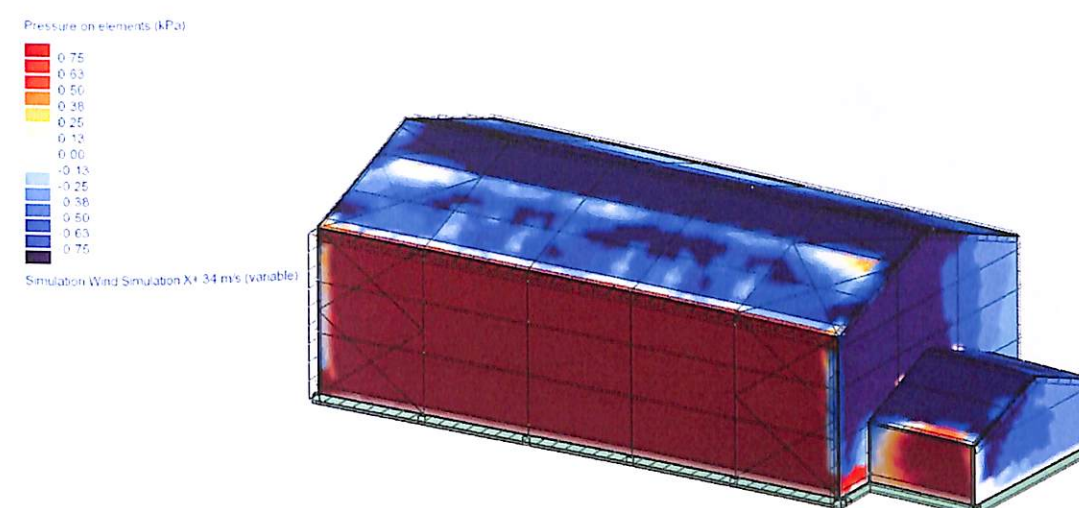


19. ábra: Lindab lovarda, szélnyomási értékei

Természetesen a program is tartalmazhat különböző hibákat, amelyekből számosat felfedezhetünk a modelleken is. Egy ilyen lényeges vizuális hiba a terhelési erők színeinek skálázása: a program nem jelöl 0,75 kPa (kN/m^2) értéknél nagyobb zónákat, pedig kétségtelenül ilyenek is léteznek. A modellt tovább vizsgálva sikerült megállapítanom, hogy ez csupán vizuális megjelenési hiba, a modellen a konkrét számokat elemezve, léteznek ennél nagyobb értékek is, és a program is ezzel számol. Tehát elmondható, hogy a modellen a sötétkék, és a vörös árnyalatoknál kellene szerepelniük egyéb, nagyobb terheléseket jelző színeknek is.

A második Lindab csarnok egy sportlétesítmény, egy tornacsarnok. Az épület az előző modellhez képest arányaiban jóval magasabb, a tető dőlésszöge 20 fok, tehát meredekebb, mint az előző modellé. Továbbá itt a gyártó épít mellé egy kisebb fogadó épületet is. Az Eurocode ezekre a tényezőkre nem kínál pontos megoldást. Akárcsak az előző csarnoknál, a mértékadó szélirány itt is a nyeregtetőre merőleges irány. Akárcsak az előző modellnél, itt is jól kivehetők a zónákban az eltérések.

Itt az F-G-H zónák szinte meg se jelennek, továbbá a J zónával szemben, a szél támadta tetőrészen is megjelenik egy J zóna. A szabványok számaiból kiolvashatjuk, hogy a szélszívás és szélnyomási értékek átfordulása valahol 33 fok környékén következik be. Ennek a jelenségnek az első megjelenését vélhetjük felfedezni a jelenlegi

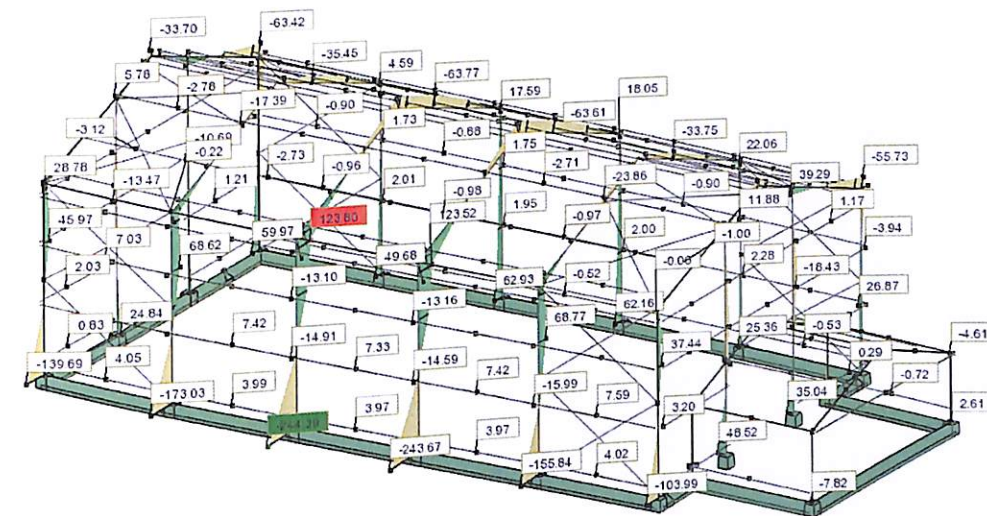


20. ábra: Lindab tornacsarnok 1, szélnyomási értékei

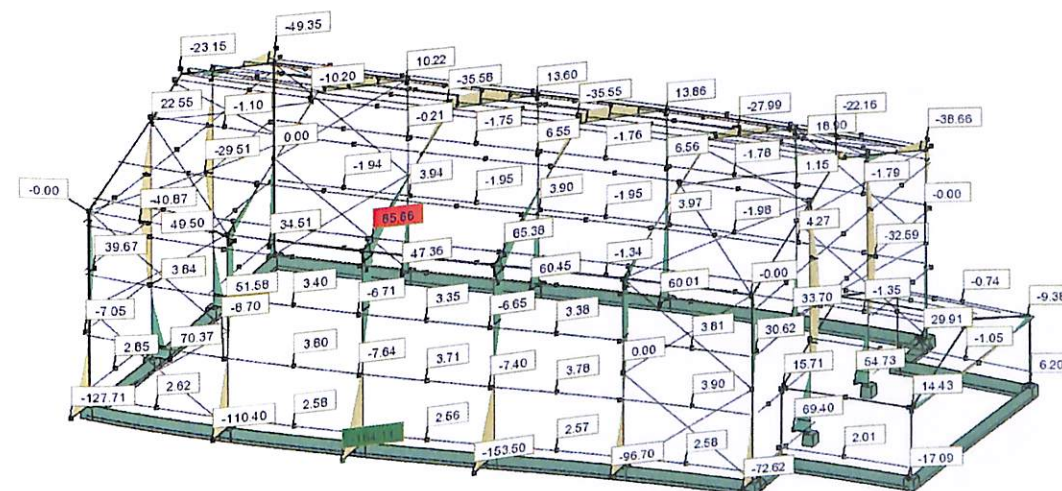
modellnél is, ahol kezdenek kicsit „kuszává” válni a szín skálázások a modellen, azaz ekkora tető dőlésszögnél a tető szél támadta felületen oldalt, már egy kisebb ponton szélnyomás is megjelenik.

Az oldalsó felületeknél az A zóna jóval nagyobb, mint az Eurocode-ban meghatározott érték, és folytatódólagosan jelenik meg a tető és az oldalfal között, mondhatni egységes zónát képezve. A két épületrész függőleges találkozásánál – a sarokban – pedig szinte nullára csökken a nyomás értéke. Akárcsak a korábbi modellen, az ábrán szintén látható, hogy a szél támadta függőleges felület éleinél a szélnyomás csökken, valószínűleg a szél itt is már „ki tudja kerülni” az épületet.

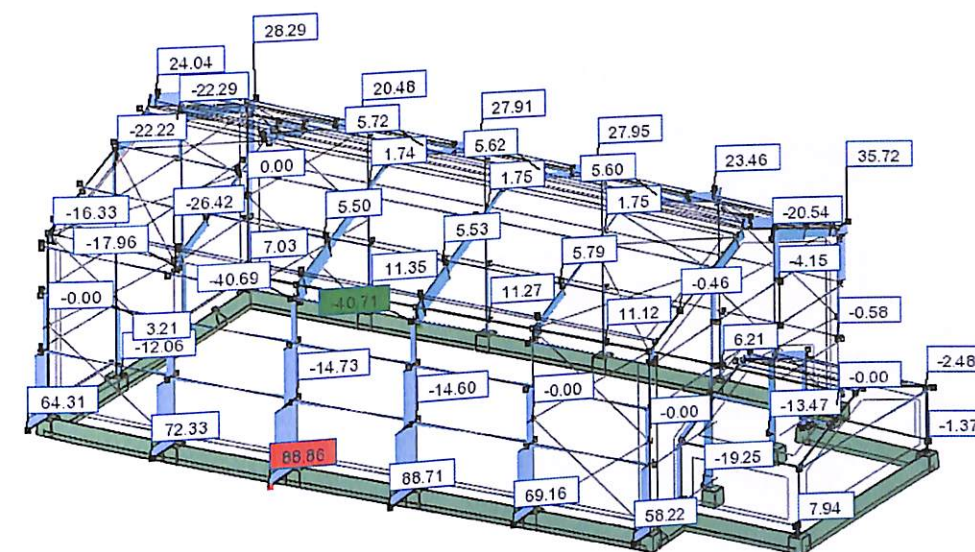
Az épületszerkezetekre ható erőket elemezve, a fentebb leírt megállapításokat láthatjuk visszaigazolván, megvizsgálva a különböző erőtan ábrákat.



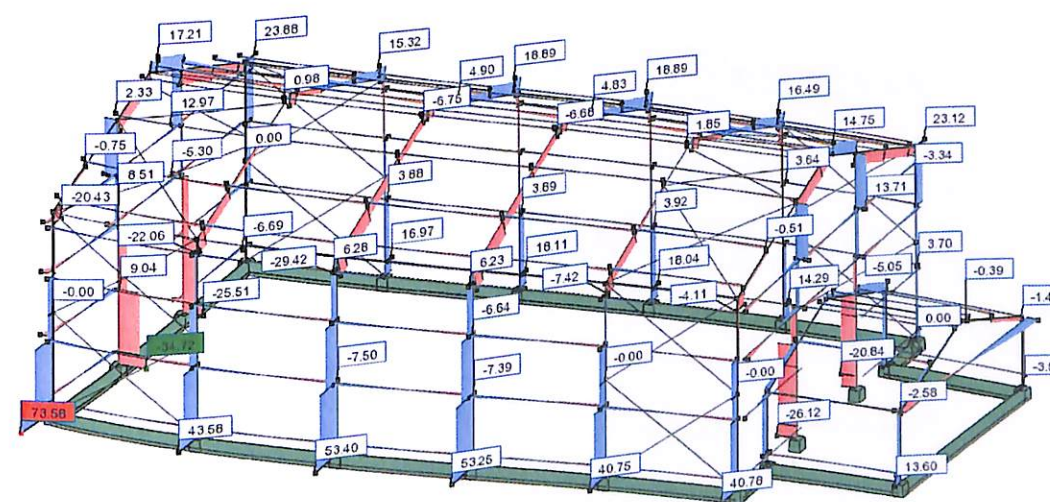
21. ábra: Szélcsatornás elemzés (M_y), $M_{y,max}$: 123,80 kNm, $M_{y,min}$: -244,39 kNm



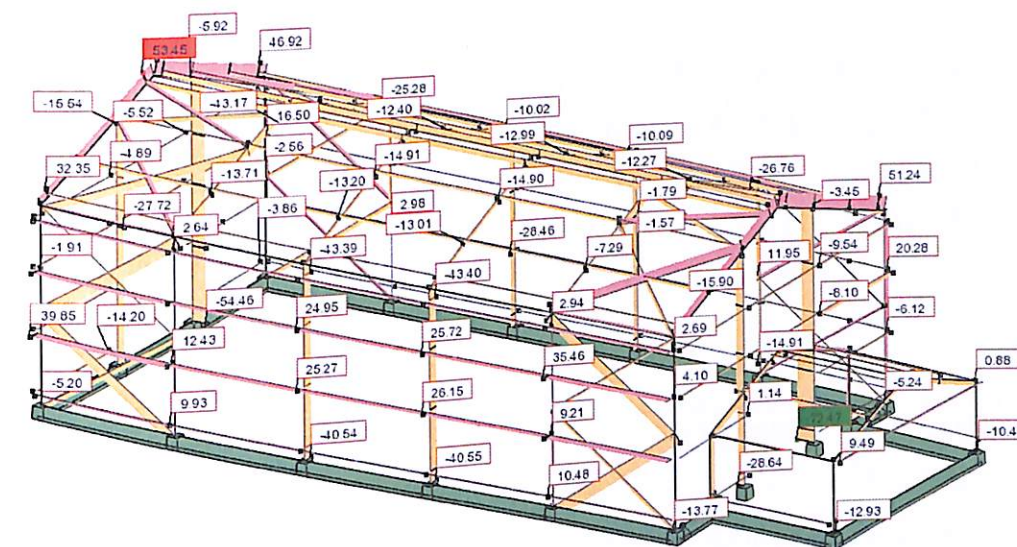
22. ábra: Eurocode elemzés (M_y), $M_{y,max}$: 85,66 kNm, $M_{y,min}$: -154,11 kNm



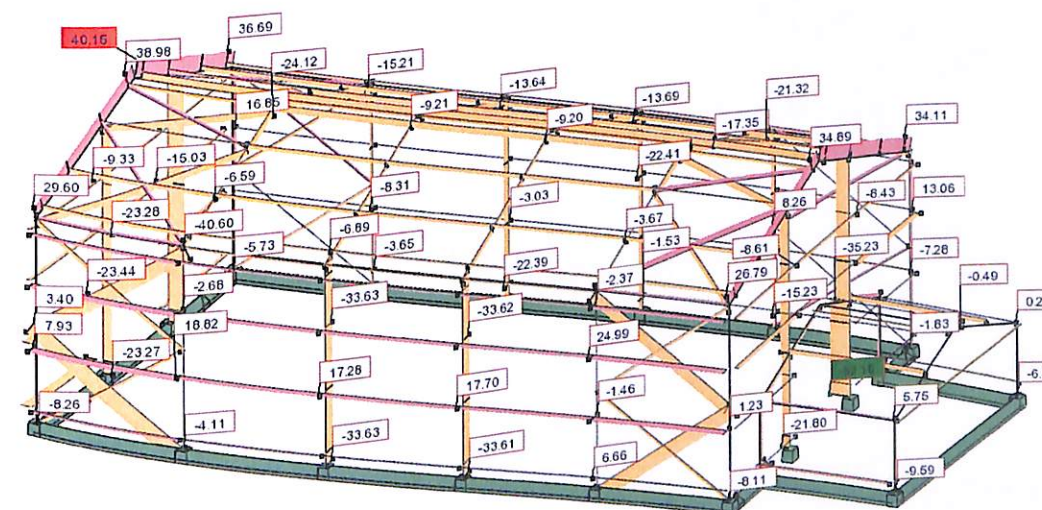
23. ábra: Szélcsatornás elemzés (F_z – nyíróerő), $F_{z,max}$: 88,86 kN, $F_{z,min}$: -40,71 kN



24. ábra: Eurocode elemzés (F_z – nyíróerő), $F_{z,max}$: 73,58 kN, $F_{z,min}$: -34,72 kN



25. ábra: Szélcsatornás elemzés (F_x – normálerő), $F_{x,max}$: 53,45 kN, $F_{x,min}$: -72,47 kN



26. ábra: Eurocode elemzés (F_x – normálerő), $F_{x,max}$: 40,15 kN, $F_{x,min}$: -52,19 kN

Mértékadó erők (keretállás középső oszlop)

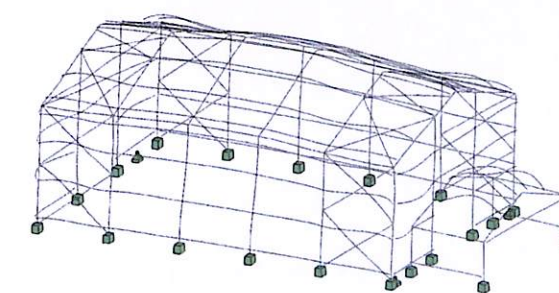
<i>Elemzés</i>	<i>F_z (kN)</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>M_y (kNm)</i>
Szélcsatorna	88.86	40.54	244.39
Eurocode	53.25	33.63	154.11
Magyar Szabvány	15.85	13.81	69.48

Legnagyobb mértékadó eltérések (%)

	<i>F_z (kN)</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>M_y (kNm)</i>
Szélcsatorna	100.00%	100.00%	100.00%
Eurocode	59.93%	82.96%	63.06%
Magyar Szabvány	29.76%	34.06%	28.42%

12. táblázat: Lindab tornacsarnok 1, összefoglaló táblázat

Az elemzésekből és az ábrákból itt is jól kivehetők az előző modellhez hasonló eltérések. A nyomatékok és a nyíróerők itt is jelentősen kisebb értékekkel szerepelnek az Eurocode által megadott értékekhez képest, a szélcsatornás elemzésekhez viszonyítva.



