



Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
Építőmérnöki Kar

Tudományos Diákköri Konferencia 2012

Épületek külső robbanásteherre történő méretezése az Eurocode alapján

Készítette: **Fischer Aliz Ráhel**

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
Építőmérnöki Kar, építőmérnöki szak
Szerkezet-építőmérnöki ágazat
BSc képzés, IV. évf.

Konzulens: **Dr. Vigh László Gergely, Egyetemi docens**

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
Hidak és Szerkezetek Tanszék

Absztrakt

Szerkezetek külső – természetes hatásból vagy szándékos cselekedetből eredő – robbanástesterre történő méretezése speciális feladat. Az Eurocode szabványsorozat hatályos verziója a külső robbanástestekkel és a kapcsolódó méretezéssel nem foglalkozik. TDK dolgozatom fő célja, hogy a nemzetközi szakirodalomban fellelhető eljárások alapján összeállítsak és bemutassak egy, az Eurocode-ba adaptálható, az Eurocode szemléletének megfeleltethető módszert, amely magában foglalja a teherfelvétel, az analízis és a méretezés módját. További cél az eljárás mintapéldán keresztüli bemutatása, valamint a robbanástesterre történő méretezésnek - a hagyományos méretezéshez képest - a megfelelő épületszerkezeti konfiguráció megválasztására gyakorolt hatásának illusztrációja.

Munkámban kizárólag az épületen kívüli szándékos robbantásokkal és azoknak az épületre gyakorolt hatásával foglalkozom. Elsőként összefoglalom a szakirodalomban már fellelhető méretezési eljárásokat. Kitérek a teher felvételének lehetőségeire, a szerkezeti anyagok adott körülmények közötti viselkedésére, illetve a szerkezeti analízis lehetséges módjaira. Bemutatom az alapvető tervezési koncepciókat, beleértve a helyszínrাজي, építészeti, valamint a szerkezeti kialakítást is. Ezen kívül a dolgozat ismerteti a lehetséges tervezési szinteket, azaz az épületben és az emberéletben keletkező kár mértékét illető elvárásokat.

E források felhasználásával, továbbá az Eurocode földrengési hatásra történő méretezési eljárásokra vonatkozó szabványainak segítségével összeállítottam egy, az Eurocode szemléletének megfeleltethető lehetséges méretezési eljárást. Ez magában foglalja a teherfelvételt, a vizsgálandó határállapotokat, a szerkezeti anyag robbanástester alatti viselkedésének és a szerkezeti analízisnek a módját. A méretezési eljárás rugalmas elmélet alapján történik.

Egy mintapéldán keresztül bemutatom az eljárás menetét. Egy négyszintes, acélváz, vasbeton födémes irodaház merevítőrendszere kerül méretezésre. Több változatot is összehasonlítok az optimális szerkezet felkutatása érdekében, majd az optimálisnak választott kialakításon keresztül paraméteres vizsgálat keretében megmutatom, hogy a robbanástester és a viselkedés szempontjából releváns változók hogyan befolyásolják a végleges szerkezeti kialakítást, illetve az épület károsodásának mértékét.

Abstract

The structural design of buildings to resist – intentional or unintentional – external blast effects is a special task. The current Eurocode standard does not deal with the problem of external blast loads, neither with blast-resistant design. The objective of my work is to create and present a Eurocode based design method with the help of existing procedures shown in international references. The procedure - including the acting forces, the analysis and the design itself - is demonstrated through an example where the effects of the blast resistant design to the structural construction are also introduced.

The study only takes into consideration the external conventional terrorist bomb attacks and its effects on buildings. First it summarizes the design methods existing in international references, including applicable blast loads, dynamic strength of materials and the methods of analysis. It introduces design guidance for site planning, architectural and structural design as well. The paper defines the possible levels of protection, the allowable structural damage and injuries, thus the performance goals.

Using these references and the earthquake-related standards of the Eurocode a design method and its potential adaptation to Eurocode was prepared. It includes the application of the blast loads, the load combinations, the limit states, the behavior of the materials under blast effects and the structural analysis. The design considered the response of the system staying in the elastic range.

An illustrative example shows the process of the design. The bracing system of a four-story steel building with reinforced concrete floors is calculated. Several versions are compared to find the optimal overall design. Through the chosen structural system the effects of the blast load relevant parameters to the overall design and the level of damage occurring in the building is demonstrated using parametric analysis.

Tartalom

Absztrakt.....	2
Abstract	3
1. Bevezetés.....	7
1.1. A feladat specialitása.....	7
1.2. Célkitűzés.....	7
1.3. Megoldási stratégia	7
2. Külső robbanás jellemzése, hatása és analízise	9
2.1. Robbanás folyamata és típusai.....	9
2.2. Robbanás terhe a szerkezeti analízisben.....	10
2.3. A szerkezeti anyagok viselkedése, teherbírás	16
2.3.1. A szerkezeti acél	16
2.3.2. Vasbeton szerkezet.....	18
2.3.3. Alkalmazható dinamikus növelőtényezők.....	20
2.4. Szerkezeti analízis	21
2.4.1. A teher és a szerkezet kapcsolata [8]	21
2.4.2. A szerkezet válasza	21
2.4.3. A végtelen szabadságfokú folytonos modell válasza [10]	21
2.4.4. A véges szabadságfokú diszkrét modell válasza [10]	24
2.4.5. Az egyszabadságfokú rendszer válasza	26
2.5. Okozott kár mértéke	30
2.5.1. A szerkezetben okozott kár	30
2.5.2. Az emberi szervezetre kifejtett hatás.....	31
2.6. Tervezés.....	32
2.6.1. Veszélyforrások	32
2.6.2. A robbanóanyag mérete.....	33
2.6.3. Tervezési kategóriák.....	33
2.6.4. Tervezési koncepció	34
2.6.5. Helyszínrajzi kialakítás	35
2.6.6. Építészeti kialakítás	36
2.6.7. Szerkezeti kialakítás.....	37
3. Eurocode adaptáció.....	38
3.1. Építészeti koncepció és tervezés a robbanóanyag minimalizálása érdekében.....	38
3.2. Veszélyforrások elemzése, elfogadható kockázat megállapítása	38

3.3.	Teherfelvétel	39
3.3.1.	Teherkombináció.....	40
3.4.	Anyagjellemzők meghatározása	40
3.4.1.	Szerkezeti acél	40
3.4.2.	Vasbeton szerkezetek.....	41
3.5.	Analízis	42
3.6.	Szerkezet ellenőrzése	42
3.6.1.	Szilárdsági vizsgálat	42
3.6.2.	Stabilitásvizsgálat	42
3.6.3.	Szerkezetek károsodásának korlátozása	42
3.6.4.	Másodrendű szerkezetek és nem szerkezeti elemek károsodásának korlátozása	43
3.7.	A jövőben szükséges vizsgálatok	43
4.	Négyszintes acélvázaz épület vizsgálata.....	44
4.1.	Az épület.....	44
4.1.1.	Az épület szerkezete.....	44
4.1.2.	Az épület elhelyezkedése	44
4.1.3.	Az épület funkciója, biztonsági kialakítások	45
4.2.	Kockázatanalízis.....	45
4.2.1.	Az épület szerkezetének jelentősége	46
4.2.2.	A potenciális veszélyforrások	46
4.2.3.	Sebezhetőség.....	48
4.2.4.	Kockázatanalízis.....	50
4.2.5.	Kockázatkezelés.....	50
4.3.	Méretezési koncepció	51
4.4.	Teherfelvétel	52
4.4.1.	Szenáriók.....	52
4.4.2.	A számítás menete	53
4.5.	Anyagjellemzők.....	56
4.6.	Statikai váz és numerikus modell	57
4.7.	Méretezés.....	57
4.7.1.	Szilárdsági vizsgálat	57
4.7.2.	Stabilitásvizsgálat	58
4.7.3.	Másodrendű szerkezetek és nem szerkezeti elemek sérülésének korlátozása	59
4.8.	Nyomatékbíró keret variáns.....	60

4.8.1.	Számítás néhány részlete	60
4.8.2.	Eredmény	61
4.9.	Rácsos merevítéssel	62
4.9.1.	Számítás néhány részlete	63
4.9.2.	Eredmény	63
4.10.	Összehasonlítás	64
4.11.	Rácsos keret tervezése: A károsodások megengedésének hatása.....	67
4.12.	Hagyományos üveg alkalmazása	71
4.12.1.	Számítás néhány részlete	71
5.	Főbb paraméterek hatása a szerkezeti kialakításra	75
5.1.	Ütközési szög	75
5.2.	Robbanás nagysága	76
5.3.	Távolság	81
6.	Összefoglalás	85
6.1.	További teendők, kutatási lehetőségek	85
7.	Irodalomjegyzék	86
A melléklet: Számítási melléklet.....		87

1. Bevezetés

Az utóbbi évek tapasztalataiból kiindulva sajnos egyes épületek tervezésénél nem hagyhatjuk figyelmen kívül egy esetleges terrortámadás lehetőségét. Ezt valamilyen módon – a gazdaságosság szem előtt tartásával - figyelembe kell vennünk a méretezés során. Ez egy igen speciális feladat, amellyel az Eurocode nem foglalkozik. Dolgozatom ezt az űrt hivatott betölteni.