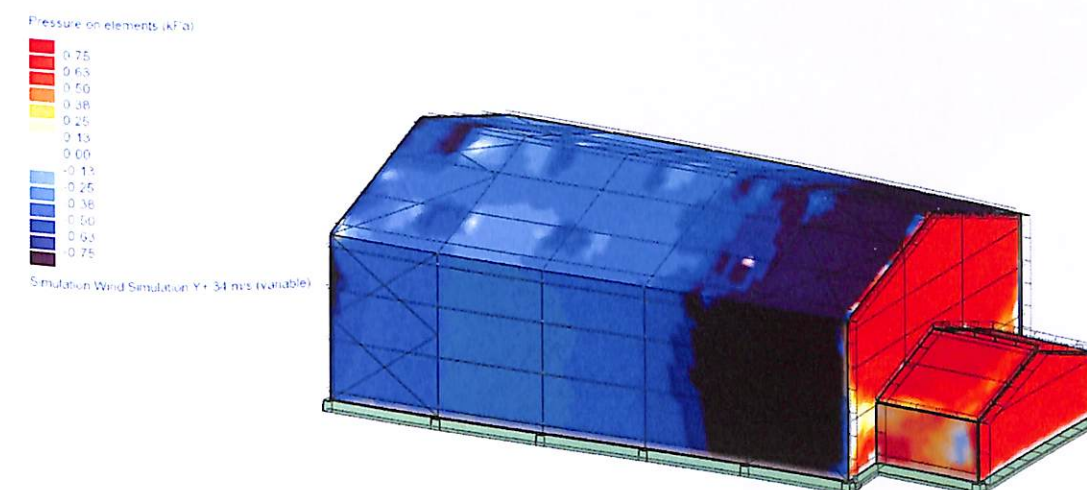
27. ábra: Lindab tornacsarnok 1, deformáció

Az értékek eltérésének oka itt is nagy részben a tető szél szívásából ered.

A magasabb épületnek és a több szelemen elhelyezésnek köszönhetően a nyíróerő ábrák is láthatóbban jelentkeznek az oszlopokon és a gerendákon. Tekintettel a szerkezet adottságaira, itt jobban megfigyelhetjük a szélrácsok hatását, a nyeregtetőre merőleges irányból. Ezek a szerkezetek nem engedik a keretállások külön mozgását,

így ahol nincsenek, ott a keretállások nagyobb mértékben tudnak deformálódni.

Érdemes megfigyelnünk a szél hatását a másik irányból is, azaz a tetőgerinccel párhuzamosan ható szélirány esetén, a kisebb mellék építményre gyakorolt hatásokat. Mivel található mögötte egy nagyobb épület, amely „megfogja” a szelet, szinte a kisebb épület összes felülete épület, amely „megfogja” a szelet, szinte a kisebb épület összes felülete nyomottá válik. Egy olyan esetleges teherkombinációnál, ahol a szél és a hó is jelen van, ez a hatás kiemelkedően fontos lehet a méretezés során.



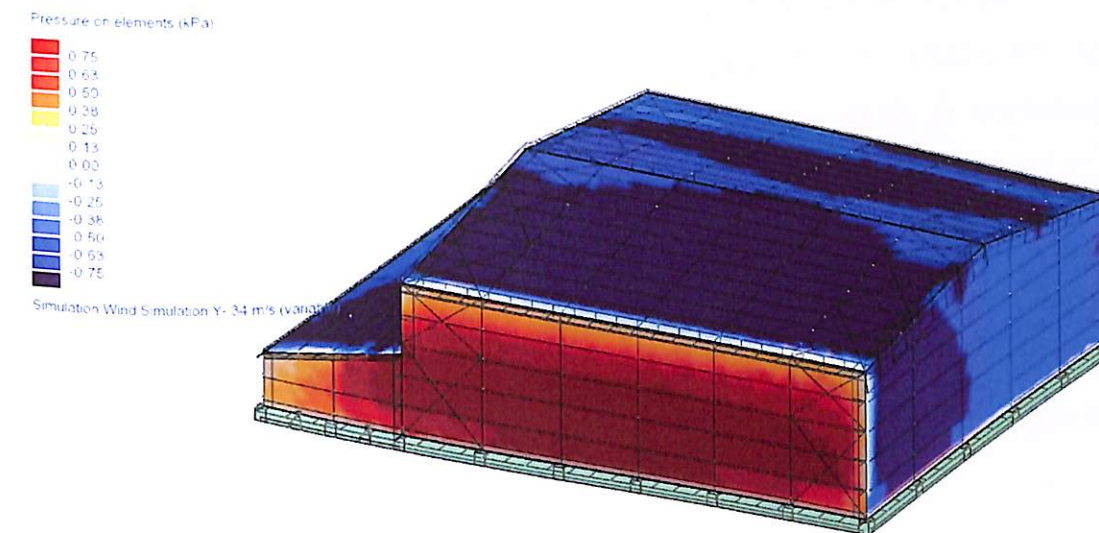
28. ábra: Lindab tornacsarnok 1, szélnyomási értékei

A harmadik épület szintén egy tornacsarnok. Ennek paraméterei sokkal nagyobbak, mint az előzőé. Szélességben és hosszban egyaránt 30 méter, így a tető felülete is sokkal nagyobb. A tető dőlésszöge itt a legalacsonyabb a három modell közül, 10 fok. Mellette egy kisebb fogadóépület található, az épület teljes hosszában elhelyezve.

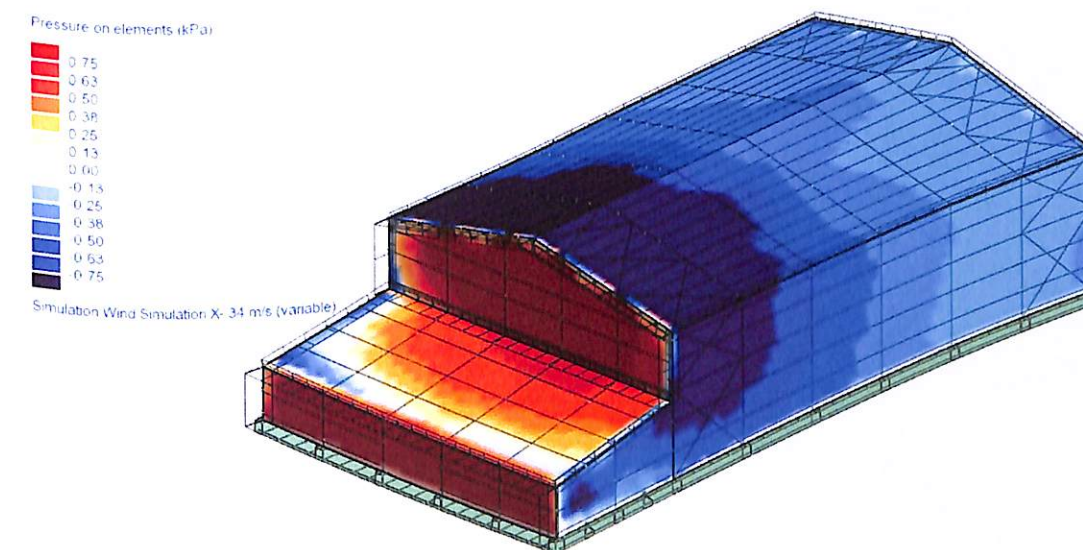
A mértékadó szélirány itt is a nyeregtetőre merőleges irány. Érdemes pontosan megfigyelnünk a felületekre ható erőket: a szél támadta oldalon a tetőn egységesen jelentkezik egy nagyobb szélszívott zóna. A nyeregtető másik oldalán szinte hiányzik a jobban szívott J zóna.

Az oldalfalakon az A zóna sokkal nagyobb az Eurocode-ban megadott értéknél, továbbá a B zóna is nagyobb, illetve a C zóna a szélcsatornás

elemzés során szinte egyáltalán nem is jelentkezik. Arányaiban itt is elmondható, hogy látszik a különbség a feltételezett A zóna és F-G zónák hossza között, mivel itt is inkább egybefüggő zónaként jelentkeznek. Mindkét érték (A-F) jóval nagyobb méretekben alakul ki.



29. ábra: Lindab tornacsarnok 2, szélnyomási értékei



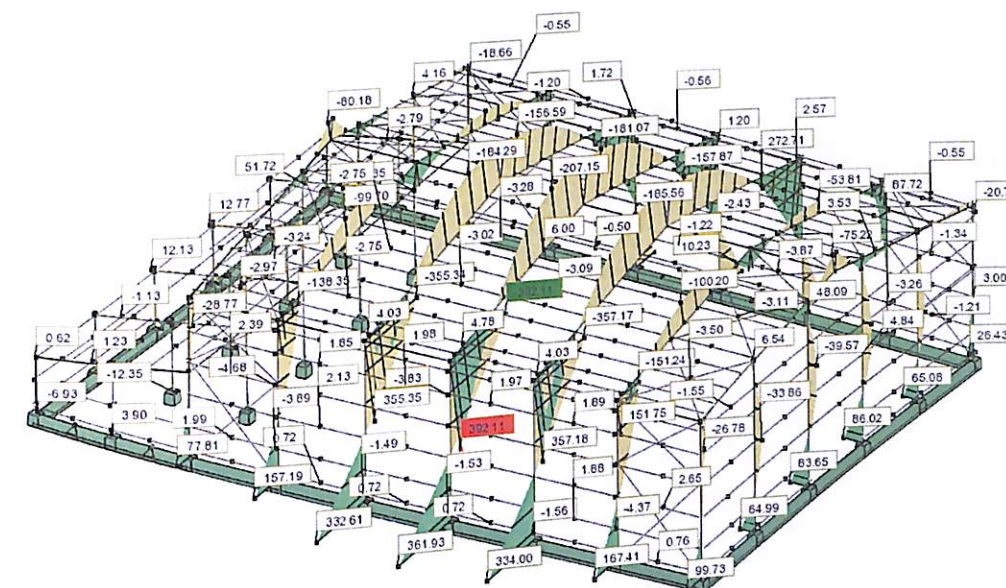
30. ábra: Lindab tornacsarnok 2, szélnyomási értékei

A felületek szél támadta oldalán, a széleknél a nyomás értéke ennél a modellnél is kisebb, sőt a melléképületnél a szélnyomás értéke jelentősen lecsökken.

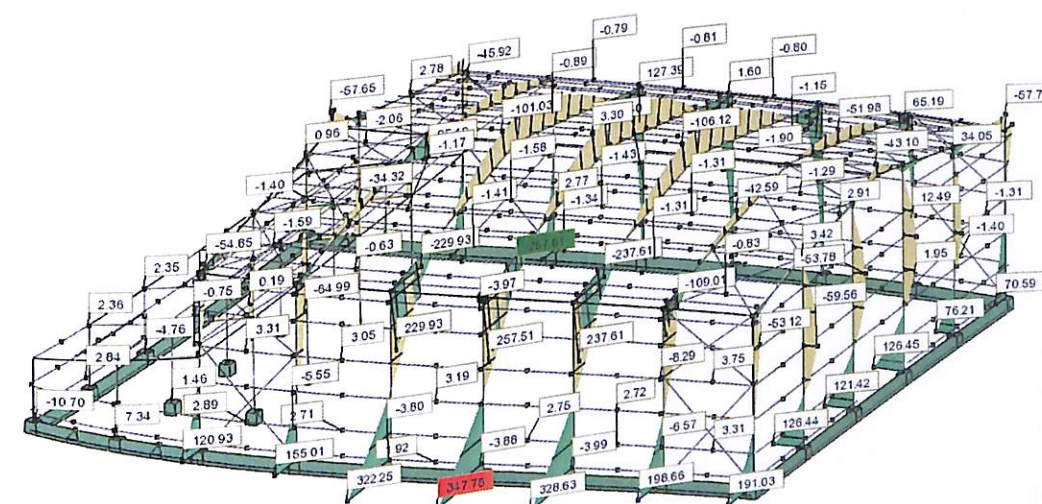
A nyeregtetővel párhuzamosan ható szélirány esetén a szélnyomási

értékek jelentősen megváltoznak a szabványban megadott vagy meg nem adott értékekhez képest. Az alacsonyabb melléképület tető szakaszán szélnyomás alakul ki (ahogyan az előző modellnél is), változó értékekkel - a szélek felé a szélnyomás értéke folyamatosan csökken. A magastetőnél jól látható, hogy az F-G-H zónák kialakulnak csak méretük jelentősen különbözik a szabványban megadott méretektől. Az oldalsó felületeken az A-B-C zónák szintén kialakulnak csak a melléképület hatása miatt ezek eltolódnak, és szintén egységet alkotva az F-G zónákkal egy vonalban jelennek meg.

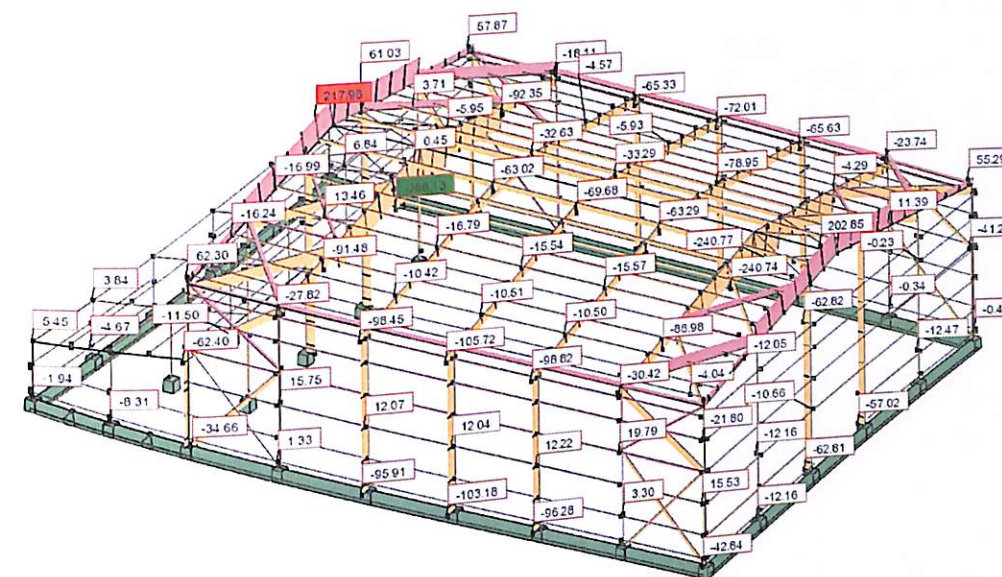
A mértékadó irány ebben az esetben is a nyeregtetőre merőlegesen ható szélirány, ennek értékeit összehasonlítva az Eurocode által megadott értékekkel és a Magyar Szabvánnyal, az alábbi képeken és táblázatos összefoglalóban láthatjuk.



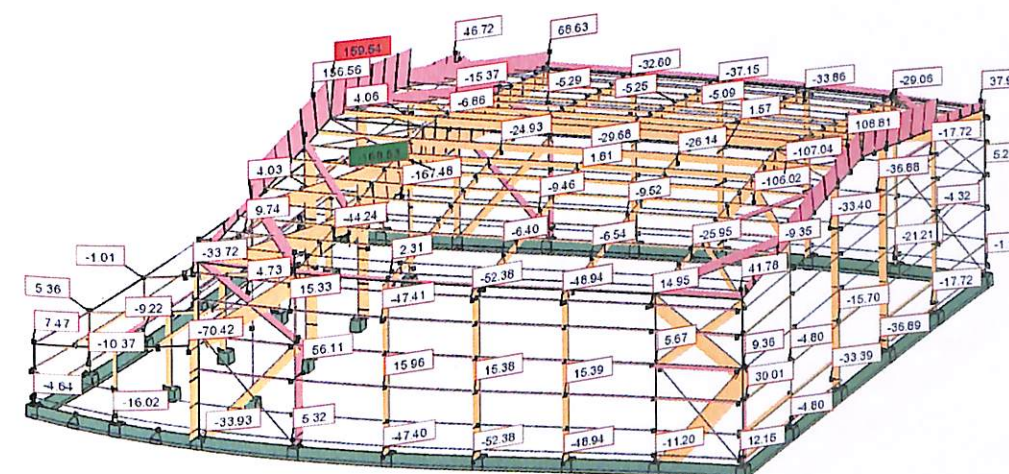
31. ábra: Szélcsatornás elemzés (M_y), $M_{y,max}$: 392,11 kNm, $M_{y,min}$: -392,11 kNm