1.1.A feladat specialitása

A külső szándékos indíttatású robbanásra történő méretezés különleges voltát több tényező adja. A teher speciális dinamikája miatt a szerkezet válasza is eltér a megszokottól, illetve a szándékosságból adódóan a tervezési értékek számítása sem történhet egyszerű statisztikai alapon.

A robbanásból származó teher egy hatalmas, akár több száz kilopascal csúcsértékű, de nagyon gyors, milliszekundumban mérhető lefolyású teher, amely az esetek többségében az impulzív hatások körébe tartozik. A gyors lefolyás következtében a szerkezet válasza – a megszokottakkal ellentétben - lényegileg már csak azután kezdődik meg, hogy a teher lezajlott, továbbá megváltozik a szerkezeti anyagok viselkedése is a statikus hatásokhoz képest. E tényezők mind figyelembe veendőek a méretezési eljárás során.

A hatás szándékos volta miatt a teher tervezési értékének meghatározása is eltér a megszokottól. Nem lehetséges a természeti hatásoknál megszokott visszatérési időn alapuló eljárás alkalmazása, mert az általános érvényű statisztikák nem mutatnak egyes épületekre mért támadás valószínűségére reális értéket, emiatt a kockázatanálisis folyamatában ez a változó csak egyéni megfontolással becsülhető meg a gazdasági optimum megkeresése érdekében.

Mindezek ellenére egy olyan módszer létrehozása szükséges, melynek nehézsége nem haladja meg az eddig, az Eurocode-ban fellelhető eljárásokat.

1.2.Célkitűzés

A dolgozat fő célja a külső szándékos eredetű robbanás terhére az Eurocode szabványrendszerébe adaptálható méretezési eljárás összeállítása és ismertetése a külföldi szakirodalomban fellelhető módszerek felhasználásával. További cél az eljárás részletes bemutatása egy mintapéldán keresztül, valamint a robbanástesterre történő méretezésnek - a hagyományos méretezéshez képest - a megfelelő épületszerkezeti konfiguráció megválasztására gyakorolt hatásának illusztrációja.

1.3.Megoldási stratégia

Munkám három fő részből áll össze. Az első részben a szakirodalom feldolgozása alapján ismertetem a robbanás jelenségét, épületre gyakorolt hatását, valamint a szerkezet viselkedésének változását a speciális teher esetén, amely témával Magyarországon többek között Dr. Goschy Béla foglalkozott a XX. században. Ezen túl bemutatom és összefoglalom a külföldi szakirodalomban már fellelhető méretezési eljárásokat. A munka során leginkább az amerikai katonai szabványokra hivatkozom, illetve mutatok példát szintén amerikai, de hagyományos méretezési szabványok idevonatkozó részére is. Továbbá röviden ismertetek a tervezésre vonatkozó ajánlásokat valamint a témával foglalkozó nemzetközi kutatások releváns eredményeit.

A dolgozat második részében az irodalomkutatás eredményeként összeállítok egy az Eurocode szemléletének megfeleltethető méretezési eljárást. Itt összefoglalom a méretezés menetét, amely

magában foglalja az építészeti koncepciót, az elfogadható kockázat megállapítását, az anyagjellemzők meghatározását, az analízis módszerének kiválasztását, az analízis menetét és a szerkezet ellenőrzésének módját. Ehhez az első részben ismertetett szakirodalmon kívül az Eurocode földrengési hatásra és a rendkívüli terhekre való méretezéssel foglalkozó szabványait használtam fel, ügyelve a szabványrendszer egységességének megtartására.

A harmadik szakaszban egy négyszintes acélvázaz irodaház merevítőrendszerének számításán keresztül bemutatom az összeállított méretezési eljárást. Az építészeti kialakítás adott, a koncepciónak megfelelő, a méretezési eljárás további menetét pedig a példán keresztül illusztrálom. Bemutatom az elfogadható kockázat megállapításának egy lehetséges módját, elvégzem az analízist a kiválasztott módszerrel, majd ellenőrzöm a szerkezetet. Megjegyzem, hogy megbízhatósági analízist nem végeztem, a kockázatelemzésben tett javaslatok ellenőrzése további feladatot jelent.

A szakaszban több szerkezeti kialakítást és tervezési szintet is számítok, majd ezek eredményeit összehasonlítom. Ennek keretében méretezésre kerül az épület mind merevkeretekkel, röviden bemutatva a befogási és merevségi viszonyok hatását a szerkezeti konfigurációra, mind rácsozással merevítve. Ez utóbbi bizonyul optimális kialakításnak, így a dolgozat további részében paraméteres vizsgálat keretében ezen mutatom be, hogyan hat a szerkezeti kialakításra, ha némileg alacsonyabb tervezési szintet követelünk meg, illetve ha eltekintünk az eddig feltételezett robbanásálló üveg alkalmazásától. Végül a rácsozással merevített változaton illusztrálom a robbanás releváns paramétereinek hatását az épületszerkezeti konfigurációra. Ebben a szakaszban kitérek az ütközési szög, a robbanóanyagmennyiség és az épülettől mért távolság hatására egyaránt.

2. Külső robbanás jellemzése, hatása és analízise

2.1. Robbanás folyamata és típusai

A detonáció egy nagyon gyors és stabil kémiai folyamat, mely során energia szabadul fel. Ennek következményeképpen a robbanás középpontjából egy nyomáshullám indul el, amelynek ereje és sebessége csökken, lecsengési ideje azonban nő a távolsággal. A robbanás útjába kerülő épületekre ható teher nagysága és eloszlása három tényezőtől függ: a robbanóanyag tulajdonságaitól és tömegétől, a detonáció helyének a vizsgált épülethez viszonyított helyzetétől, valamint nyomáshullám és a szerkezet interakciójától.

A robbanóanyagokat elsősorban halmazállapotuk szerint csoportosítjuk, eszerint lehet szilárd, folyékony illetve légnemű. Az anyag robbanásának következményei nem csak anyagonként különbözhetnek, de azon belül is egyénileg eltérőek lehetnek a gyártási körülményektől, tárolás módjától illetve kezeléstől függően. Az egységesítés érdekében a szakirodalom minden egyes robbanóanyag tömegét megfelelteti egy egyszerű, gömb alakú TNT tömegének: [1]

$$W_E = \frac{H_{EXP}^d}{H_{TNT}^d} \cdot W_{EXP} \quad (2.1.1)$$

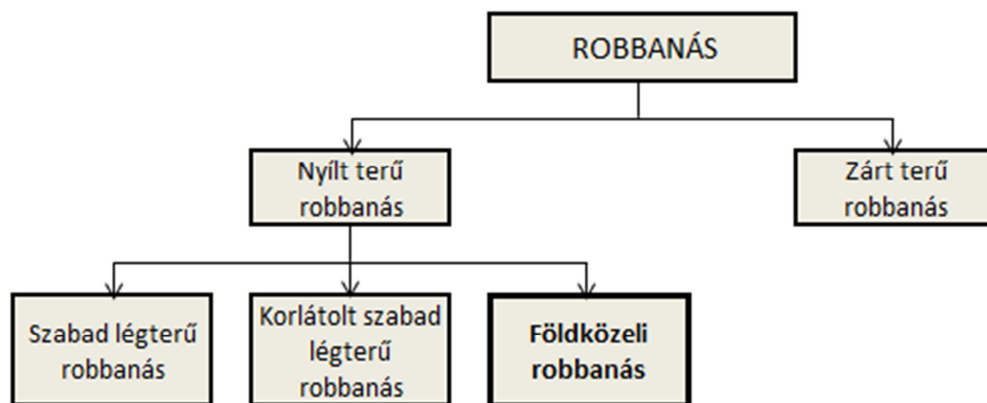
ahol: W_E – a robbanóanyag effektív tömege

W_{EXP} – a kérdéses robbanóanyag tömege

H_{EXP}^d – a kérdéses robbanóanyag robbanáshője

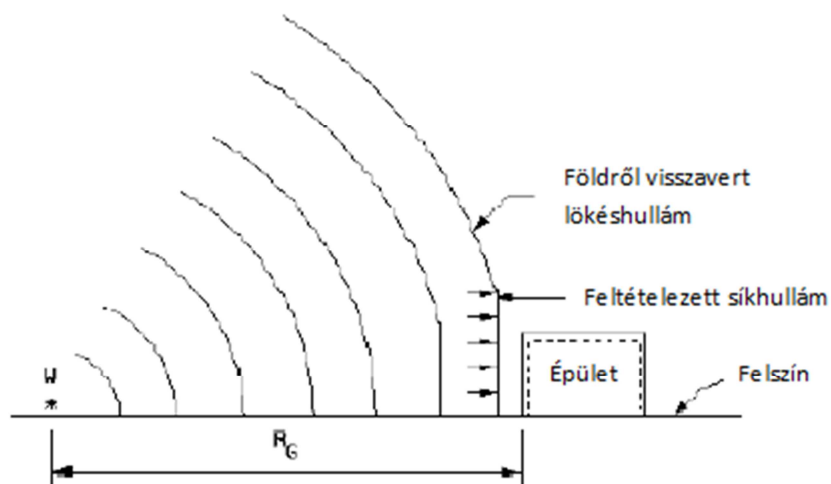
H_{TNT}^d – a TNT robbanáshője

A robbanásokat alapvetően két csoportra oszthatjuk, a nyílt terű és a zárt terű robbanások csoportjára (1. ábra). A zárt terű robbanás nem témája e dolgozatnak.