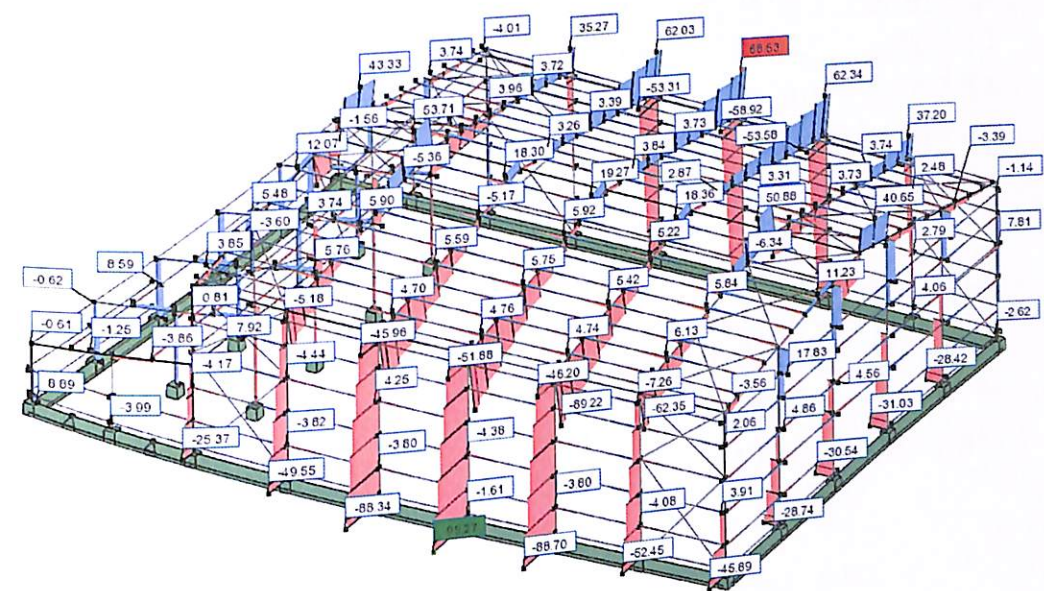
32. ábra: Eurocode elemzés (M_y), $M_{y,max}$: 347,75 kNm, $M_{y,min}$: -257,51 kNm



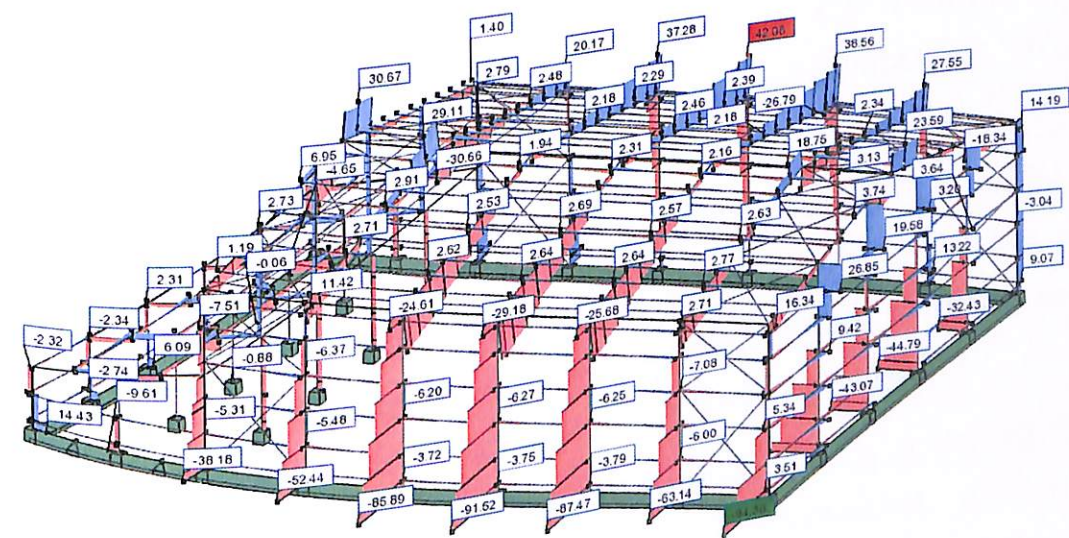
33. ábra: Szélcsatornás elemzés (F_x – normálerő), $F_{x,max} : 217,96 \text{ kN}$, $F_{x,min} : -258,13 \text{ kN}$



34. ábra: Eurocode elemzés (F_x – normálerő), $F_{x,max} : 159,54 \text{ kN}$, $F_{x,min} : -168,53 \text{ kN}$



35. ábra: Szélcsatornás elemzés (F_z – nyíróerő), $F_{z,max}$: 68,53 kN, $F_{z,min}$: -95,27 kN



36. ábra: Eurocode elemzés (F_z – nyíróerő), $F_{z,max}$: 42,06 kN, $F_{z,min}$: -94,30 kN

Mértékadó erők (keretállás középső oszlop)

<i>Elemzés</i>	<i>F_z (kN)</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>M_y (kNm)</i>
Szélcsatorna	51.88	105.72	392.11
Eurocode	29.18	52.38	257.51
Magyar Szabvány	30.03	15.38	185,40

<i>Legnagyobb mértékadó eltérések (%)</i>	<i>F_z (kN)</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>M_y (kNm)</i>
	100.00%	100.00%	100.00%
Szélcsatorna	56.25%	49.55%	65.67%
Eurocode	57.88%	14.54%	47.28%
Magyar Szabvány			

13. táblázat: Lindab tornacsarnok 2, összefoglaló táblázat

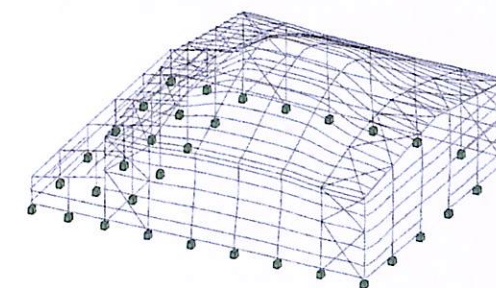
A fenti táblázat a középső keretállás sarokpontját jellemzi. A nyomaték ebben a pontban a legnagyobb, azonban a nyíróerő értéke a keretállás alapozásánál nagyobb értékkel jelentkezik. Ezeket a pontokat, hogy melyiket vehetjük inkább mértékadónak (az oszlop vagy a gerenda szempontjából) további elemzést igényelne (vagy konkrét méretezést az adott csomópontra vagy elemre, esetleg teljes szerkezetre). Jelen esetben, és a későbbiekben látható csomópontok számításánál, inkább ezt a sarokpontot vettem alapul.

A nyomatékoknál jól kivehetők ismételten a különbségek. Ezek szintén a tetőn megjelenő szél szélszívás értékére vezethetők vissza: tehát egy épület minél nagyobb, ezek az értékek – a szélcsatornás elemzés, és az Eurocode összehasonlítása – annál jobban eltérnek egymástól.

Az f_x erőkről, azaz a normál erőkről elmondható, hogy a legnagyobb értékben a szélső keretállások gerendáinál jelentkeznek, szintén a szélszívás hatására. Mértékükben ezek az értékek eltérnek, de pozíciójukban megegyeznek. Az f_z erők – nyíróerők – ennél a modellnél a gyakoribb szelemeneknek köszönhetően sokkal jobban kivehetők,

látszik, ahogyan a teherátadás megtörténik. Az épület karakterisztikája miatt egy újabb különbséget fedezhetünk fel a két modell között. A széliránnyal párhuzamos felületeknél azaz, az A-B-C zónáknál, az Eurocode a szélcsatornás elemzéshez képest, sokkal nagyobb értékeket ad meg, közel a másfélszeresét, amelyet a különböző erőtani ábrákon is tetten érhetünk. Ez a szerkezet elemzésénél az oldalsó oszlopok méretezésében fog okozni jelentős eltérést, illetve ez ki is hat a keretállás első oszlopára, és a szélrácsokra is – pontatlanul.

Ennél a modellen is jól látható a szélrácsok szerepe, a tetőgerince merőleges széliránynál. A szélrácsok ebben az esetben is korlátozzák a mozgásában a szerkezetet, azaz a keretállásokat (normálerő ábrán is látható, nyomások és húzások). Az épület jellegéből adódóan látható, hogy a középső részen következik be legnagyobb deformáció, amely részben köszönhető a szélrácsok hiányának, és hogy a szélhatások ebben a pontban a legnagyobbak.



37. ábra: Lindab tornacsarnok 2. deformáció

Röviden összefoglalva, mindegyik modellen elmondható, hogy a jelentős különbségek a szélszívasok nem megfelelő mértékéből és a zónák geometriájának nem megfelelő megadásából adódnak. Ezeket a hatásokat továbbá nagyban befolyásolja a tető nagysága is, megtöbbszörözve a téves feltételezéseket. Megjegyezhetjük, hogy az A-B-C zónákban is találhatunk eltéréseket a modellek között, ennek hatása azonban csak az adott felületen és szerkezeti elemekben hoz változást, hatásuk lényegesen nem adódik tovább a többi szerkezeti elemre.

A komplexebb épület formákra (melléképületek) pedig egyáltalán nem tudjuk alkalmazni a szabványokban megadott értékeket, ugyanis ezekre a szabványban nem találunk semmilyen jól használható leírást.

3.3. EGYES CSOMÓPONTOK MÉRETEZÉSE

Az azonos épületek között a különböző elemzések során jelentős különbségek léptek fel. Ezek a különbségek nyilván megjelennek a csomópontok kialakításánál is. A különbségek szemléltetésére (olyan csomópontokat választva, ahol kiemelkedők az eltérések) a keretállások sarokpontjait - homloklemezkes kapcsolatot és a gerinc kapcsolatot választottam. A modellek, ahol ezeket szemléltetem, az első modell (Lovarda épület), és a legnagyobb eltérést mutató harmadik modell (2. nagyobb sportcsarnok).

A kapcsolatoknál alapvetően a nem megfelelő vizsgálat

$$M_{j,Rd} \geq M_{j,Ed}$$

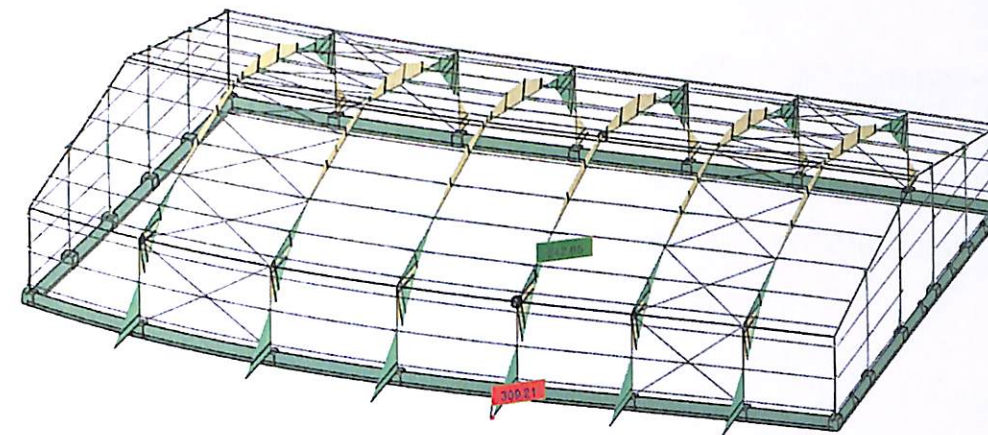
$$M_{j,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd}$$

azaz az oszlop, gerenda csomópont nyomatéki ellenállása a csavarkép kialakítását tekintve.

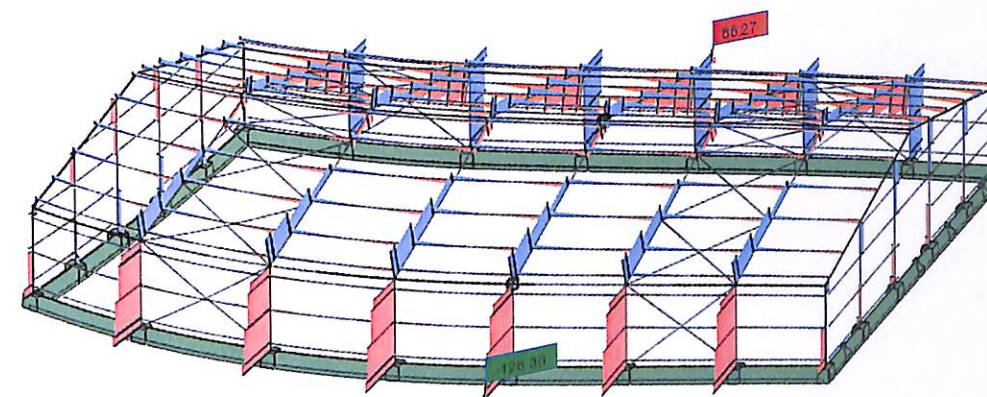
A két csomópont között jól láthatók a különbségek. Természetesen a program szabadságot ad, hogy egyszerre végezze a méretezést az összes kombinációra, vagy kijelölt esetekre.

Ebben az esetben a kombinációk közül a csomópontra mértékadó terhelés az önsúly teher ($\gamma=1,35$) és mint kiemelt teher a szél ($\gamma=1,50$). Próbáltam figyelembe venni, hogy mikor alakul ki nagyobb nyomaték - rosszabb feltételek és terhelési erők - ezért a számítás során a kombinációk között figyelembe lett véve (szabvány szerint), egy fél oldalas hóteher 0,5-ös tényezővel számolva ($0,5 \text{ kN/m}^2$). Azonban a mértékadó kombináció mégis a kiemelt szél lett. Ez mint lehetőség is igen gyakori előfordulási valószínűséggel bír, mivel hazánkban és a világban is egyre gyakoribbak a nagyon heves nyári viharok (pl.: 2006. augusztus 20.).

$$ULS = 1,35 * \text{önsúly} + 1,50 * \text{szélteher}$$



38. ábra: ULS (M_x)



39. ábra: ULS (F_z - nyíróerő)

Lindab Lovarda, Sarokkapcsolat

	<i>M (kNm)</i>	<i>V (kN)</i>	<i>N (kN)</i>
Oszlop, Szélcsatorna	-242.85	-92.65	91.52
Gerenda, Szélcsatorna	-242.85	-91.52	91.01
Oszlop, Eurocode	-96.46	-39.63	33.62
Gerenda, Eurocode	-96.46	33.62	38.00

Lindab tornacsarnok 2, Sarokkapcsolat

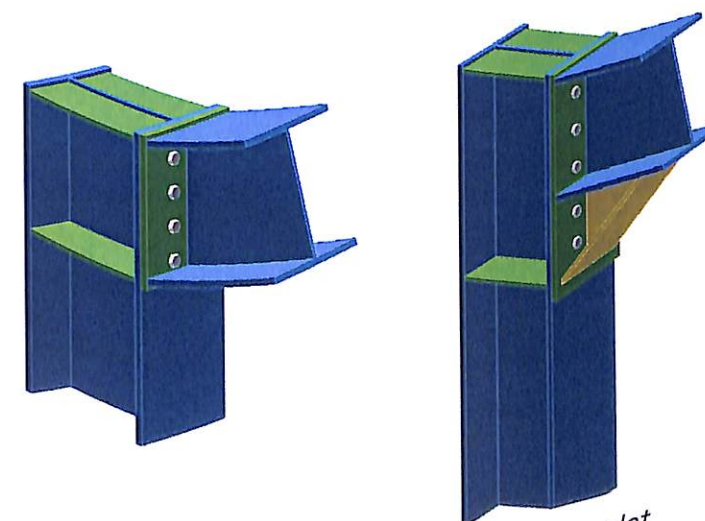
	<i>M (kNm)</i>	<i>V (kN)</i>	<i>N (kN)</i>
Oszlop, Szélcsatorna	-437.52	-118.77	52.43
Gerenda, Szélcsatorna	-437.52	52.31	11.74
Oszlop, Eurocode	-235.61	-38.71	18.39
Gerenda, Eurocode	-235.61	18.25	37.39

Lindab tornacsarnok 2, Gerinckapcsolat

	<i>M (kNm)</i>	<i>V (kN)</i>	<i>N (kN)</i>
Gerenda, Szélcsatorna	-147.46	15.47	-48.91
Gerenda, Eurocode	91.85	-4.34	18.65

14. táblázat: Csomópontok mértékadó erői

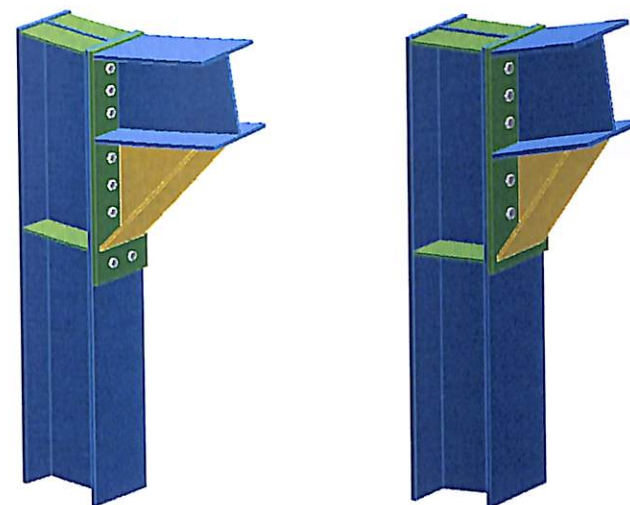
A program használata során a csomópontok méretezésénél listából választhatók ki, hogy milyen teheresetre szeretnénk méretezni. A lista több elem, több kombináció eset egyszerre is méretezhető, ezáltal egyfajta „burkolóábrát” képezve az adott csomóponthoz.



42. ábra: Lindab lovarda, sarokkapcsolat

Az alábbi két képen látható a Lindab Lovarda csarnok sarokpontjainak homloklemez kapcsolata. Az ábrákból jól kivehetők a különbségek. Míg az Eurocode szabvány

szerint méretezett kapcsolatnál csupán 4 csavarsor is elegendő, addig a szélcsatornás elemzésnél csak 5 csavarsor megfelelő. Természetesen a homloklemez mérete is jelentősen meg lett növelve (547 és 657 mm).