1. ábra Robbanások csoportosítása

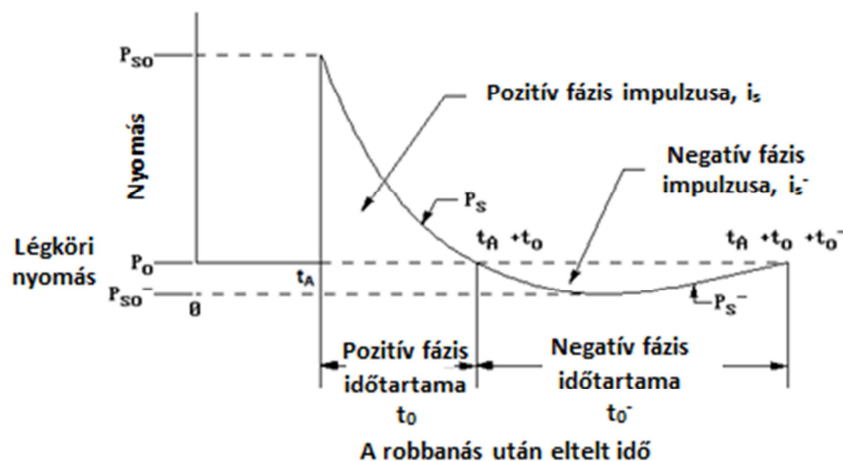
A nyílt terű robbanásokon belül három kategóriát különböztetünk meg, a szabad légterű, a korlátolt szabad légterű és a földközeli robbanást. Az első egy teljesen szabad légtérben létrejövő detonáció, amely során a lökéshullám gömbszerűen terjed, és a vizsgált épület eléréséig nem éri felerősítő hatás. A korlátolt szabad légterű robbanás a célponttól adott távolságra és magasságra helyezkedik el úgy, hogy a földről visszaverődött lökéshullám éri el először a létesítményt. A földközeli robbanás egy, a földfelszínen, vagy ahhoz nagyon közel történő detonáció. A lökéshullám ez esetben félgömbösképpen terjed a földről való visszaverődés által felerősítve (2. ábra). Ez történik például autóbombák esetén, ezért a továbbiakban részletesen a robbanásnak ezzel a típusával fogunk foglalkozni.



2. ábra Lökéshullám viselkedése földközeli robbanáskor [1]

2.2. Robbanás terhe a szerkezeti analízisben

A robbanásból eredő nyomásváltozás az épület egy adott pontján az alábbiak szerint jellemezhető. Mikor a robbanásból fakadó lökéshullám eléri az adott pontot, hirtelen egy viszonylag nagy túlnyomás keletkezik (P_{SO}), majd ez idővel exponenciálisan lecsökken és egy ideig a légköri nyomás alá esik. A légköri nyomáshoz képest negatív nyomás a pozitív túlnyomás értékénél nagyságrendekkel kisebb, ezért az esetek többségében elhanyagolható. Azonban figyelembe kell venni, hogy ez sokszor a tervezési teherrel ellentétes irányban hat, illetve amennyiben a nyomás pozitív fázisa nagy mértékben megrongálta a szerkezetet, ez a nagyságrendekkel kisebb hatás is jelentős lehet. A hatás idejének nagyságrendje ms. [2] (3. ábra)



3. ábra A robbanás nyomás-idő diagramja [1]

Amennyiben a hullám terjedési iránya nem párhuzamos a vizsgált felülettel, úgy figyelembe kell venni, hogy ahogy a felület visszaveri a lökéshullámot, a szerkezetben nagyobb igénybevételek keletkeznek. Ebben az esetben P_r visszavert túlnyomási értékre kell méretezni. Ezt az értéket P_{SO} oldalirányú túlnyomásból visszaverődési tényező segítségével állíthatjuk elő.

A robbanás okozta túlnyomás történetének fő paramétere az oldalirányú túlnyomás, a többi ebből már számítható. Ez az érték a robbanás nagyságának és az adott ponttól való távolságának függvénye, jellemzésére a Z arányított távolság szolgál: [1]

$$Z = R / W^{1/3} \quad (2.2.1)$$

ahol: R – a robbanástól mért effektív távolság

W – a TNT-re átszámolt robbanóanyag tömege kg-ban

Ezen változók segítségével az idők folyamán több képlet is született P_{so} oldalirányú túlnyomás meghatározására: [3]

Brode (1955) [4]

$$P_{so} = \frac{6,7}{Z^3} + 1bar \quad \text{ha } 10bar < P_{so} \quad (2.2.2)$$

$$P_{so} = \frac{0,975}{Z} + \frac{1,475}{Z^2} + \frac{5,85}{Z^3} - 0,019bar \quad \text{ha } 0,1bar < P_{so} < 10bar \quad (2.2.3)$$

(1bar = 10^2 kN/m²)

Newmark & Hansen (1961) [5]

$$P_{so} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \left(\frac{W}{R^3} \right)^{1/2} \quad (bar) \quad (2.2.4)$$

Mills (1987) [6]

$$P_{so} = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \quad (kPa) \quad (2.2.5)$$

Egyes, főleg orosz, források a robbanóanyagok tömegét nem a TNT tömegére redukálják, hanem a trotil tömegére vezetik vissza. Ilyen forrással dolgozik például Györgyi József Szerkezetek dinamikája című könyvében [7]. Ekkor:

$$P_{so} = 0,084 \frac{\sqrt[3]{C}}{R} + 0,27 \frac{\sqrt[3]{C^2}}{R^2} + 0,7 \frac{C}{R^3} \quad (MPa) \quad (2.2.6)$$

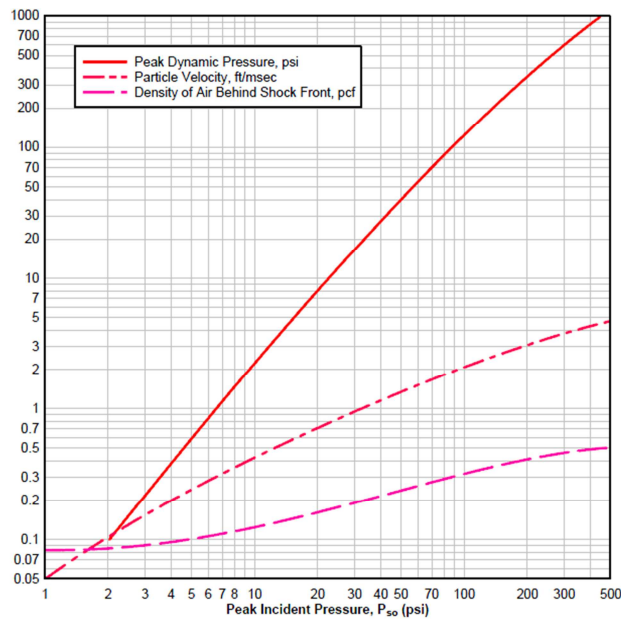
ahol: C – a trotil tömege kg-ban

R – az effektív távolság

Ahogy a lökéshullám terjed szét az atmoszférában, a levegő kisebb sebességgel követi azt. A levegő részecskéinek sebessége, ennél fogva a szélnyomás, az oldalirányú túlnyomás függvénye. Az ebből a jelenségből fakadó nyomást nevezzük dinamikus avagy torlónyomásnak. Ennek maximális értéke (q_s) a következő képlettel számítható [8]:

$$q_s = \frac{5P_{so}^2}{2(P_{so} + 7P_0)} \quad (2.2.7)$$

Hasonló összefüggést ír le grafikusán az amerikai szakirodalomban alkalmazott függvény. (4. ábra)



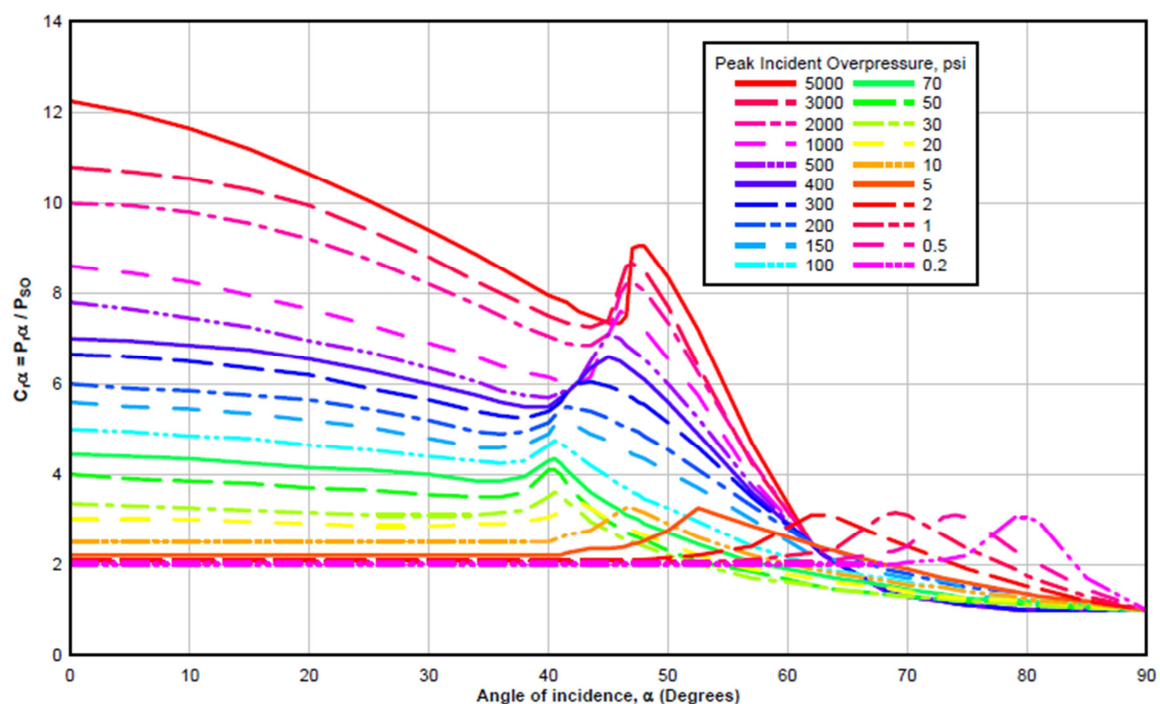
4. ábra Torlónyomás az oldalirányú túlnyomás függvényében [1]