43. ábra: Lindab tornacsarnok 2, sarokkapcsolat

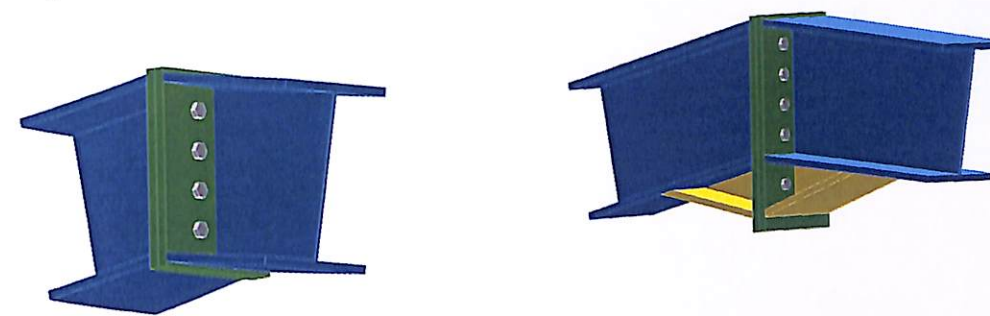
A nagyobbik Sportcsarnok mértékadó keretállásának sarokkapcsolatát vizsgálva is jelentős különbségeket tapasztalhatunk. Míg az Eurocode-féle elemzésnél megfelelő az 5 db csavarsor is, úgy a szélcsatornás elemzés során csak a 7 db csavarsor a megfelelő. A homloklemez mérete itt is jelentősen meg lett növelve

(950 és 750 mm). Természetesen a csavarképet lehetett volna „optimalizálni” – a rövidebb „nyomatéki karral” rendelkező csavarok kevésbé tudják felvenni a terhelőerőt -, de a célom inkább a szemléltetés volt. A csavarkép kialakításánál ügyeltem, hogy az életszerű, reális is legyen, tehát könnyen szerelhető.

Mindkét elemzés azonos paraméterekkel, 34 m/s szélsősebességet feltételezve készült, az oszlopok és gerendák HEA 360 keresztmetszetűek, a csavarok M18 méretűek 10.9 anyagúak, a különböző lemezek azonos vastagságúak, és a hegesztések méretei is megegyeznek.

A szélcsatornás és Eurocode erőtanai ábrákat megvizsgálva, sajnos láthatjuk, hogy a kapcsolatok és a keresztmetszetek sokszor nemhogy nem is biztonságosak, de nem is gazdaságosak és anyagtakarékosak, mivel néhány esetben az Eurocode bizonyos elemekre nagyobb erővel számol (nem az itt elemzett csomópontokra), és következésképpen

hibásan erre is kell méreteznünk, holott ez sokszor nem indokolt. Egy másik vizsgált csomópont, ahol hasonló eltéréseket tapasztalhatunk, a gerinckapcsolat. Itt is lényeges eltérést tapasztalhatunk a kialakításban amellet, hogy a kiindulási adataink ismét azonosak (szél sebesség és kitétségi osztály).



44. ábra: Lindab tornacsarnok 2, gerinckapcsolat

Az ábrákon jól láthatók az eltérések az összehasonlítások során. Míg az Eurocode-nál a csavarok száma összesen 8 db, addig a szélcsatornás elemzésnél 10 db, illetve a hozzá tartozó hosszokat (csavar távolságokat) is meg kellett növelni annak céljából, hogy növeljük a nyomatékok erőkarját (homloklemez mérete 515 és 375 mm).

A biztonsági tényező sem egy elhanyagolható szempont. A szélteher elemzésnél ez azt jelenti, hogy a 34 m/s szélsősebesség helyett 51 m/s sebességre lettek méretezve az elemek, azaz körülbelül 183,6 km/h (maximális Kab hegy 172 km/h, ahova a rekord után kilátót építettek). Azonban a biztonsági tényező nem csak a szél sebességének változásából fakadhat, hanem az esetleges előre nem látott hibákból, hiányosságokból, úgymint hibás anyag felhasználás, anyaghiba, hibás szerelés, korrózió és egyéb tényezők.

3.4. MIÉRT ILYEN NAGYOK AZ ELTÉRÉSEK?

Ahogy a modelleken megfigyelhettük, a két típusú elemzés között jelentős eltéréseket találtunk. Mi ennek a magyarázata? A szél támadta oldalon a tetőn jóval nagyobb szélszívási értékeket kaptunk, mint ahogy azt a szabvány megadta. Amennyiben a tetőn nagyobbak a szélszívási értékek, úgy ezek visszahatnak az oszlopokra is – illetve a többi szerkezeti elemre is –, mivel a csomópontok átadják a különböző terheket (nyomaték, nyíróerő, normálerő) különböző formában.

Az alábbi okokra vezethetők vissza a különbségek:

1, a szélszívási – nyomási értékek nem pontos meghatározása,

2, a szélszívási zónák nem pontos meghatározása,

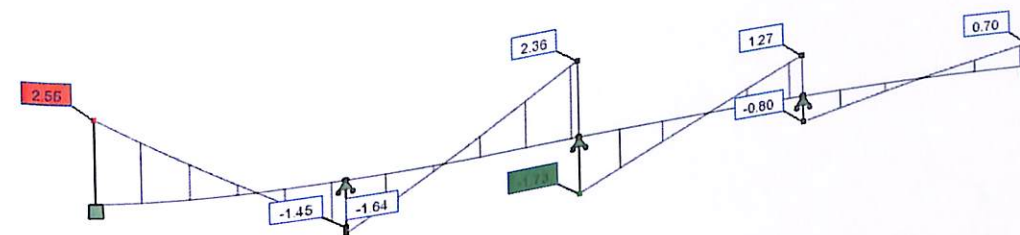
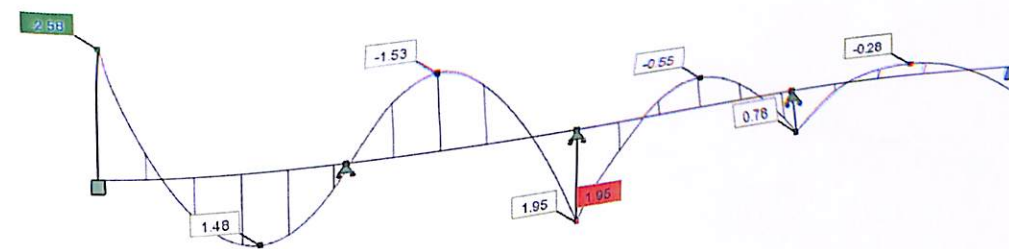
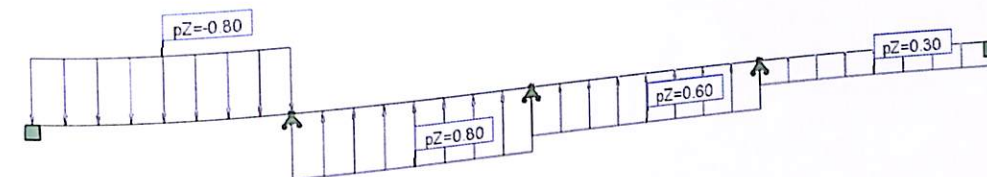
(3, esetleges (ezek nem látszanak az ábrákon) környezeti adottságok, amelyek befolyásolják a szélterhelést, azaz a konkrét beépítettség.)

Az általam vizsgált modelleknél viszont fontos megjegyezni, hogy a szélsébséget csak egy értékkel (34 m/s) vizsgáltam, lehet, hogy más értékeknél másfajta szélhatás ábrákat kapunk.

A csomópontoknál mindig történik nyomaték átadás (illetve a normál- és a nyíróerő is átadódik, csak ezek mértéke attól függ, hogy a rudak egymáshoz képest hogyan helyezkednek el, milyen a kapcsolatuk). A terhelések vizsgálatához a „sakktábla” módszert alkalmaztam mint szemléltető eszközt. Ez a módszer azt jelenti, hogy minden második elemet terhelünk le, így kaphatjuk meg a lehető legkedvezőtlenebb nyomatéki ábrát, mert a terhelések „felerősítik” egymást.

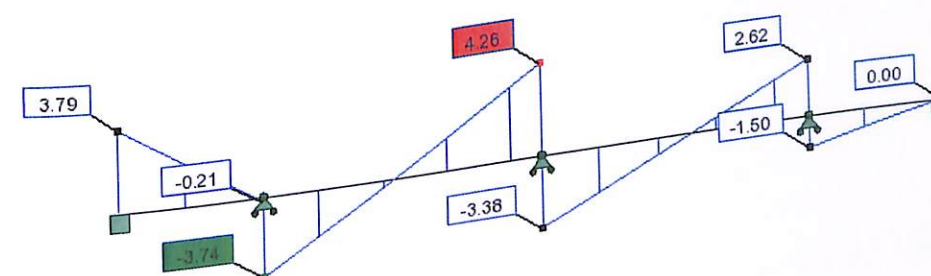
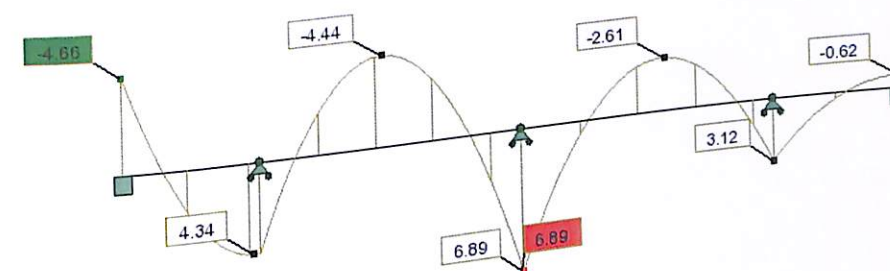
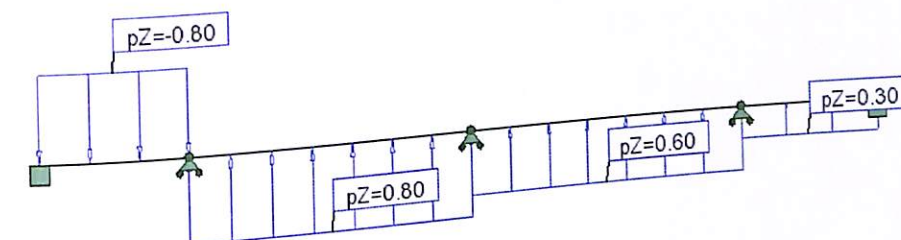
Egy olyan rendszernél mint a keretállás, a szélteher a szél támadta oldalon nyomja az oszlopot, a szél támadta oldalon a ferde tetőgerendát a közvetett elemeken keresztül (panelek, szelemenek) szívja. Amennyiben ezek a hatások közül az egyik növekszik, az a másik elem, a csomóponton átadódva jelentkezik. Ezért láthatók ekkora eltérések az

acélszerkezetes csarnok modellek között a különböző elemzési módszerek szerint. Természetesen, ha az egyik elemet növeljük – ahol a szélszívás jelentkezik – még nagyobb eltéréseket fogunk tapasztalni. Ezeket a modelleket láthatjuk az alábbi ábrákon:

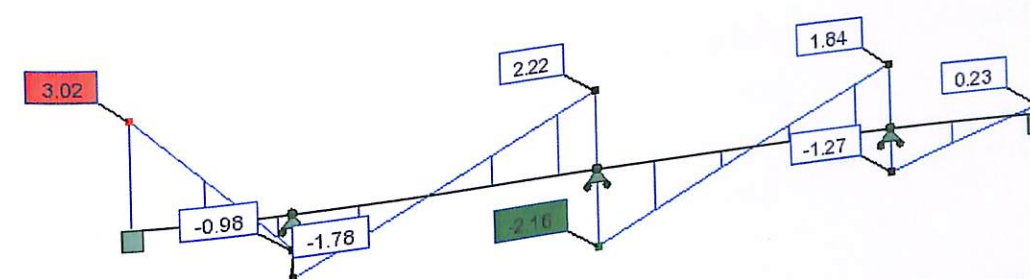
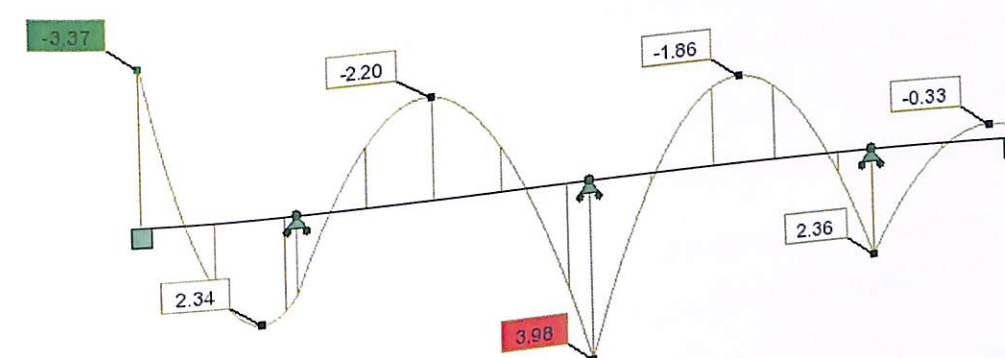
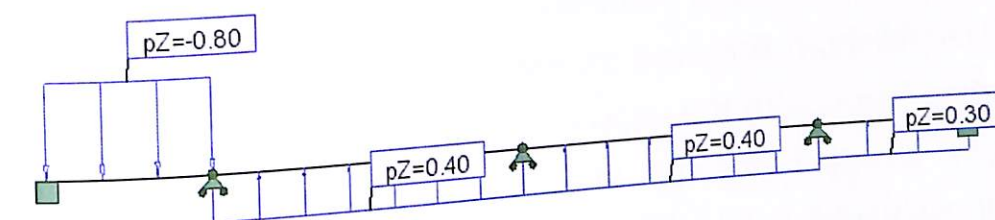


45. ábra: 1. modell – 4x5 m, a második rúdon 0,8 kN megoszló terheléssel
A tartók közötti távolságok 5 méter. A terheléseket az első ábrán láthatjuk, majd alatta a kialakuló nyomatéki és nyíróerő ábrát. A második példán ugyanazt a tartót láthatjuk, csupán a középső 0,8 kN megoszló

A harmadik és a negyedik modellnél már megváltoztattam a közbenső rudak hosszát is 5 méterről 10 méterre, ezzel felerősítve a közbenső megoszló teher hatását.



47. ábra: 3. modell - 5-10-10-5 m, a második rúdon 0,8 kN megoszló terheléssel



48. ábra: 4. modell - 5-10-10-5 m, a második rúdon 0,4 kN/m megrszló terheléssel
A harmadik és a negyedik modell között már jelentősebb az eltérés a nyomatékai ábra befogott részénél: 4,66 kNm és 3,37 kNm. Ezeknél az értékeknél már visszaköszönni látszanak azok az eredmények,

amelyeket a különböző csarnok modelleknél is láthattunk.

A különböző módon elvégzett szélteher elemzésekben fellelhető különbségek visszavezethetők ezekre az egyszerű modellekre. Ez azt jelenti, hogy a tetőhajlás függvényében választott (Eurocode) szélszívási értékek nem helyes felvétele nagyban befolyásolhatja a végleges eredményeket. Amennyiben a keretállásunk fesztávolsága nagyobb – így a tető felületünk is növekednek –, ezek a végeredmények is ennek mértékében változnak.

Természetesen a modellezési eljárás elég sokrétű is lehet: változtathatjuk a szélsébséget, a keretállások fesztávolságát, vagy a tető dőlésszögét is. A jelen tanulmányban a továbbiakban csak a tető hajlásszögének változtatásával kialakuló zónákat fogom vizsgálni, a szélcsatornás elemzést és az Eurocode szabványt összehasonlítva.

Tovább folytatva ezeket az egyszerű modellezéseket, ugyanezeket a terheket alkalmaztam egy kétdimenziós egyszerű keretállásra.