Amikor a lökeshullám eléri az építményt, arról visszaverődik. Azonban ekkor a hullámban lévő levegőrészecskéket megállítja, ezáltal még jobban összenyomva azt, ami egy (P_r) visszavert túlnyomási értéket eredményez. Ennek értéke, amennyiben a lökeshullám egy végtelenül nagy végtelenül merev falra merőlegesen érkezik, Rankine és Hugoniot levezetése alapján [8]:

$$P_r = 2P_{so} \left[\frac{7P_0 + 4P_{so}}{7P_0 + P_{so}} \right] \quad (2.2.8)$$

Ez a képlet a közeli, nagy erejű robbanások esetén nem vezet helyes eredményre, mert míg a képlet alapján a C_r visszaverődési tényező maximuma 8 (amikor P_{so} lényegesen nagyobb, mint P_0), addig a tapasztalatok szerint ilyen esetben a visszavert túlnyomás az oldalirányú túlnyomásnak akár húszszorosa is lehet a gáz disszociációja miatt. [8]

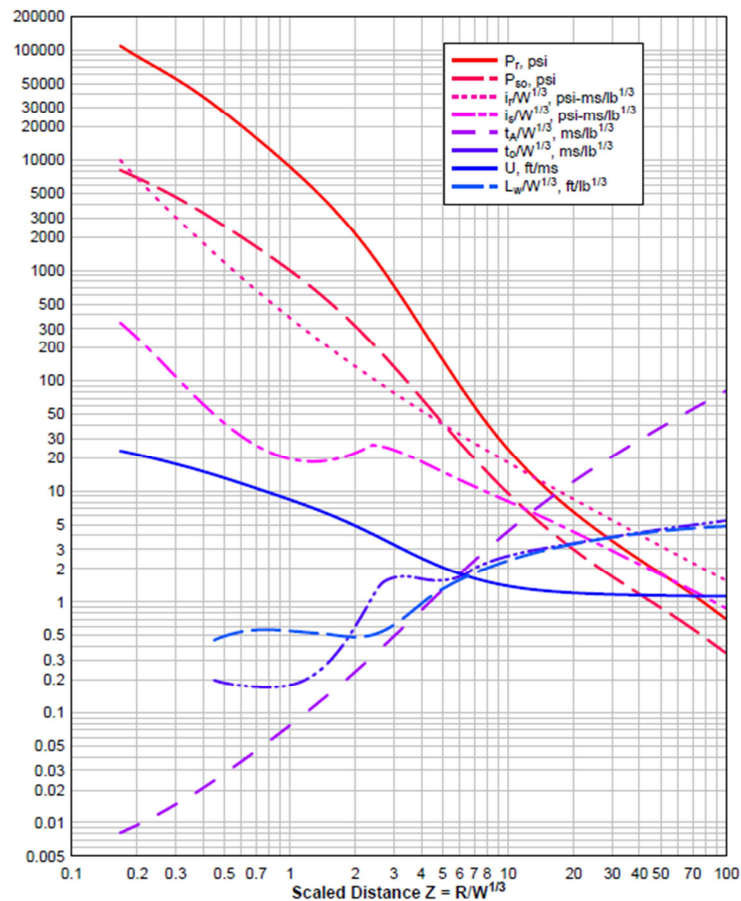
Az eddigiek során azzal a feltételezéssel éltünk, hogy a lökeshullám a falra merőlegesen érkezik, tehát az ütközés szöge (α) 0 fokos. A visszavert túlnyomás értékét az ütközés szögének függvényében az 5. ábra szemlélteti.



5. ábra A visszaverődési tényező az ütközés szögének függvényében [1]

Az ábra csak abban az esetben ad helyes értéket, ha az arányított távolság eléri legalább az $1,2 \text{ m/kg}^{1/3}$ értéket. Az ábrán látható, hogy az ütközési szög növekedésével csökkent a maximális visszavert túlnyomás, azonban kis ütközési szög esetén (ha kisebb, mint 40 fok) egy jó közelítés, ha a 0 foknak megfelelő visszaverődési tényezővel számolunk. Amennyiben $\alpha=90^\circ$, nem történik visszaverődés, így számolhatunk az oldalirányú túlnyomás értékével.

További fontos lökeshullámparamétereket olvashatunk le a 6. ábra alapján, amely azok $W^{1/3}$ -nal való hányadosát adja meg az arányított távolság függvényében.



6. ábra Lökéshullámparaméterek az arányosított távolság függvényében [1]

A pozitív túlnyomás tényleges lecsengési ideje helyett a tervezésben egy virtuális lecsengési idővel (t_{of}) számolhatunk. A számítás alapja, hogy a tényleges nyomáscsökkenést egy ekvivalens háromszögletű nyomás-idő diagrammal közelítünk, amelynek impulzusa megegyezik az eredeti diagram impulzusával. Ebből már a pozitív túlnyomás virtuális lecsengési ideje számolható:

$$t_{of} = 2 \frac{i_s}{P_{so}} \quad (2.2.9)$$

ahol: i_s - a pozitív szakasz impulzusa (6. ábra)

A visszavert túlnyomás leépülési ideje (t_c) az épület geometriájának ismeretében számítható. A túlnyomás, amely a visszavert hullámból ered, akkor oszlik el, mikor eléri az akadály szélét. Ennek időigénye a lökéshullámot követő levegőréteg sebességétől függ, amelyet a hangsebességből származtatunk. [1]

$$t_c = \frac{4S}{(1+R)U_r} \quad (2.2.10)$$

ahol: S – a kitisztulási távolság, amely H és $B/2$ közül a kisebb érték

$R=S/G$, ahol G pedig H és $B/2$ közül a nagyobb érték

H – a homlokzat magassága

B – a homlokzat szélessége

U_r – a hangsebesség a visszaverődési tartományban (3. ábra)

A visszavert túlnyomás lecsengési idejének (t_c) számítására egy másik képletet is alkalmazhatunk. E szerint az ahhoz szükséges idő, hogy P_r és P_{s0} közti különbség nullára csökkenjen: [3]

$$t_c = 3S / U_s \quad (2.2.11)$$

ahol: U_s – a normál hangsebesség (~ 340 m/s) és a szerkezetre ható további impulzus lineáris csökkenést feltételezve

t_c idő eltelte után az oldalirányú túlnyomás és a torlónyomás algebrai összege hat a homlokzatra. [1]

$$P = P_s + C_D q \quad (2.2.12)$$

ahol C_D a dinamikus nyomás és a szélirányban a dinamikus nyomás által ténylegesen átadott nyomás közti kapcsolatot írja le. C_D az itt szereplő körülmények között vehető 1-nek. [1], [8].

C_D egyébként többek között az áramlás jellemzőinek és az épület relatív geometriájának függvénye.

Nagyobb nyomás esetén az előbbiekben leírt módszer egy fiktív nyomás-idő diagramot határozhat meg a rendkívül rövid lecsengési idő miatt. Ezért az előállított nyomás-idő görbének ellenőrizni kell a megfelelőségét. Ezt úgy tehetjük meg, hogy előállítunk még egy görbét. A diagramot a visszavert lökeshullám impulzusából (i_r) állítjuk elő, egy az impulzussal megegyező háromszög alakú nyomásgörbéként, melynek csúcspontja a visszavert túlnyomás. Ezek alapján a fiktív lecsengési idő (t_{rf}) már számítható: [1]

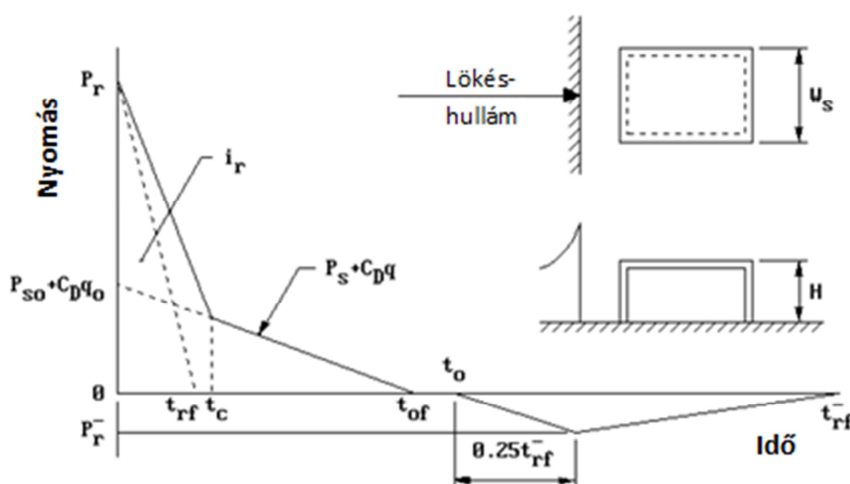
$$t_{rf} = 2 \frac{i_r}{P_r} \quad (2.2.13)$$

A tervezés során azzal a görbével kell számolnunk, amely a kisebb impulzust adja.

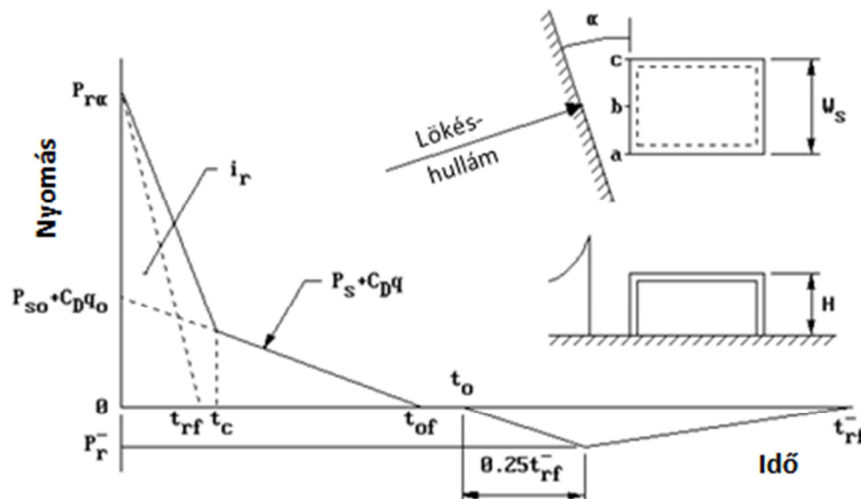
Amennyiben a lökeshullám az épületre ferde szögben érkezik, akkor ez utóbbi görbe esetén ennek hatását a visszavert túlnyomási csúcspont számításánál figyelembe kell vennünk. Ezután az egyenlet az előzővel analóg módon írható fel. [1]

$$t_{rf} = 2 \frac{i_{r\alpha}}{P_{r\alpha}} \quad (2.2.14)$$

ahol: α – az ütközés szöge

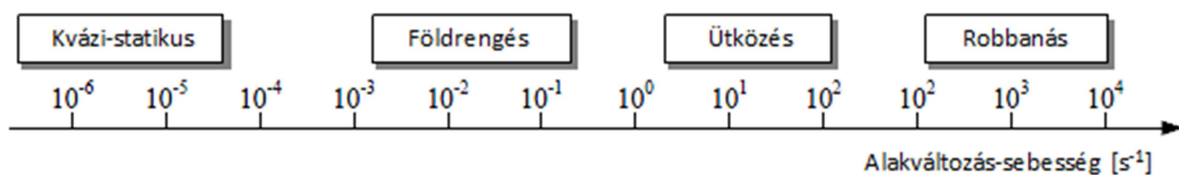


7. ábra A homlokfalat merőlegesen érő lökeshullám [1]

8. ábra A homlokfalat α szögben érő lökeshullám [1]

2.3.A szerkezeti anyagok viselkedése, teherbírás

A szerkezeti anyagok dinamikus tulajdonságai általában eltérőek a statikus tulajdonságaiktól. Az anyagok szilárdsága impulzív teher hatására függ az adott anyag minőségétől és az alakváltozási képességétől. A hirtelen ható teher hatására a feszültség az alakváltozás sebessége is nagyobb, és ennek jelentős hatása lehet a szerkezeti anyag mechanikai viselkedésére. A robbanásból származó teher általában nagyon nagy sebességgel hat, az összehasonlítást más hatásokkal a 9. ábra mutatja. [3]



9. ábra Alakváltozás-sebesség különböző típusú terhek esetén [3]

A továbbiakban a szerkezeti acélról ill. vasbetonról lesz részletesebben szó.

2.3.1. A szerkezeti acél

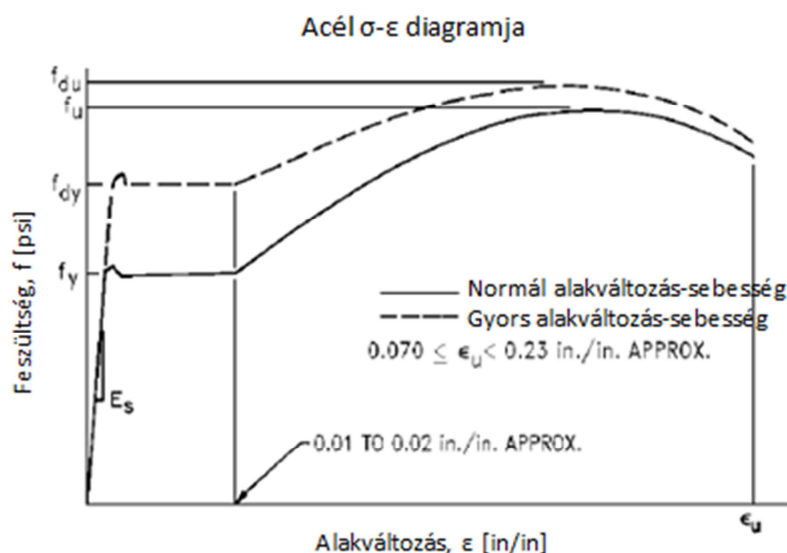
Általános esetben a feszültség és az alakváltozás közötti kapcsolatot az arányossági határig lineárisnak feltételezhetjük. Az arányossági határt követően az acél megfolyik, azaz alakváltozik feszültségnövekedés nélkül. A folyási határ közel van az arányossági határhoz, vagy egybeesik azzal, a hozzátartozó feszültség a folyási feszültség (f_y). A folyás befejeztével egy felkeményedő ág következik, azaz az anyag további feszültségnövekedésre képes. Ennek maximális értéke a húzó- vagy szakítószilárdság (f_u). A tetőpont elérése után még tapasztalható egy rövid leszállóág a tönkremenetelig, amelyhez tartozó alakváltozás az eredeti hossz 20-30%-a. Emiatt a nagy képlékeny alakváltozóképesége miatt, azaz a duktilitása okán alkalmas anyag az acél robbanásálló szerkezetek építésére. [1]

A nagyszilárdságú acélok feszültség-alakváltozás diagramjánál azonban nem figyelhető meg a folyási plató, hanem a kezdeti lineáris szakaszt egy nem-lineáris feszültségnövekedés követi a tönkremenetelig. Ezen esetekre az egyezményes folyáshatár fogalma került bevezetésre, amely az a feszültségérték, amely 0,2 %-os maradó alakváltozást okoz. Ez körülbelül 0,4-0,5%-os nyúláshoz

tartozó érték. Bár ezek az acélok az előbb bemutatottaknál nagyobb folyáshatárral rendelkeznek, lényegesen kisebb a szakadónyúlásuk, ezért robbanástelherre méretezett szerkezetek esetén kellő körültekintéssel szabad csak őket alkalmazni.

Tulajdonságok változása dinamikus teher hatására

A hirtelen ható teher hatására az alakváltozás sebessége megnő, amely jelentősen befolyásolhatja az anyag mechanikai tulajdonságait. Ezt mutatja a 10. ábra.



10. ábra Acél σ - ϵ diagramja [1]

Tehát

- A) A folyáshatár értéke jelentősen megnő.
- B) A rugalmassági modulus nem változik lényegesen.
- C) A szakítószilárdság nő, de kisebb mértékben, mint a folyáshatár.
- D) A szakadó nyúlás változatlan, vagy kis mértékben csökken hirtelen ható teher hatására.

Ezen változások mértéke függ az alakváltozás sebességétől, amelyet egy konkrét esetben a megfolyáshoz szükséges idő alapján tudunk számítani. Ha az alakváltozás sebességét konstansnak tekintjük a nulladik időpillanattól a folyás pillanatáig, akkor a következő képlettel határozhatjuk meg: [1]

$$\dot{\epsilon} = f_{ds} / E_s t_E \quad (2.3.1)$$

ahol: $\dot{\epsilon}$ - az átlagos alakváltozási sebesség a rugalmas tartományban

t_E - a folyásig eltelt idő

f_{ds} - a dinamikus tervezési szilárdság

A problémája a képletnek, hogy tartalmazza a dinamikus tervezési szilárdságot, mint paramétert, amely számításához szükségünk lenne a keresett alakváltozási sebességre, ezért megoldása csak iterációs úton lehetséges. Azonban a szerkezet gazdaságosabbá tehető az érték pontos meghatározásával, mert segítségével nomogramokból megkaphatjuk a tényleges dinamikus növelőtényezőt, amely az általános tervezési értékeknél nagyobb. [1]

Ajánlott dinamikus tervezési szilárdságok (f_{ds})

A) Ha $\mu \leq 10$ (ahol μ a duktilitási tényező)

Amennyiben a duktilitási tényező kisebb, vagy egyenlő 10-nél, a tervezési szilárdságnak a dinamikus folyáshatár, f_{dy} , vehető fel. [1]

$$f_{ds} = f_{dy} = c \cdot a \cdot f_y \quad (2.3.2)$$

ahol: f_{ds} - a dinamikus tervezési szilárdság

c - a dinamikus növelő tényező

a - átlagos szilárdságnövelő tényező ($a = 1,1$, kivéve nagyszilárdságú acéloknál, ahol $a = 1,0$)

f_y – statikus folyáshatár

B) Ha $\mu > 10$

Ha nagy alakváltozások illetve duktilitási tényezők is eltértek a tervezés során, akkor a felkeményedő szakasz egy részét is figyelembe vehetjük, így a dinamikus tervezési szilárdság a következőképpen módosul [1]:

$$f_{ds} = f_{dy} + (f_{du} - f_{dy}) / 4 \quad (2.3.3)$$

ahol: $f_{du} = c \cdot f_u$ - a dinamikus szakítószilárdság

fontos, hogy a dinamikus növelő tényező értéke eltér a dinamikus szakítószilárdság és a dinamikus folyáshatár számítása esetén, továbbá lényeges, hogy a szakítószilárdság számításakor nem alkalmazzuk az átlagos szilárdságnövelő tényezőt.