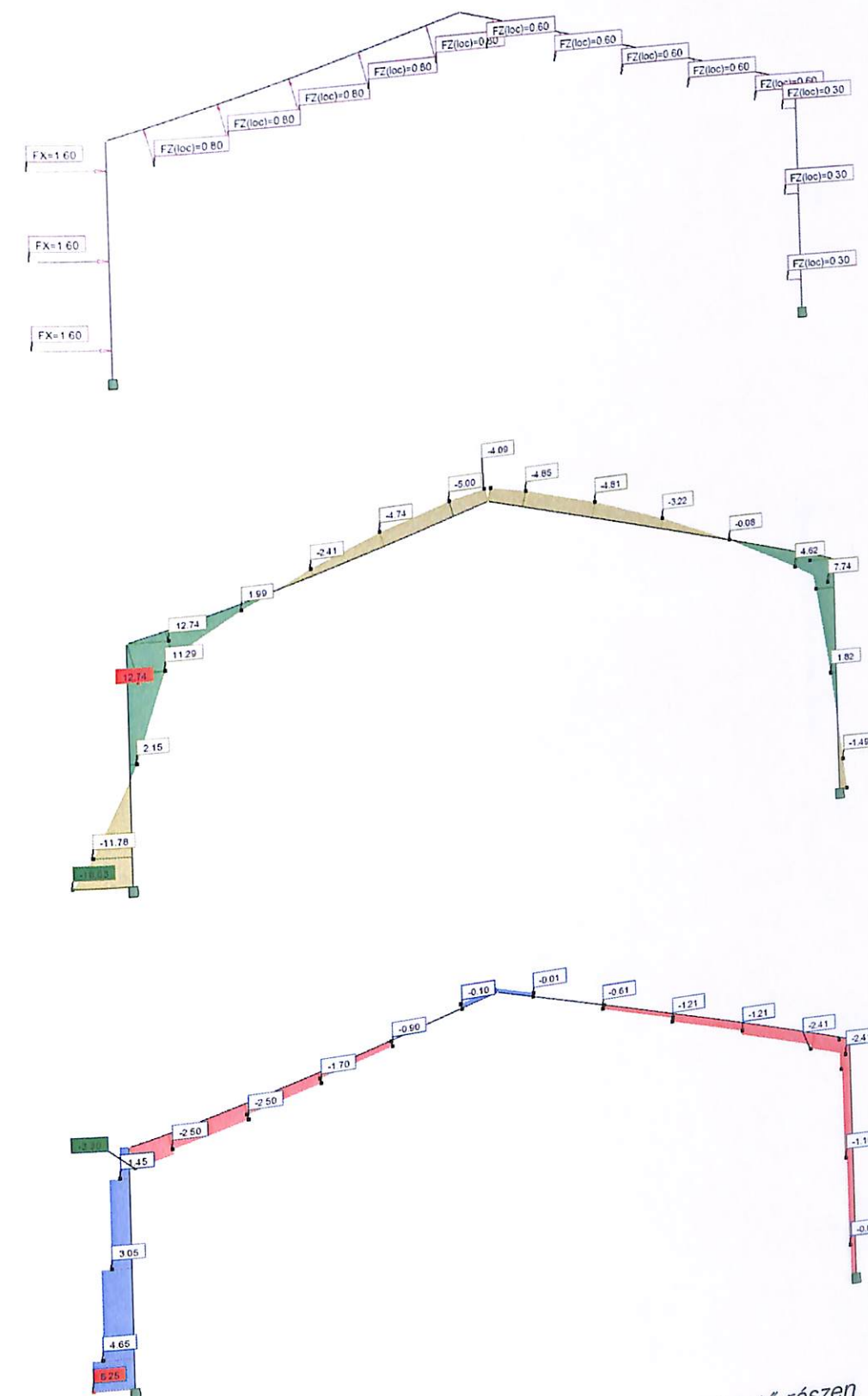
A modelleken az alábbi megállapításokat tehetjük: a gerendán jelentkező nyíróerők, az oszlopokon részben normálerőként fognak megjelenni, és a gerendán megjelenő normálerők, nyíróerőként fognak jelentkezni az oszlopokon.

A nyomatéki ábrán a keretállás sarokpontjában nagymértékű eltéréseket tapasztalhatunk az értékekben.

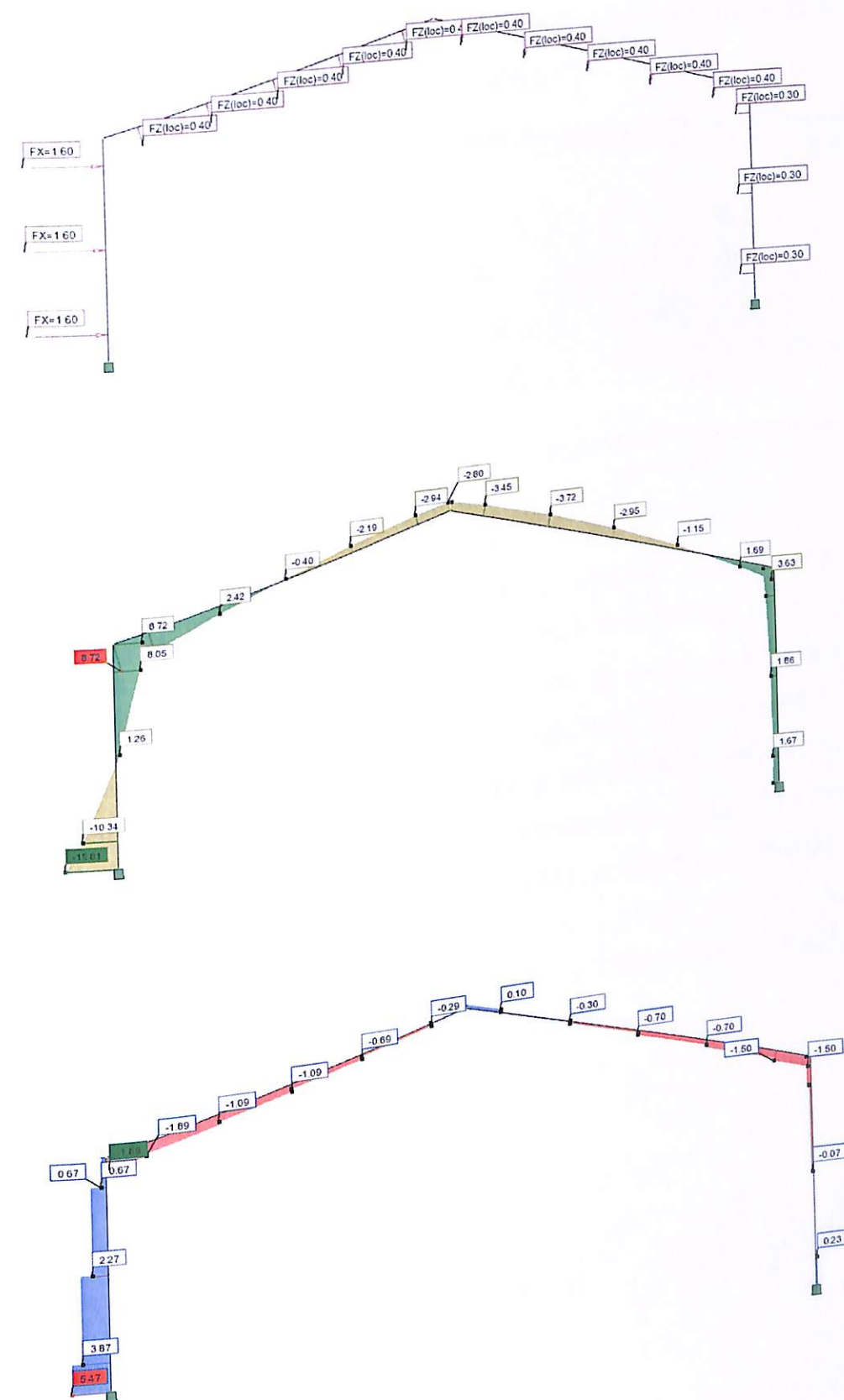
Az ábrákon jól leolvashatók az eltérések: 12,74 kNm és 8,72 kNm a keretállás sarokpontjainál.

Ez nagyban megmagyarázza a Lindab csarnokoknál található eltéréseket.

A vázolt keretállások paraméterei megegyezők, vállmagasságuk 8,00 méter, fesztávolságuk 25,00 méter, és a tetőhajlás szöge 15 fok.



49. ábra: 5. modell – 0,8 kN terhelésekkel a bal oldali tető részen



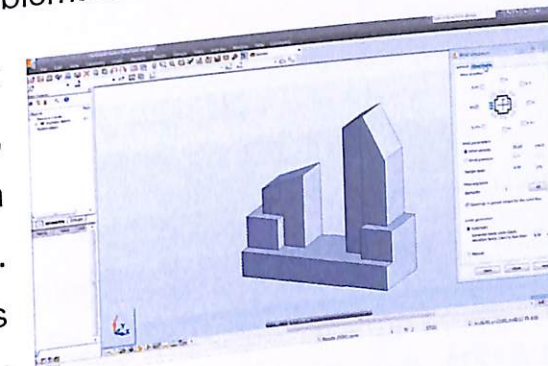
50. ábra: 6. modell – 0,4 kN terhelésekkel a bal oldali tető részen

Továbbá fontos megjegyezni, hogy a szoftver is tartalmaz bizonyos hibaszázalékot. Az Autodesk oldalán fellelhető egy ilyen dokumentum, amely részletesen taglalja ezt a problematikát¹⁸.

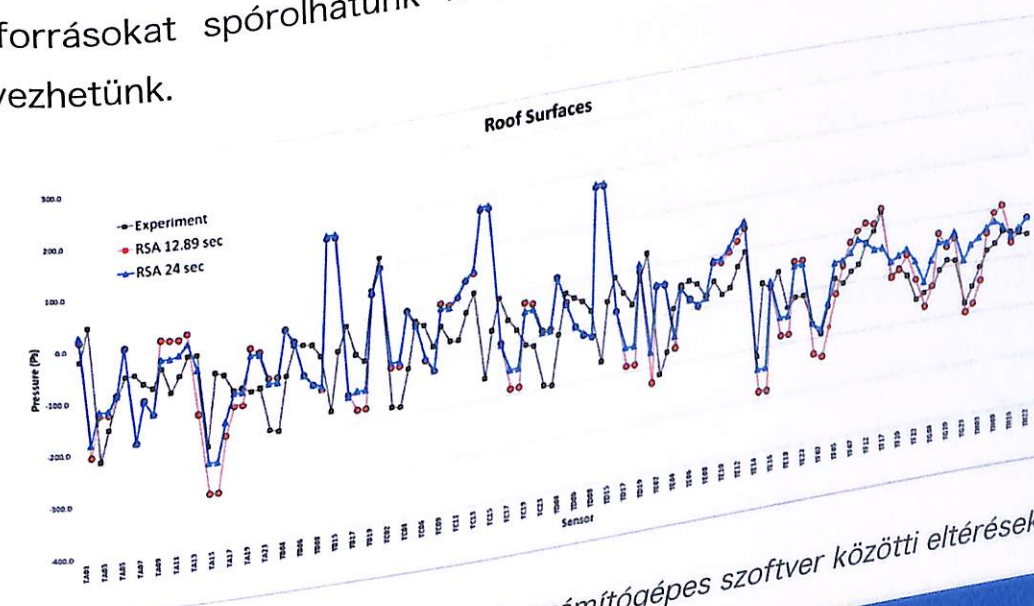
Kísérletek keretében méréseket végeztek, hogy az adott modell, ténylegesen mennyiben tér el a számítógépes szimulációtól.

Természetesen a szoftveres értékeket úgy módosították, hogy azok mindig megfeleljenek a követelményeknek. Az alábbi ábrán látható, hogy a tetőn

számított értékek mennyiben térnek el a valóságban. Az Autodesk ki is mondja ebben a tanulmányba, hogy az értékek eltérhetnek a valóságtól, azonban a szoftver használatával, közelítően jó értékeket kapunk, és erőforrásokat spórolhatunk velük (pénzt és időt), mielőtt még ténylegesen szélcsatornában elemeznénk a modelleket. Természetesen a szoftver sokkal pontosabb, mint a szabványban megadott értékek, illetve az ez alapján elkészített teher modellek, azonban a konkrét fizikai szélcsatornás elemzés a legpontosabb, amivel akár további erőforrásokat spórolhatunk meg, illetve biztonságosabb épületeket tervezhetünk.



51. ábra: Autodesk Robot Structural Analysis



51. ábra: Szélcsatornás elemzés és számítógépes szoftver közötti eltérések

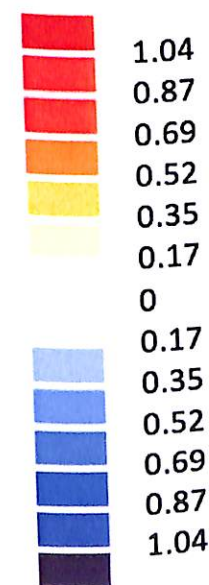
4. KÜLÖNBÖZŐ PARAMÉTERKKEL VIZSGÁLT MODELLEK

4.1. VÁLTOZÓ TETŐHAJLÁSOK

Az előző fejezetekben láthattuk, hogy a modellek eredményeire milyen nagy hatással vannak a rosszul megállapított C_{pe} tényezők, mind méretükben, mind mértékükben. Ebben a fejezetben a különböző tetőhajlásokhoz tartozó C_{pe} értékeket fogom bemutatni. Sajnos, ahogyan korábban említettem, jelen tanulmányban a szélterhelések kialakításának kombinációi korlátozottak, tekintettel a tanulmány hosszára.

Az épületek alaprajzi elrendezésükben azonosak (15x20m), vállmagasságuk megegyezik (6m). A modelleken csupán a tetőhajlásokat változtattam, azaz: 50°, 45°, 30°, 20°, 10°, 5°, 0°.

Színskála C_{pe} tényező



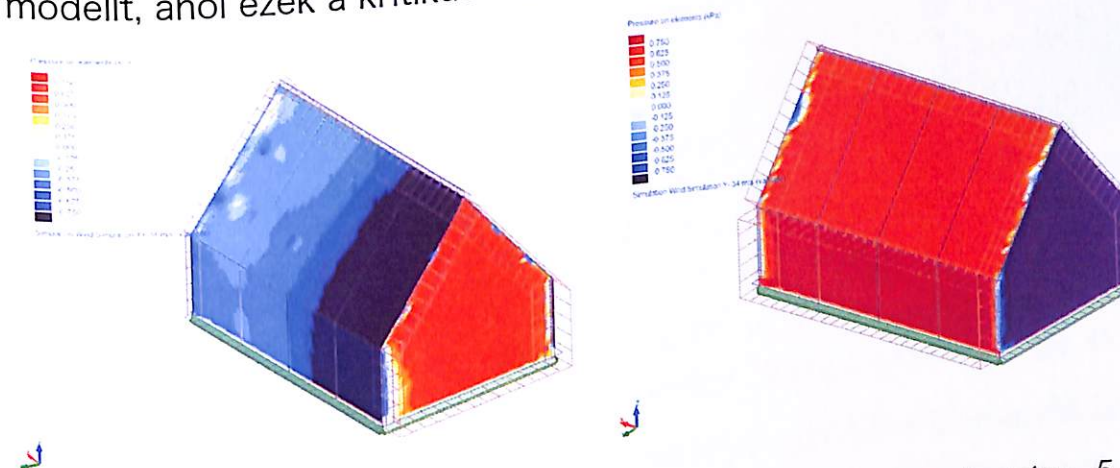
53. ábra C_{pe} t.

Illetve, hogy az eredményeket még szemléletesebben láthassuk, nem alkalmaztam a modellekre beépítettség kategóriát. A felületre ható nyomás vagy szívás értékeit visszaosztva az átlagos torlónyomás értékkel, szemléletesen láthatjuk az alkalmazott C_{pe} értékeket az ábrákon (alaki tényezőket a Magyar Szabvány szerint). A színskálával ellátott értékeket, külön kinagyítva itt láthatjuk. Az modellezéseknél a szélirány hatását megvizsgáltam mind a tetőgerinccel párhuzamos, mind merőleges irányokból is.

A szélesebbesség is azonos, minden modell esetén 34 m/s.

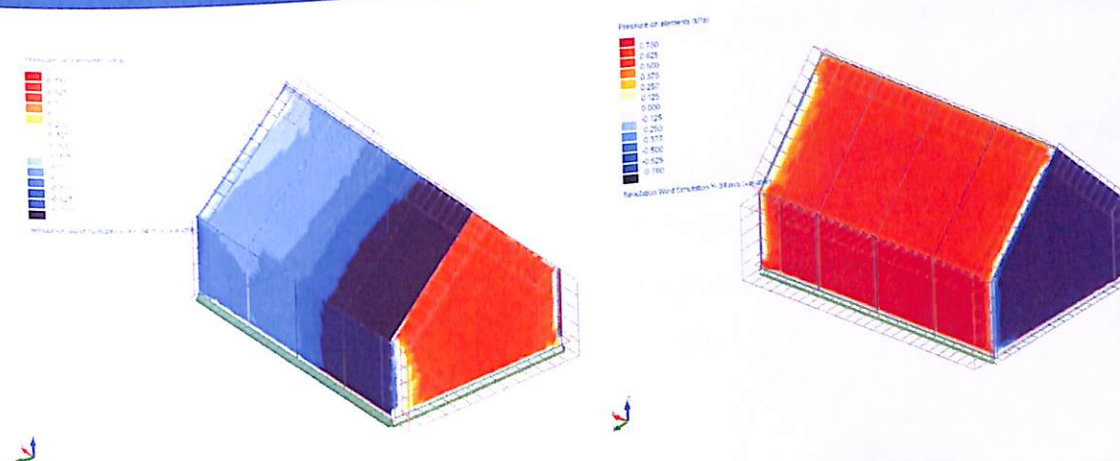
Azonban felmerült bennem, hogy a szél nyomási – szívási képek változhatnak a szélesebbesség függvényében is (mind a zónák elrendezésében, mind értékükben), azonban ezeket a változásokat ebben a tanulmányban nem elemzem.

A Magyar Szabvány és az Eurocode is 33,33 fokhoz teszi a szélszívás és szélnyomás értékének átfordulását, ezért külön készítettem három modellt, ahol ezek a kritikus tetőhajlások láthatók (32, 34, 36 fok).