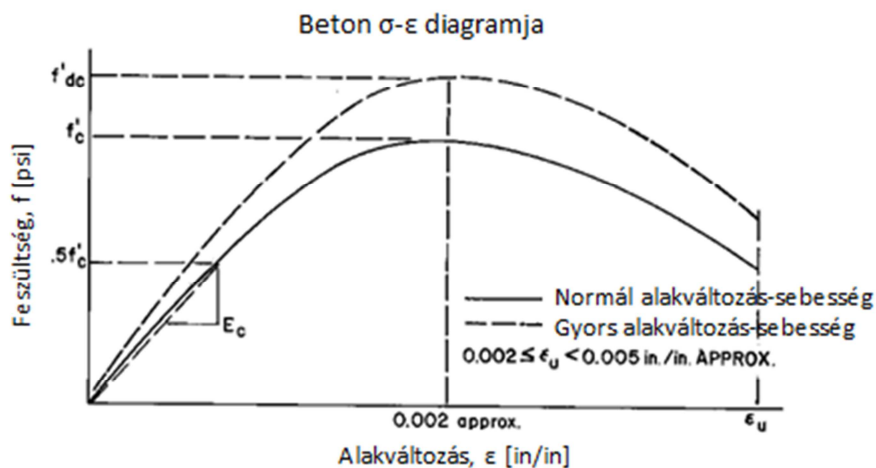
A dinamikus nyírószilárdság (f_{dv})

A dinamikus nyírószilárdságot a dinamikus szilárdságból származtatjuk [1]:

$$f_{dv} = 0,55 \cdot f_{ds} \quad (2.3.4)$$

2.3.2. Vasbeton szerkezet

Mind a betonnak, mind a betonacélnak nagyobb a szilárdsága nagy nyúlássebesség esetén. Minél nagyobb az alakváltozás sebessége, annál nagyobb a beton nyomószilárdsága, illetve a betonacél folyáshatára és szakítószilárdsága. A beton viselkedésének változását mutatja a 11. ábra. A betonacél a szerkezeti acélhoz hasonlóan viselkedik.

11. ábra Beton σ - ϵ diagramja [1]

A szerkezeti viselkedés és a tervezés szempontjából a legfontosabb hatás a betonacél folyáshatárának és szakítószilárdságának, valamint a beton nyomószilárdságának növekedése. Ezen belül az acél folyáshatárának és a beton nyomószilárdságának növekedése a jelentős, az acél szakítószilárdságára a nyúlássebesség változása ennél kisebb hatással van. A betonacél szakadónyúlása az alakváltozás sebességének növekedésével kis mértékben csökken, rugalmassági modulusa azonban lényegében nem változik. A beton esetében a rugalmassági modulus enyhén megnövekszik, a törési összenyomódás pedig közel változatlan marad. [1]

A betonacél

Anyagválasztáskor figyelemmel kell lenni arra, hogy minél nagyobb szilárdságú betonacéllal erősítjük a szerkezetünket, annak duktilitása, azaz energiaelnyelő képessége annál kisebb lesz. Ez robbanástelherre való tervezésnél azonban az egyik legfontosabb tulajdonság, tehát érdemes lehet egy kisebb szilárdságú, de nagyobb plasztikus alakváltozó képességű betonacélt választani.

A beton

Bár a beton nyomószilárdsága csak a végső tönkremenetel értékének számításánál játszik szerepet, de jelentős hatása van a szerkezeti viselkedésre. Kis támaszelfordulás esetén a nagyszilárdságú beton alkalmazásával elkerülhetjük a nyírási vasalás alkalmazását, nagy támaszelfordulás esetén pedig csökkenthetjük annak mértékét. A beton repedése és összemorzsolódása is annál kevésbé jelentős nagy elfordulások esetén, minél nagyobb szilárdságú betont alkalmazunk. [1]

A szerkezeti acélhoz hasonlóan a vasbetonszerkezetekhez is meghatározhatóak dinamikus növelő tényezők (DIF), melyekkel a statikus szilárdságokat megszorozva megkaphatjuk a dinamikus tervezési szilárdságokat. A betonacél dinamikai tervezési szilárdsága a szerkezeti acélnál leírtak szerint vehető fel. Fontos megjegyezni, hogy az alkalmazott dinamikai tervezési szilárdság függ a tervezett támaszelmozdulás, azaz a plasztikus alakváltozások mértékétől. [1]

$$f_{(dynamic)} = DIF \cdot f_{(static)} \quad (2.3.5)$$

A rugalmassági modulus megváltozását úgy számíthatjuk, hogy a hagyományos rugalmassági modulus képletébe a dinamikus tervezési szilárdságot helyettesítjük be [9], azaz: [1]

$$E_c = w_c^{1,5} \cdot 33 \cdot (f_{dynamic})^{1/2} \quad (2.3.6)$$

ahol: w_c – a beton sűrűsége

Ajánlott dinamikus tervezési szilárdságok

Feszültség típusa	Acélbetét típusa	Maximális támaszelfordulás θ_m [°]	Dinamikus tervezési szilárdság	
			Betonacél f_{ds}	Beton f_{dc}
Hajlító	Vasalás	$0 < \theta_m \leq 2$	f_{dy} (1)	f_{dc}
		$2 < \theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	(2)
		$6 < \theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	(2)
Húzó	Kengyel	$0 < \theta_m \leq 2$	f_{dy}	f_{dc}
		$2 < \theta_m \leq 6$	f_{dy}	f_{dc}
		$6 < \theta_m \leq 12$	f_{dy}	f_{dc}
Húzó	Vasalás	$0 < \theta_m \leq 2$	f_{dy}	f_{dc}
		$2 < \theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	f_{dc}
		$6 < \theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	f_{dc}
Nyíró	Felhajlított vasak	$0 < \theta_m \leq 2$	f_{dy}	f_{dc}
		$2 < \theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	(3)
		$6 < \theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	(3)
Nyomó	Oszlop	(4)	f_{dy}	f_{dc}

1. táblázat Ajánlott dinamikus tervezési szilárdságok [1]

- (1) Csak húzási vasalás
- (2) Beton szétmorzsolódott, nem vehető figyelembe
- (3) Betont nem vesszük figyelembe, nyírásra csak a vasalás dolgozik
- (4) Teherbírás nem függ a támaszelfordulástól

2.3.3. Alkalmazható dinamikus növelőtényezők

Szerkezeti acél esetén

Anyag	Dinamikus folyáshatárnövelő tényező				Dinamikus szakítószil. növelő t.
	Hajlítás		Húzás vagy nyomás		
	Alacsony nyomás ($\dot{\epsilon}$ =0,10 in/in/sec)	Magas nyomás ($\dot{\epsilon}$ =0,30)	Alacsony nyomás ($\dot{\epsilon}$ =0,02)	Magas nyomás ($\dot{\epsilon}$ =0,05)	
A36	1,29	1,36	1,19	1,24	1,10
A588*	1,19	1,24	1,12	1,15	1,05
A514	1,09	1,12	1,05	1,07	1,00

2. táblázat Dinamikus növelőtényezők [1]

Acélszerkezetek esetében általánosságban elmondható, hogy nem engedhető meg a felkeményedő szakasz figyelembevehetőségéhez szükséges alakváltozás, amennyiben mégis ilyen helyzet áll elő, a dinamikus szakítószilárdság növelő tényező figyelembe vehető. Ez az érték független a nyomástartományoktól.

* Becsült értékek

Vasbeton esetén

Feszültség típusa	Távoli robbanás			Közeli robbanás		
	Betonacél		Beton	Betonacél		Beton
	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u	f_{dc}/f_c	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u	f_{dc}/f_c
Hajlító	1,17	1,05	1,19	1,23	1,05	1,25
Húzó	1,00	-	1,00	1,10	1,10	1,00
Nyíró	1,10	1,00	1,10	1,10	1,00	1,10
Kapcsolati	1,17	1,05	1,00	1,23	1,05	1,00
Nyomó	1,10	-	1,12	1,13	-	1,16

3. táblázat Dinamikus nyomószilárdság-, folyáshatár-, és szakítószilárdságnövelő tényezők [1]

Mindhárom anyag esetében, amennyiben meghatározzuk az alakváltozási sebességet, nomogramokról leolvasható a tényleges dinamikus növelőtényező értéke. [1]

2.4.Szerkezeti analízis**2.4.1. A teher és a szerkezet kapcsolata [8]**

A terhekből származó hatások számítására több egyszerűsített módszer is létezik. Ezek megfelelősége mind a teher, mind a szerkezet dinamikus tulajdonságaitól függ. Tehát ahhoz, hogy megfelelő számítási eljárást válasszunk, mindenképpen meg kell határoznunk az épületünk sajátkörfrekvenciáját (az első sajátalakhoz tartozó elégséges közelítés), és ezt összehasonlítani a robbanásból származó pozitív túlnyomás időtartamával.

Ha $40 < \omega \cdot t_d$ tehát t_d lényegesen nagyobb T-nél, a hatás kvázi-statikusan mondható.

Ha $\omega \cdot t_d < 0,4$ tehát t_d lényegesen kisebb T-nél, a hatás impulzívnek mondható.

Ha $0,4 < \omega \cdot t_d < 40$ tehát t_d körülbelül megegyezik T-vel, akkor sajnos szükség van dinamikus vizsgálatra.

2.4.2. A szerkezet válasza

Robbanástemerre történő rugalmas méretezéshez elégséges, ha csak a terheléshez tartozó maximális hatást határozzuk meg, nem szükséges a reakciófüggvényt előállítani.

2.4.3. A végtelen szabadságfokú folytonos modell válasza [10]**A) A tökéletesen rugalmas tartószerkezeti modell**

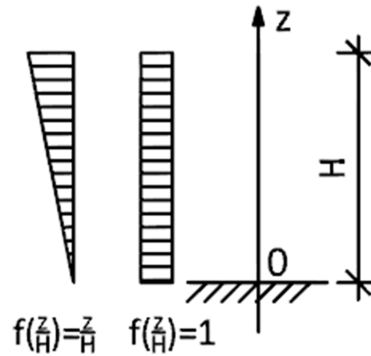
Vegyünk egy magasság mentén egyenletesen megoszló μ tömegű, H magasságú, mereven befogott konzoltartót. A rá ható impulzív vízszintes teher függvénye legyen:

$$p(z, t) = p_d f\left(\frac{z}{H}\right) \varphi(t) \quad (2.4.1)$$

ahol: p_d - az impulzív teher csúcserkéke

$\varphi(t)$ - a dinamikus teher időbeni változását kifejező függvény

$f(z/H)$ - fejezi ki a teher eloszlását a tartó mentén (12. ábra)



12. ábra A konzoltartó és a rá ható teher modellje [10]

Legyen a tartó kezdetben mozdulatlan ($t=0$ időpontban az eltolódás $U=0$ és a sebesség $v=0$), ekkor a szerkezet vízszintes útamplitudóban kifejtett válasza:

$$u_j(z,t) = u_j(z)r_j\beta_j(t) \quad (2.4.2)$$

ahol: $j=1,2,3,\dots$ lengésalakzat

$u_j(z)=u_j(z/H)$ - a j -edik lengésalakzatot leíró alakváltozási függvény

r_j - a modális részvételi tényező

β_j - a dinamikus tényező

$$r_j = \frac{p_d}{\mu\omega_j^2} \cdot \frac{\int_0^H f\left(\frac{z}{H}\right)u_j\left(\frac{z}{H}\right)dz}{\int_0^H u_j^2\left(\frac{z}{H}\right)dz} \quad (2.4.3)$$

A dinamikus tényező esetén a csillapítást elhanyagolhatjuk, mivel számunkra csak a legnagyobb elmozdulás az érdekes, amelyben a kialakult rezgés lefolyásának nincs szerepe, mivel a teher csak egyszeri impulzusként hat a szerkezetre. Így: [10]

$$\beta_j(t) = \omega_j \int_0^{t_d} \varphi(t) \sin \omega_j(t_d - t) dt \quad (2.4.4)$$

ahol: t_d - a teher lecsengési ideje

Ezek után meghatározzuk a szerkezet lengésalakzatait ($u_j(z,t)$), majd ezek segítségével az építményre ható vízszintes irányú egyenértékű statikus fajlagos terhet (részletes levezetést ld. [10]).

$$q(z) = \sum_{j=1}^n q_j(z,t) \quad (2.4.5)$$

$$\text{ahol: } q_j(z,t) = \mu\omega_j u_j(z,t) \quad (2.4.6)$$

A véletlen jellegű környezeti események hatásának számításakor a mértékadó terhet a négyzetes összegek négyzetgyökével állítjuk elő, ezzel azt feltételezve, hogy $q(z)$ érték túllépésének valószínűsége megegyezik bármely $q_j(z,t)$ érték túllépésének valószínűségével. A külső robbanástester bár nem ebbe a tehercsoportba tartozik, közelítésképpen élhetünk ezzel a feltételezéssel.

$$q(z) = \sqrt{\sum_{j=1}^n q_j^2(z,t)} \quad (2.4.7)$$

A modálanalízist általában elegendő az első három lengési modulussal elvégezni ($j=1,2,3$).

Tehát amennyiben egyenletesen megoszló p_d impulzív teher hat a mereven befogott tartóra, akkor a helyettesítő statikus vízszintes erő várható értéke: [10]

$$q(z) = 1,571 p_d \beta_1 u_1 \left(\frac{z}{H} \right) B_R \quad (2.4.8)$$

$$\text{ahol: } B_R = \sqrt{1 + 0,205 \left(\frac{\beta_2}{\beta_1} \right)^2 + 0,007 \left(\frac{\beta_3}{\beta_1} \right)^2} \quad (2.4.9)$$

B) A tökéletesen rugalmas-képlékeny tartószerkezeti modell

A folytonos tökéletesen rugalmas-képlékeny modell impulzív teherre adott válasza meghatározható az energiamódszer segítségével, melynek alapja a konzervatív rendszerek energiamegmaradása az élettartam alatt:

$$E_K(t) - E_B(t) = 0 \quad (2.4.10)$$

ahol: $E_K(t)$ az impulzív teher által kiváltott kinetikus energia

$E_B(t)$ a szerkezeti rendszer alakváltozási munkája során kifejtett potenciális energia

$0 < t \leq T_0$

A lökészerű időben változó hatás által kifejtett kinetikai energia az épület H magassága mentén:

$$E_K = \frac{1}{2} \int_0^H \mu(z) v^2 dz \quad (2.4.11)$$

ahol: v a sebesség

$\mu(z)$ a megoszló tömeg

v sebességet a csillapított rugalmas lengőrendszer dinamikai egyenletének idő szerinti integráljából kapjuk

Amennyiben $t_d \leq 0,2T_j$, akkor a tartószerkezet ellenállását már csak a lökés után fejti ki. Ezt figyelembe véve a külső energia értéke: [10]

$$E_K = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1 + 2D_j} \right)^2 \int_0^H \frac{1}{\mu(z)} \left(\frac{\partial I}{\partial z} \right)^2 dz \quad (2.4.12)$$

ahol: D_j a csillapítás hatását kifejező függvény paramétere, $D_j = c_j / c_{kj}$ és $c_{kj} = 2\mu(z)\omega_j$

I az impulzus

Részletes levezetésért ld. [10].

A bemenő energiamennyiséget a t_d/T_j arány alapján is értékelhetjük, ahol $T_j = 2\pi/\omega_j$ sajátlengésidő.

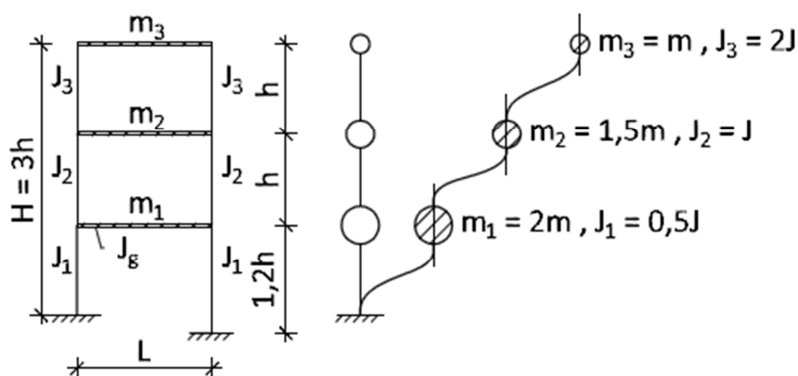
A belső energia (E_B) meghatározásához a tartó alakváltozási energiáját kell meghatároznunk. Ez nagyban függ a felhasznált anyag duktilitási tényezőjétől, azaz energiaelnyelőképességétől.

2.4.4. A véges szabadságfokú diszkrét modell válasza [10]

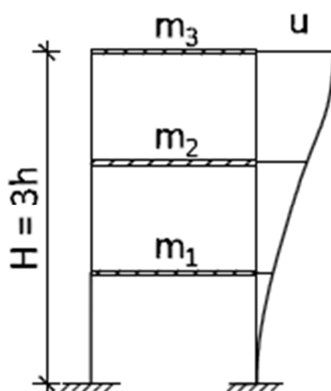
A tökéletesen rugalmas tartószerkezeti modell

Jellemezhetjük a rugalmas lengőrendszert diszkrét tömegekkel is. A diszkrét tömegek számát a pontosság igénye szabja meg. Hajlítási igénybevételek dinamikai vizsgálata esetén legalább három diszkrét tömeget érdemes felvenni, amennyiben a tartó merevsége a hossza mentén állandó. Ellenkező esetben, illetve ha egyéb jellemző (geometriai-, tömeg-) nem egyenletes a hossz mentén, a diszkrét tömegeket sűríteni kell a változások helyén.