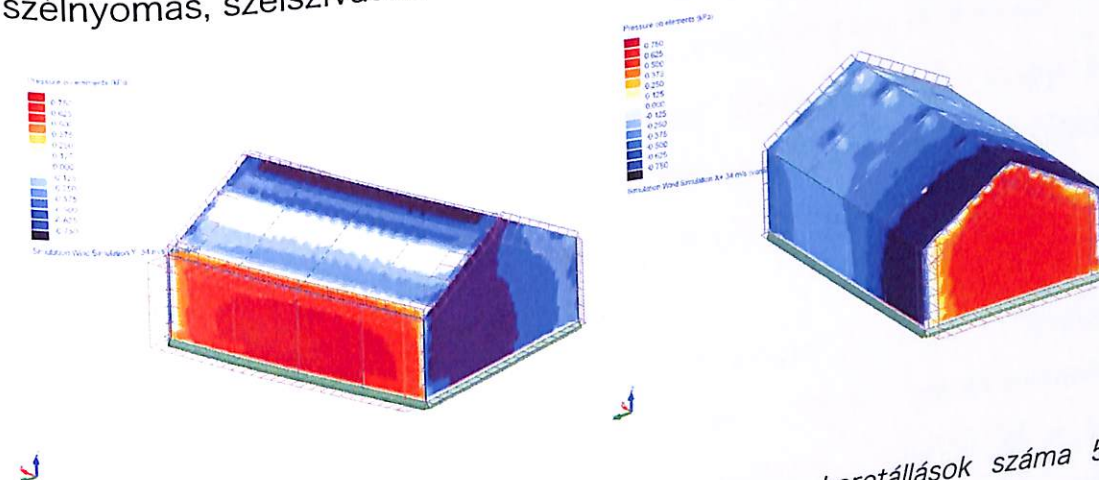


54. ábra: Az épület alaprajzi méretei 15 x 20 m, a keretállások száma 5 db, vállmagasságuk 6 m, az építmény teljes magassága 15 m, a tető dőlésszöge 50 fok. A legnagyobb tetőhajlásnál az ábrákon jól láthatók a kialakult zónák. A tető szél támadta oldalán – amennyiben a szél iránya merőleges a gerincre – egységes zónák alakulnak ki.

Amennyiben a szél iránya párhuzamos a tetőgerinccel, látható, hogy a szél támadta felületen nem egységesek a terhelések, mondhatni a síkidom súlypontjában alakulnak ki a legnagyobb nyomási értékek. Az épület oldalsó részein és a tetőkön szintén a szabványtól eltérő módon, nagyobb egységes zónákként alakulnak ki a szél szívta felületek. 45 fokos tetőhajlásnál is ugyanazokat a jelenségeket figyelhetjük meg, mint az 50 fokos tetőhajlásnál, csak kisebb mértékben. A szél támadta felületeken a síkidomok súlypontjában jelentkeznek a legnagyobb nyomási értékek, kifelé haladva az épület élei, szélei felé, ezek az értékek folyamatosan csökkennek.



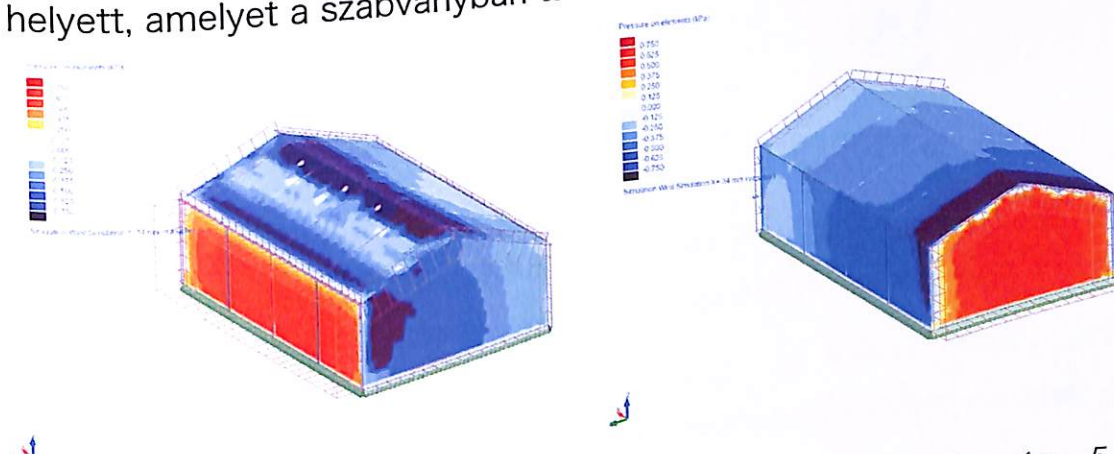
55. ábra: Az épület alaprajzi méretei 15×20 m, a keretállások száma 5 db, vállmagasságuk 6 m, az építmény teljes magassága 13,5 m, a tető dőlésszöge 45 fok. Érdekesebb eredményeket kapunk – ahogyan azt előre sejtthettük is – a tető dőlésszögének csökkentésével. A Magyar Szabvány által megadott grafikonnál és itt is azt láthatjuk, hogy a szél támadta tető felületen a szélnyomás, szélszívássá való átalakulása 33,33 foknál következik be.



56. ábra: Az épület alaprajzi méretei 15×20 m, a keretállások száma 5 db, vállmagasságuk 6 m, az építmény teljes magassága 10,33 m, a tető dőlésszöge 30 fok. A 30 fokos tetőhajlásnál csökken az épület teljes magassága, így az „e” értékünk is kisebb lesz, és kirajzolódnak az A-B-C zónák is. Ezek kialakulását nem figyelhettük meg az előző modelleken, azonban a szabvány iránymutatása valószínűleg jó, hogy az e értékeket az épület magasság függvényében határozza meg (és a b érték függvényében), de hibát találunk annak méretének meghatározásában. A szél támadta felületeken, amelyek merőlegesek a szél irányára, az

előző megállapításokat itt is érvényesek, azaz a felületek közepén alakulnak ki a legnagyobb szélnyomások.

A tető szél támadta felületén viszont jól láthatók a különböző zónák kialakulásai, azonban meg kell jegyezni, hogy a tetőgerinc közelében a J zónával szemben szintén kialakul egy J zóna a teljesen egységes H zóna helyett, amelyet a szabványban találhatunk.



57. ábra: Az épület alaprajzi méretei 15 x 20 m, a keretállások száma 5 db, vällmagasságuk 6 m, az építmény teljes magassága 8,73 m, a tető dőlésszöge 20 fok.

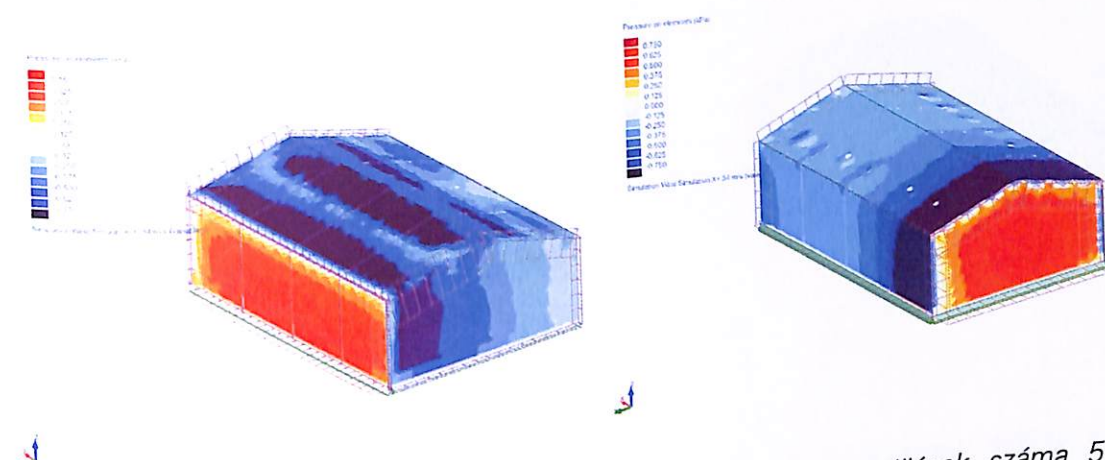
A 20 fokos tetőhajlást megfigyelve azt tapasztalhatjuk, hogy ilyen alaprajzi elrendezés esetén talán ez a szélhatás ábra hasonlít a legjobban a szabvány által megadott zóna értékekhez, leszámítva, hogy a J zónával szemben kialakul egy másik J zóna is.

Az ábráról az mondható el, hogy azoknak a folyamatoknak a folytatódását láthatjuk, amelyeket az előző modelleken is megtapasztalhattunk: a szél támadta függőleges felületeknél a belső részekben nagyobb nyomási értékek alakulnak ki, az A és F-G zónák folytatólagos, nem megszakadó zónák (e/5 és e/10).

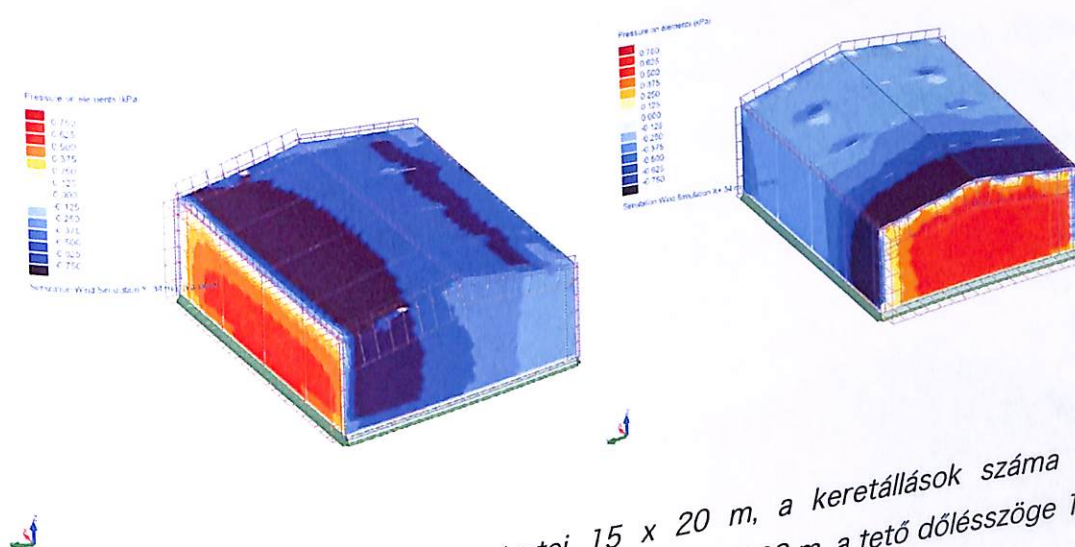
A tető hajlásszögét tovább csökkentve, a tető szél támadta felületén folyamatosan és egyre nagyobb értékekkel jelenik meg a J zónával szemben egy másik J zóna is.

Továbbá láthatjuk, hogy az épület függőleges szél támadta éleinél a szélnyomások folyamatosan csökkennek, valószínűleg mivel a szél jobban „ki tudja kerülni” az épületet, az alacsony tetőhajlásnak

köszönhetően.

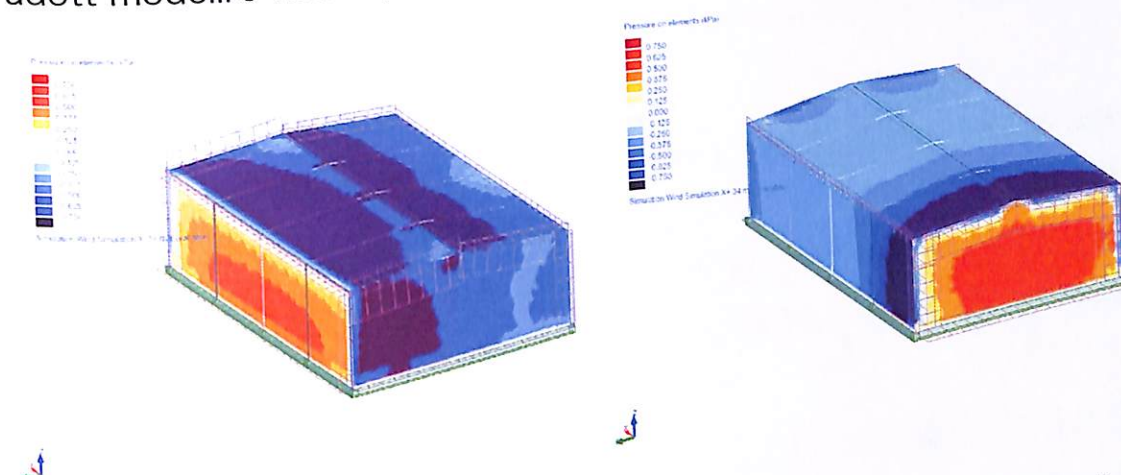


58. ábra: Az épület alaprajzi méretei 15×20 m, a keretállások száma 5 db, vállmagasságuk 6 m, az építmény teljes magassága 8,00 m, a tető dőlésszöge 15 fok. 10 fokos tetőhajlás esetén látható, hogy az F-G-H zónák nem a szabványban meghatározottak szerint alakulnak ki. Az F és G zónák jóval nagyobbak, a H zóna pedig meg sem jelenik.

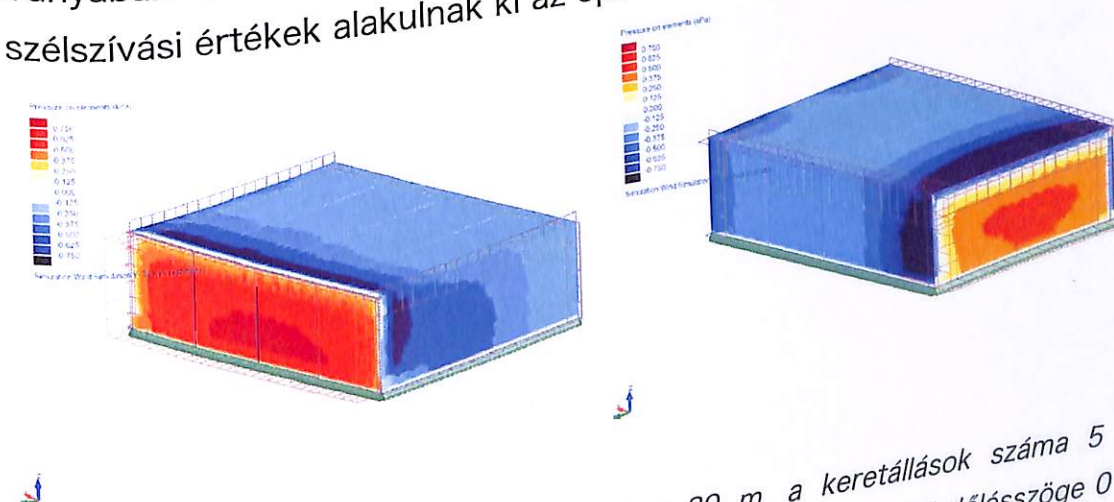


59. ábra: Az épület alaprajzi méretei 15×20 m, a keretállások száma 5 db, vállmagasságuk 6 m, az építmény teljes magassága 7,32 m, a tető dőlésszöge 10 fok. A további szélszívási és -nyomási paraméterek azonban megfelelnek a korábban már leírtaknak, 10 fokos tetőhajlás esetén is. A tető dőlésszögét tovább csökkentve 5 fokra, ugyanezeket a jelenségeket fedezhetjük fel, amelyeket korábban leírtam, azaz az F-G-H zónák nem a szabványban leírtak szerint alakulnak ki (természetesen az

adott modellre vetítve).



60. ábra: Az épület alaprajzi méretei 15 x 20 m, a keretállások száma 5 db, vállmagasságuk 6 m, az építmény teljes magassága 6,65 m, a tető dőlésszöge 5 fok. Ahogyan a tető hajlásszöge folyamatos csökken és elérjük a 0 fokot, azaz a lapostetőt, megint megváltoznak a szélszívási és -nyomási értékek. Lapostetőnél visszaigazolván látjuk az Eurocode-ban leírtakat. Azonban itt is találhatunk jelentős eltéréseket: a szél támadta függőleges felületeken a nyomási értékek nem egységesek. Ezeknek az értékeknek nagyobb szerepük lehet, amennyiben az épületünk is nagyobb, és ezáltal a kialakuló felületek. Továbbá a lapostető végeknél, az épület hosszabbik irányában ható szélirány esetén megfigyelhetjük, hogy nagyobb szélszívási értékek alakulnak ki az épület hátsó élénél.



61. ábra: Az épület alaprajzi méretei 15 x 20 m, a keretállások száma 5 db, vállmagasságuk 6 m, az építmény teljes magassága 6,00 m, a tető dőlésszöge 0 fok (lapostető).

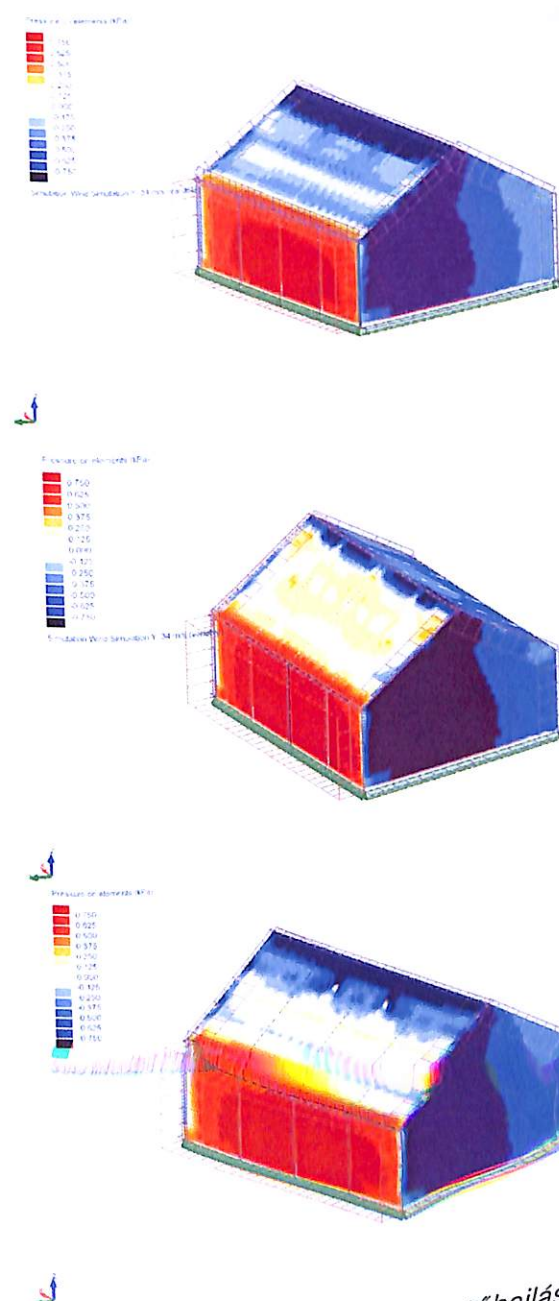
A következő három ábrán, a tetőhajlás szögének meghatározásánál - a szabvány által megadott értékekből kiindulva látható, hogy hogyan változik a szél nyomás szél szívássá.

Ez a bizonyos váltás ténylegesen is valahol 33,33 fok környékén alakul ki, azonban teljes nyomássá még 36 fok fölött sem alakul. A 33 fokos értéknél, szinte az egész szél támadta tetőfelületen 0 értékek alakulnak ki, tehát ilyen dőlésszögnél szinte nem alakul ki semmilyen erő, ami hatna a szél támadta tetőfelületre.

Az ábrákon látható modellek 32-34-36 fokos tető dőlésszögeket jelenítenek meg (fentről lefelé).

Alkalmazása érdekes lehet olyan területeken, ahol nagy problémát okoz a szél, illetve gyakoriak a nagy viharok. Az ilyen épületeknél a tetőszerkezeten nem alakul ki soha nyomás, csak szélszívásra kell méretezni, amit azonban a teherkombinációk során „kiegyensúlyoznak” a különböző egyéb terhek (önsúly, hőteher). A kialakítás továbbá kedvező a hőlecsúszás szempontjából is.

Alkalmazása tehát célszerű lehet hegyi, havas, szeles területeken.



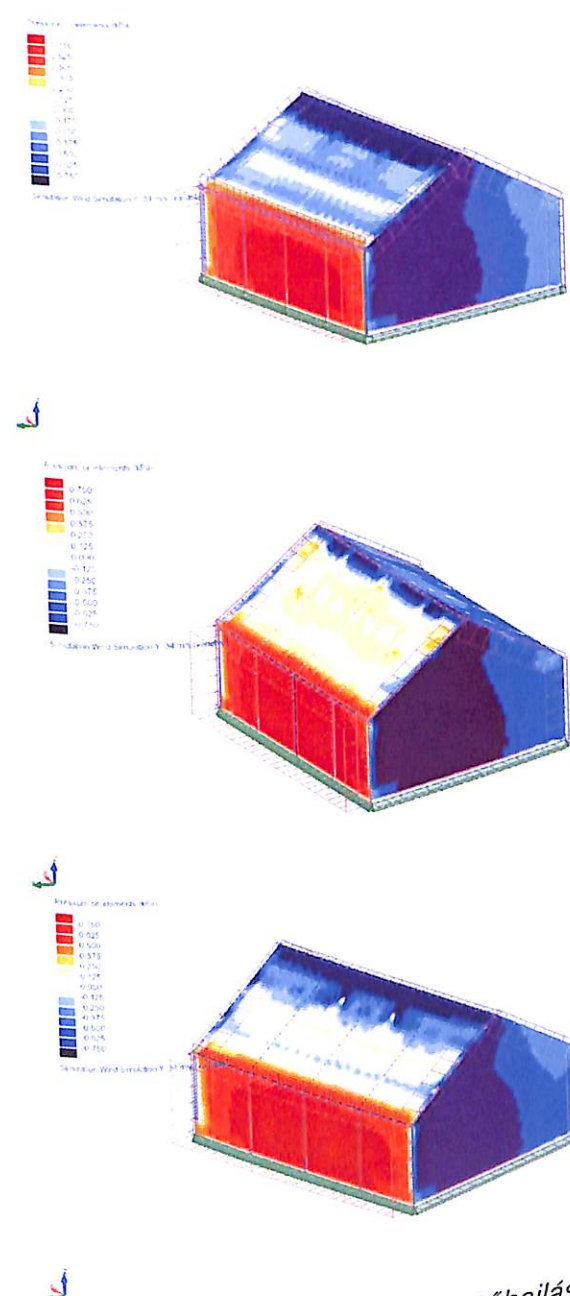
62. ábra: 32-34-36 fokos tetőhajlások

A következő három ábrán, a tetőhajlás szögének meghatározásánál - a szabvány által megadott értékekből kiindulva látható, hogy hogyan változik a szél nyomás szél szívássá.

Ez a bizonyos váltás ténylegesen is valahol 33,33 fok környékén alakul ki, azonban teljes nyomássá még 36 fok fölött sem alakul. A 33 fokos értéknél, szinte az egész szél támadta tetőfelületen 0 értékek alakulnak ki, tehát ilyen dőlésszögnél szinte nem alakul ki semmilyen erő, ami hatna a szél támadta tetőfelületre.

Az ábrákon látható modellek 32-34-36 fokos tető dőlésszögeket jelenítenek meg (fentről lefelé).

Alkalmazása érdekes lehet olyan területeken, ahol nagy problémát okoz a szél, illetve gyakoriak a nagy viharok. Az ilyen épületeknél a tetőszerkezeten nem alakul ki soha nyomás, csak szélszívásra kell méretezni, amit azonban a teherkombinációk során „kiegyensúlyoznak” a különböző egyéb terhek (önsúly, hőteher). A kialakítás továbbá kedvező a hólecsúszás szempontjából is. Alkalmazása tehát célszerű lehet hegyi, havas, szeles területeken.



62. ábra: 32-34-36 fokos tetőhajlások

4.2. NEM SZABVÁNYOS ELRENDEZÉSEK

A különböző szabványok szinte csak téglalap alaprajzú épületekről tesznek említést. A következő három modellen azt vizsgálom, hogy a szél hatására hogyan változnak meg a zónák értékei, ha nem téglalap alakú épületet modellezünk. A modell alapjául szolgálhat ahhoz is, hogy lássuk, hogy az esetleges épületrészek, vagy szomszédos épületek, hogyan hathatnak egymásra.

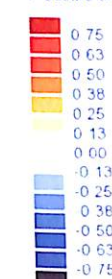
Az első épület L elrendezésű. Mértékadó irány itt nem létezik, mivel az épület szimmetrikus elrendezésű, illetve azt vizsgálhatjuk, hogy hogyan hat az épületre, ha a nagyobbik teljes felület felől hat a szél, vagy esetlegesen a „szár” felől.

Érdemes megfigyelni, hogy a szabvány által megadott értékek ilyen esetben hogyan módosulnak. Látható, hogy egy ilyen egyszerű esetben, csupán a szabványt kell alkalmazni következetesen. Eltérés a szabványból levezetett értékekhez képest nem nagyon tapasztalható, köszönhetően az egyszerű alaprajznak.

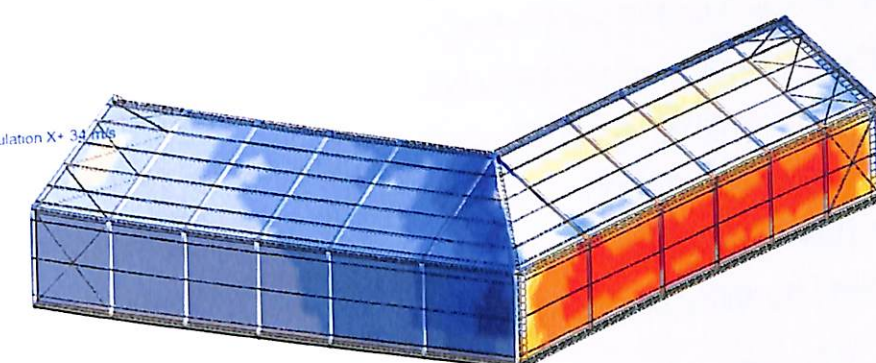
Eltérések csak a két épületrész találkozásánál tapasztalhatók. Amennyiben itt nyomás hat az egyik épületrész hosszabbik oldalára, akkor célszerű ilyen esetekben ezt az értéket tükrözni a másik épületrészre is, az épületegyüttes szimmetria tengelyére.

Minden modell esetén fontos megjegyezni, minden modell esetén, hogy bizonyos élek mentén kialakulhatnak sokkal nagyobb erőhatások is. Erre az alábbi modelleknél is láthatunk számos példát.

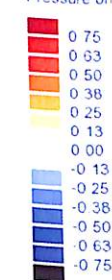
Pressure on elements (kPa)



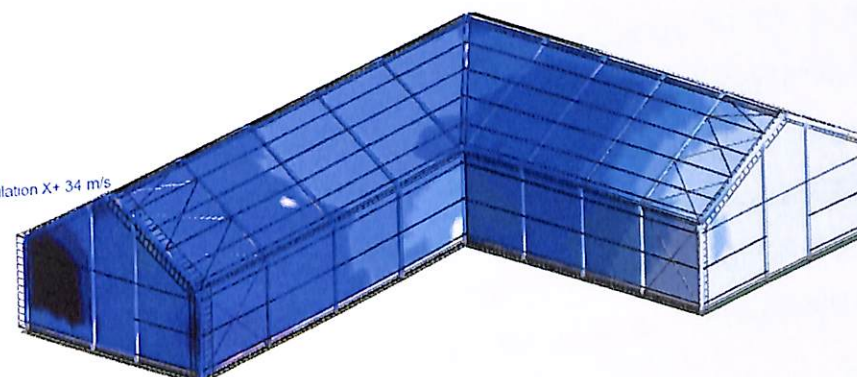
Simulation Wind Simulation X+ 34 m/s



Pressure on elements (kPa)



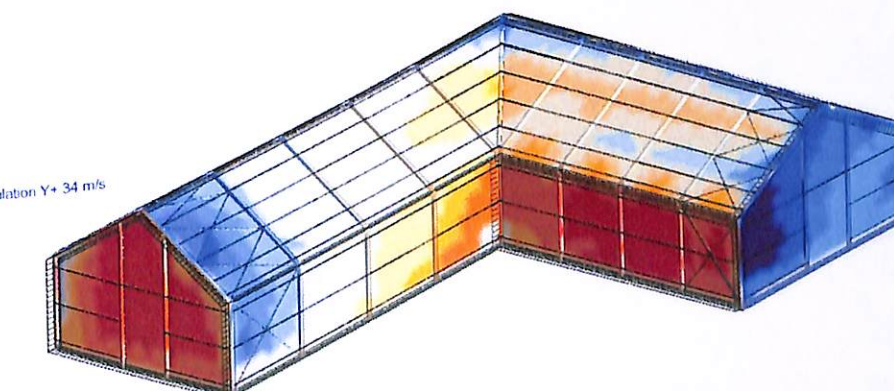
Simulation Wind Simulation X+ 34 m/s



Pressure on elements (kPa)



Simulation Wind Simulation Y+ 34 m/s



63. ábra: L alakú épület

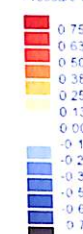
A második és harmadik épületnél már nagyobb eltérések tapasztalhatunk az Eurocode szabványhoz képest. A második épület U-alakú, a harmadik épület pedig H.

Az U-alak esetén egy kisebb belső „udvar” rész látható. A belső udvar részen a szél támadta felületeken mindenhol megtalálható a szélnyomás. Azonban a széliránnyal párhuzamos belső felületeken, szélszívás helyett szélnyomás értéket olvashatunk le. Tehát itt is érvényes a korábbi megállapításom, hogy az épületrészek szimmetria tengelyére tükrözni lehet a szélnyomási értékeket, és ha a szélirányt elforgatjuk 180 fokkal, ez a megállapítás igaz a szélszívásra is, amely a belső udvaron keletkezik.

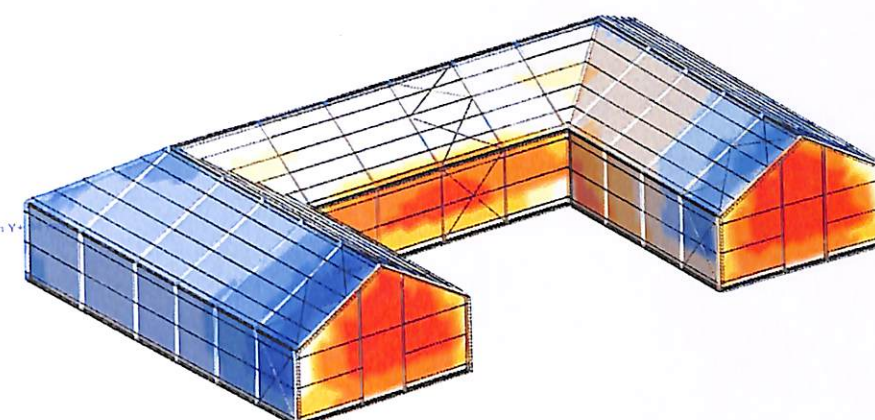
A másik irányból is érdekes dolgokat tapasztalhatunk (90 fokkal elforgatva a szélirányt az előző modellhez képest). Az épület hátsó hajóján az elülső hajóhoz képest, kisebb értékeket látunk, azaz a szélnyomás helyett itt már enyhe szélszívás alakul ki.

Jelen esetben a két épületrész kapcsolódik egymáshoz, de a modellen látható, hogy mit jelent, ha egy azonos épület kerül egy másik épület mögé. Elrendezésében ez akár hasonlítható egy gyár, vagy raktár területhez is, ahol egyforma épületek vannak egymás közelében. A szabvány ezeket a feltételeket a beépítettségi kategóriákkal kívánja megoldani, azonban ezek elég szubjektív megállapításokhoz vezethetnek.

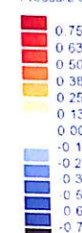
Pressure on elements (kPa)



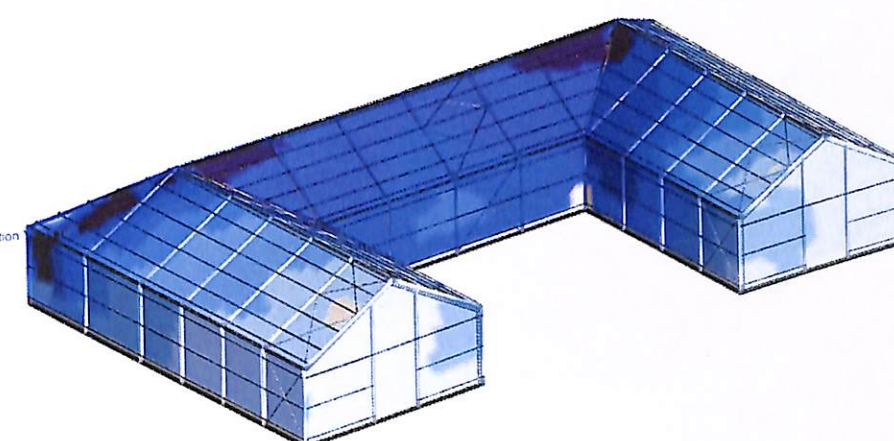
Simulation Wind Simulation Y



Pressure on elements (kPa)



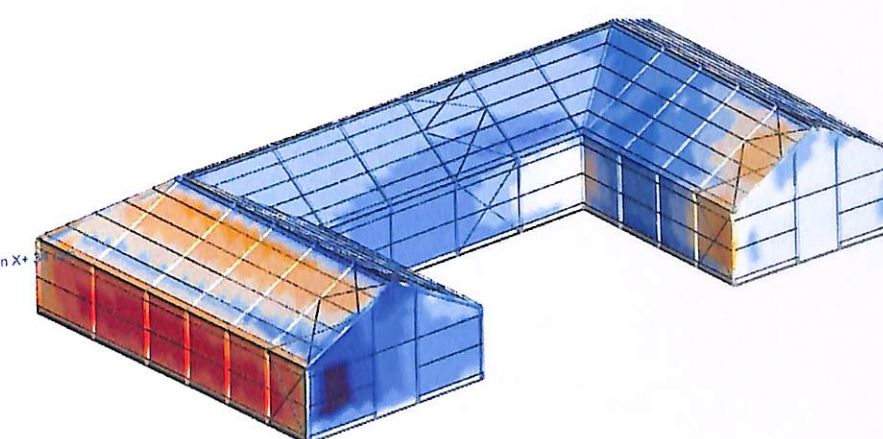
Simulation Wind Simulation



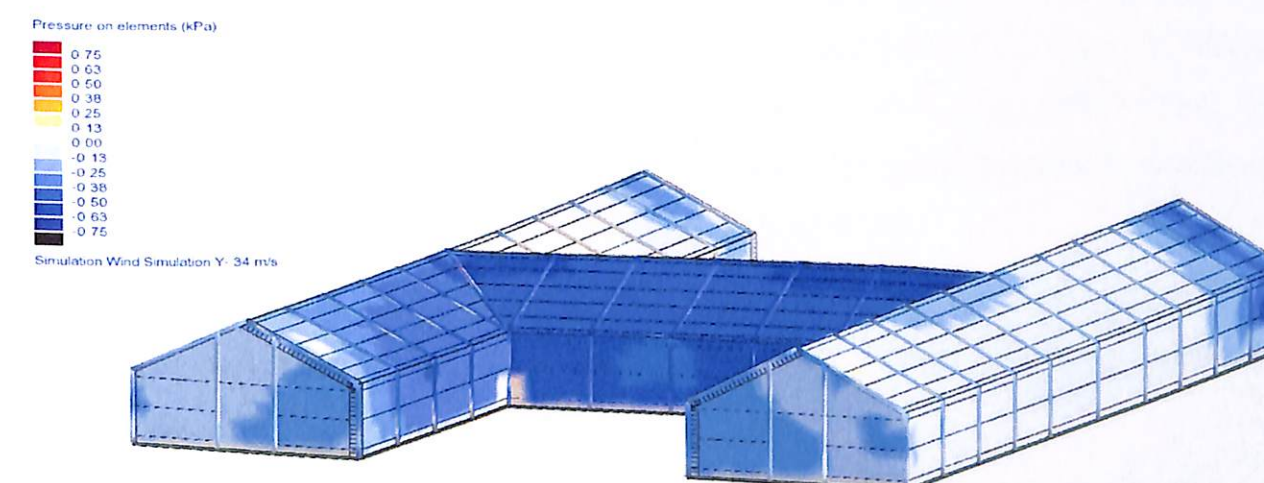
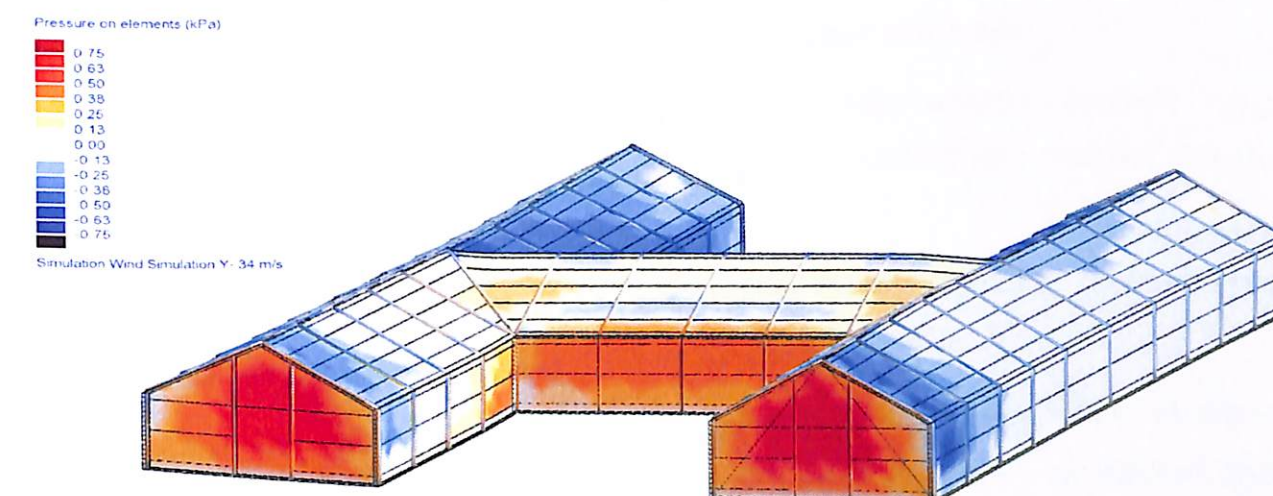
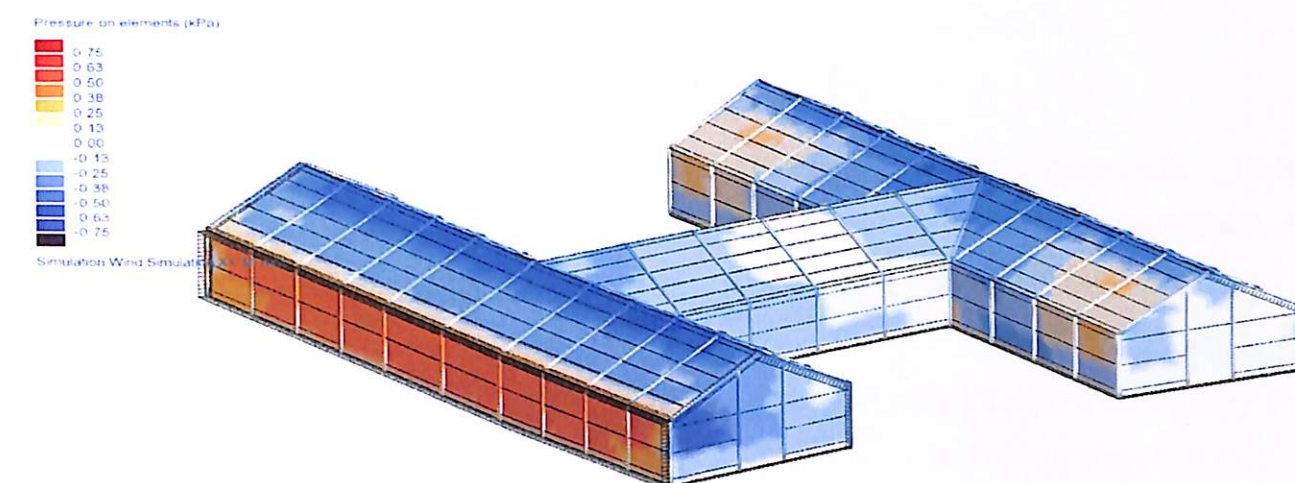
Pressure on elements (kPa)



Simulation Wind Simulation X



64. ábra: U alakú épület



65. ábra: H alakú épület

5. FÖLDRENGÉS TEHER

A földrengés terhet mind a három Lindab csarnok esetén megvizsgáltam, azonban a szélterhekkal szemben egyik esetben sem bizonyultak mértékadónak, ezért ezeket a továbbiakban nem is vizsgáltam.

A magyarországi földrengés veszélyeztetettségéről elmondható, hogy nem tartozunk kiemelten veszélyes övezetbe. Természetesen szabvány szerint ezt az esetet is meg kell vizsgálni, azonban a tanulmány ezen három épülete esetén nem bizonyultak mértékadónak.

Ennek oka lehet, hogy a magyarországi földrengés terhek nagyon alacsonyak, vagy a modellezéseim során én vettem túl magas értékre a szélterheket (34 m/s).

A földrengések elemzéséről elmondható, hogy a hazai dokumentáció nehezen fellelhető és hiányos (hiányzó fordítások).

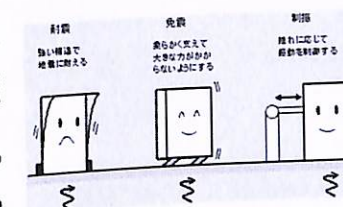
A rendelkezésre álló eszközök, megadott paraméterek is korlátozottak, hogy az épületeinket kellő alapossggal megvizsgáljuk – akárcsak tettem ezt a szél terhek esetén a jelen tanulmányban – például az általánál a program szerint is csak kategóriákról beszélhetünk, amely nem vesz alapul nagyon sok egyedi tényezőt sem. A viselkedési tényezőknél is (q) a program is csak egy szám értéket kér, annak függvényében, hogy milyen típusú épületről beszélünk, továbbá az alaprezgési periódus idő is egy eléggé nehezen meghatározható fogalom.

Természetesen nálunk sokkal földrengés veszélyesebb országokban (USA, Japán) biztosan megvannak a módszerek, hogy az épületeiket kellő alapossggal elemezzék.

A példánkban az alap számítás során sem lettek mértékadók a földrengés terhek (lineáris rugalmas számítás – modális válaszspektrum analízis).

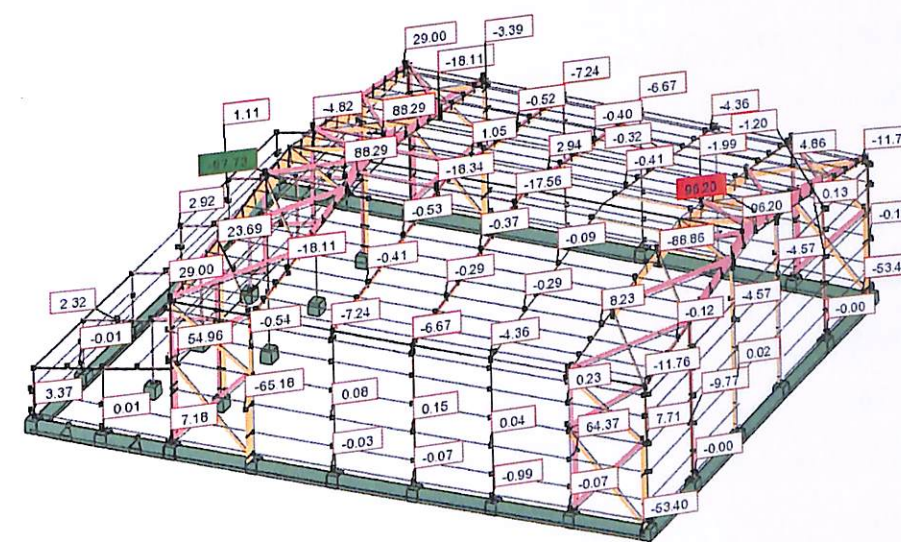
Az alábbi ábrán láthatóak a harmadik modell, a nagyobbik tornacsarnok összesített földrengés terhei. Az eredményekről elmondható, hogy a földrengés teher méretezésénél kellő figyelemmel kell lenni a szélrácsokra, mivel ezek veszik fel az erők jelentős hányadát. A különböző irodalmak is ezeket az elemeket említik meg mint kiemelten fontos eszközöket, a szeizmikus kapcsoló elemeket, amely valójában speciálisan méretezett ferde rudak.

Egy másik kellő biztonságot garantáló megoldás, amelyek az alapozás részei, a földrengés elleni szigetelés: ezek nagyméretű speciális gumilapok, amik segítségével az épület „ki tudja mozogni” a különböző vízszintesen ható, a talajból átadódó erőket.



66. ábra: Földrengés szigetelés

A nyomatéki értékek a keretállásoknál nem mutatnak kiemelkedő eredményeket, ezért itt csak a normálerőket jelenítettem meg.



67. ábra: Földrengés teher elemzés, kombinált megjelenítés (F_x – normálórő),
 $F_{x,max}$: 96,20 kN, $F_{x,min}$: 97,73 kN

6. ÖSSZEGZÉS

A különböző elemzett modelleken láthattunk, hogy milyen nagyok az eltérések a Szélcsatornás elemzés és az Eurocode által megadott értékek között. Természetesen ez csak az elemzett épületekre vonatkozik, adott körülmények mellett.

Azonban fontos megjegyezni, hogy a környezetünk bizonyos hatásoknak köszönhetően folyamatosan változik, a viharok egyre szélsőségesebbek lesznek, amelyeket különböző tanulmányok is alátámasztanak.

Ezért nagyon fontos lehet az Eurocode szabvány részleges felülvizsgálata, a szélteher elemzés tekintetében.

Az elemzett épületeknél azt láthatjuk, hogy a szélnyomási és szélszívási zónák – adott paraméterek mellett – máshogy, más értékekkel alakulnak ki. Következésképpen az adott épület nem lesz megfelelően méretezve: bizonyos pontoknál (talpkapcsolat vagy a keretállás homloklemez kapcsolatai), nem lesznek megfelelően biztonságosak. Bizonyos pontokon az Eurocode felülméretez, azaz sokkal több anyagot használunk fel egy adott kapcsolathoz, keresztmetszethez, mint amennyi valójában indokolt lenne. Ezek a kapcsolatok így nyilvánvalóan nem gazdaságosak, anyagtakarékosak.

A szélhatás ábrák máshogyan alakulnak ki és más értékekkel elmondható, hogy az F-G-H zónák nem teljesen pontosak (szinte minden esetben az F és G zónák nagyobbak a szabványban meghatározott értékeknél) illetve, hogy a J zónával szemben a tetőgerincre tükrözve kialakul még egy J zóna. Ezek az erők döntő befolyással vannak a szerkezetünk teherbírasi határállapotára.

A széllal párhuzamos felületeken is máshogyan hat a szél. Az e értékek által meghatározott területek inkább tűnnek egybefüggő területeknek a tetőzónákkal együtt, mintsem különállóknak (e/10 és e/5) azonban ezek az értékek nem feltétlenül adódnak tovább a szerkezeten, csak az adott

elemekre hatnak, így hatásuk kisebb a teljes szerkezetre vetítve.

Az adott konzekvenciákat azonban egy számítógépes program használata során vontam le, ami tartalmazhat bizonyos eltéréseket a valóságtól. Összességében elmondható, hogy az épületen kialakuló zónák meghatározásánál az „e” értéknél célszerű nem csak a „b” hosszat, azaz a szél irányra merőleges épület hosszát, és a „h” épület magasságot figyelembe venni, hanem meg kell vizsgálni a „b” értéket is, az épület széliránnyal párhuzamos hosszát is. Továbbá meg kell jegyezni, hogy a szélesebesség változtatása is jelentős eltéréseket okozhat, hogy milyen szélhatás jön létre.

Minden szabvány ajánlja, hogy komplexebb épületeknél szélcsatornás elemzéseket kell alkalmazni, teljesen indokoltan. A szélcsatornás elemzések azonban nem kevés időbe és pénzbe kerülhetnek. Azonos módszereket, szimulációkat használva, azonban jóval megkönnyebbíthetjük életünket. Tekintettel az informatika fejlődésére, ezek az eszközök szinte mindenki számára elérhetők, ezért ezeket ki is kell használnunk. Ahogyan láthattuk, minden épületen eléggé különböző szélhatások alakultak ki. Ezek a szoftverek továbbá megengedik azt is, hogy környezetükben modellezzük az épületeket, ezáltal sokkal pontosabb kezdő terhelési állapotokat, eredményeket tudunk megállapítani.

A földrengés teher is vízszintes erőként hat az épületekre bizonyos esetekben, ahogy ezt az adott fejezetben is felvázoltam. Ezek az értékek azonban nem bizonyultak mértékadóknak hazánkban a magyarországi földrengési zónákat figyelembe véve, illetve összehasonlítva a megemelet szélteherrel. Azonban ezt az esetet is meg kell vizsgálnunk – ahogyan a szabvány is előírja – mert, nem feltétlenül hazánkban de mértékadó lehet ez a terhelés is. A földrengések elleni védekezés elsődleges formája ezekben az esetekben, a különböző rudakban jelentkező normálerők – nyomás és húzás – formájában jelenik meg. Ahogyan a különböző szakirodalmakban is megtaláljuk, kellő

körültekintéssel kell megvizsgálnunk, méreteznünk ezeket a szeizmikus kapcsoló elemeket.

Földrengés veszélyesebb országokban ajánlott lehet emellett szeizmikus szigetelés beépítése is, amely által az épület felszerkezetén nagyban csökkenthetjük a szerkezetet érő hatásokat.

7. KÖSZÖNET NYILVÁNÍTÁS

Ezúton is szeretném megköszönni Oktatóimnak a belém vetett hitüket és bizalmukat, türelmüket illetve, hogy folyamatosan támogattak szakmai előre haladásomban, különösképpen Horváth Katalinnak, belső konzulensemnek.

Nagyon sok oktatómmal sikerült egészen személyes kapcsolatot kialakítanom, amit kívánok, hogy a jövőben még gyümölcsözőbb legyen. Továbbá bizonyos vagyok benne, hogy a szakmai kihívások terén, ugyanúgy szeretném igénybe venni segítségüket és tapasztalatukat, hozzáértésüket, ahogy eddig is, ezáltal még jobban elmélyítve kapcsoltunkat, és szakmai kvalitásaimat is, különböző komplexebb problémákkal szembesülve.

Természetesen amennyiben bármiben, a jövőben segítségükre lehetek, oktatóimnak és az intézménynek, nagyon szívesen állok rendelkezésükre, talán ez a legkevesebb amit megtehetek.

Oktatóim bölcsessége révén, többször elmondták nekünk, hogy mennyire fontos a szakmai alázat, amelyet az Ő munkásságukban is folyamatosan tetten érhetünk, és kívánom magamnak, hogy ezt a fontos tanítást soha ne felejtsem el.

8. IRODALOMJEGYZÉK

- 1 web: <http://react.autodesk.com/>
- 2-3-4 Tartószerkezetek közelítő méretfelvétele, Készítette: Hartyáni Csenge Zsuzsanna (2010 BME)
- 5 Épületek hasznos és meteorológiai terhei, Készítette: Kovács Tamás (2012 Pécs)
- 6 web: http://multkor.hu/20140123_10_evig_tartott_a_kozepkori_tel
- 7 web: <https://www.idokep.hu/hirek/szelrekord-172-kmh-kab-hegy-hidegbetores>
- 8 web: www.met.hu
- 9 web: <https://hu.wikipedia.org/wiki/foldrenges>
- 10 Földrengésről mérnök szemmel, Készítette: Tornai László (2011)
- 11-12 Freund Péter: Segédlet, A mechanika és tartószerkezetek c. tárgyhoz
- 13-14-15 Földrengésről mérnök szemmel, Készítette: Tornai László (2011)
- 16 web: www.lindab.com/hu
- 17 A magyarországi szélsébség várható változása a XXI. Század végére a PRUDENCE eredmények alapján, Készítette: Dobor Laura (2009 ELTE)
- 18 <http://bimandbeam.typepad.com/files/robot-structural-analysis-professional-wind-simulator-validation-brief.pdf>