Keretszerkezet vizsgálata esetén a diszkrét tömegeket általában a gerendák szintjében érdemes felvenni. Ezen belül több modellezési lehetőség van. Egy elfogadott keretmodell, a nyírt keret modell, amikor a keretszerkezet gerendáit végtelen merevnek tételezzük fel (13. ábra). Egy másik lehetőség, amely modellezés közelebb áll a keretszerkezet tényleges dinamikai viselkedéséhez, az a hajlított-nyírt keretmodell, amikor a gerendákat a tényleges hajlítómerevségükkel vesszük figyelembe (14. ábra).



13. ábra Nyírt keretmodell [10]



14. ábra Hajlított-nyírt keretmodell [10]

Vegyük egy 'n' szabadságfokú, $m_1, m_2, \dots, m_i, \dots, m_n$ diszkrét tömeggel modellezett rugalmas lengőrendszert. Legyen a rá ható erő:

$$\mathbf{p}_d \varphi(t) = [P_{d1}, P_{d2}, \dots, P_{di}, \dots, P_{dn}]^T \varphi(t) \quad (2.4.13)$$

A szerkezet mozgásegyenlete a d'Alambert elvének alkalmazásával és a viszkózus csillapítás feltételezésével a következőképpen írható fel:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{p}_d\varphi(t) \quad (2.4.14)$$

ahol: $\mathbf{M} = \langle m_1, m_2, \dots, m_i, \dots, m_n \rangle$ a diszkrét tömegek diagonálmátrixa

$$\mathbf{K} = \begin{pmatrix} k_{11} & \dots & k_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{m1} & \dots & k_{nn} \end{pmatrix} \text{ a merevségi mátrix}$$

A merevségi mátrixot nyírt modell esetén a mindkét végén befogott gerenda eltolódása alapján határozzuk meg, $k=12EI/h^3$ összefüggés segítségével. Hajlított-nyírt modell esetén a merevségi mátrixot a hajlékonysági mátrix inverzeként állítjuk elő, amelyet pedig erőmódszerrel tudunk meghatározni.

A következő lépés a csillapítatlan lengések sajátkörfrekvenciájának meghatározása.

A megoldásfüggvényt felírhatjuk a következő alakban:

$$\mathbf{u}(z, t) = \mathbf{u}(z) \sin(\omega t + \varphi) \quad (2.4.15)$$

Ezt felhasználva mozgásegyenlet homogén részének triviálisól eltérő megoldását a következő egyenlet megoldásával kapjuk meg:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (2.4.16)$$

Ebből megkapva a sajátkörfrekvenciákat már meghatározhatjuk a szerkezet sajátlengéseit. A csillapítás elhanyagolásával a 'j' lengési alakzat normalizált ($u_{j,n}=1$) sajátvektorait a következő egyenletből kaphatjuk meg:

$$(\mathbf{K} - \omega_j^2 \mathbf{M})\mathbf{u}_j = 0 \quad (2.4.17)$$

$$\text{ahol: } \mathbf{u}_j = [u_{j1}, u_{j2}, \dots, u_{ji}, \dots, 1]^T$$

A szerkezet dinamikai válaszát a modálanalízis módszerével állapíthatjuk meg. A 'j' lengési módusban lengő szerkezet $p_d(t) = p_d\varphi(t)$ teher hatására felvett alakja: [10]

$$\mathbf{u}_j(z_i, t) = \mathbf{u}_j \left(\frac{z_i}{H} \right) r_j \beta_j(t) \quad (2.4.18)$$

ahol: r_j a 'j' lengési módus részvételi tényezője

$$r_j = \frac{1}{\bar{\omega}_j^2} \cdot \frac{\mathbf{u}_j^T \mathbf{p}_d}{\mathbf{u}_j^T \mathbf{M} \mathbf{u}_j} = \frac{1}{\bar{\omega}_j^2} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n p_{di} u_{ji}}{\sum_{i=1}^n m_i u_{ji}^2} \quad (2.4.19)$$

ahol: $\mathbf{M}$ - a diszkrét tömegek diagonálmátrixa

$\bar{\omega}_j$ - a csillapított lengés körfrekvenciája a 'j' módusban

$\beta_j(t)$ értelmezése azonos a folytonos modell válaszvizsgálatánál leírtakkal

A diszkrét tömegek súlypontjában ható ekvivalens statikus vízszintes erő vektora a 'j' lengésalakzatban: [10]

$$\mathbf{q}_j = \bar{\omega}_j^2 \mathbf{M} \mathbf{u}_j(z, t) \quad (2.4.20)$$

Az 'i' jelű tömegpontra ható ekvivalens statikus vízszintes erő: [10]

$$Q_{ij} = \bar{\omega}_j^2 m_i u_{ij} \beta_j r_j \quad (2.4.21)$$

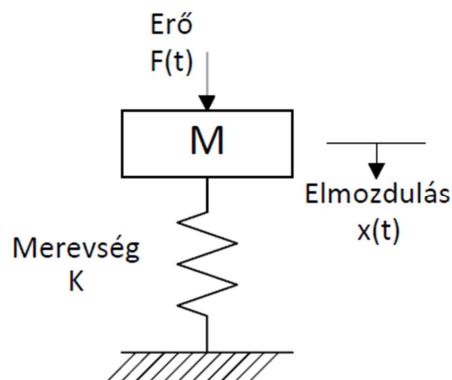
A diszkrét modell esetében (a folytonos modellhez hasonlóan) általában az első három lengésalakzatot vesszük figyelembe. Tehát az 'i' jelű diszkrét tömegre ható erő: [10]

$$Q_i = m_i \sum_{j=1}^3 \bar{\omega}_j^2 u_{ij} \beta_j r_j \quad (2.4.22)$$

2.4.5. Az egyszabadságfokú rendszer válasza

A) Rugalmas egyszabadságfokú rendszer

A tényleges szerkezetet helyettesíthetjük egy egyszabadságfokú rendszerrel, amely áll egy koncentrált tömegből, valamint egy súlytalan rugóból, amely a szerkezet elmozdulás ellen kifejtett ellenállását reprezentálja (15. ábra). Az amerikai szabványok többsége ezzel a modellezéssel dolgozik.



15. ábra Rugalmas egyszabadságfokú rendszer [3]

A szerkezeti tömegére (M) egy külső erő hat (F(t)). A szerkezet ellenállása (R) a függőleges elmozdulás (x) és a rugóállandó (K) függvényében fejezhető ki.

A szerkezetre ható teher is egyszerűsíthető, helyettesíthető egy háromszögletű teherként, melynek csúcserő F_m és a pozitív túlnyomás lecsengési ideje t_d. Tehát a hatásfüggvény: [3]

$$F(t) = F_m \left(1 - \frac{t}{t_d} \right) \quad (2.4.23)$$

A nyomás impulzusa pedig jól közelíthető az erő-idő görbe alatti területtel, azaz: [3]

$$I = \frac{1}{2} F_m t_d \quad (2.4.24)$$

A szerkezet rezgőmozgását leíró egyenlet a 0. időpillanattól t_d-ig: (Biggs – 1964) [11]

$$M\ddot{x} + Kx = F_m \left(1 - \frac{t}{t_d} \right) \quad (2.4.25)$$

Ennek általános megoldása:

$$\text{az elmozdulás: } x(t) = \frac{F_m}{K} (1 - \cos \omega t) + \frac{F_m}{K t_d} \left(\frac{\sin \omega t}{\omega} - t \right) \quad (2.4.26)$$

a sebesség az idő függvényében: $\dot{x}(t) = \frac{dx}{dt} = \frac{F_m}{K} \left[\omega \sin \omega t + \frac{1}{t_d} (\cos \omega t - 1) \right]$ (2.4.27)

ahol: ω a szerkezet sajátkörfrekvenciája, T pedig a sajátrezgésideje.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{K}{M}}$$
 (2.4.28)

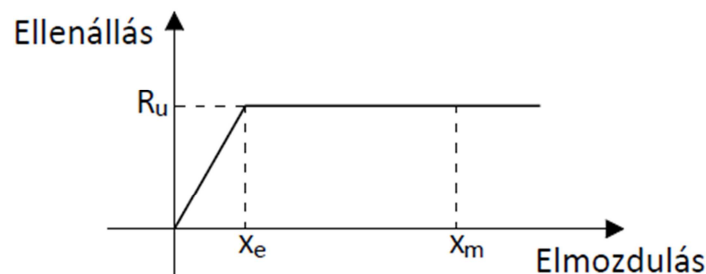
A maximális elmozdulás akkor következik be, mikor a sebesség zérus. A maximális dinamikus elmozdulás (x_m) t_m időpillanatban következik be. x_m számítható dx/dt -t egyenlővé téve nullával.

A dinamikus tényező (DLF) a dinamikus elmozdulásnak és annak a statikus elmozdulásnak a hányadosa, amelyet egy F_m nagyságú statikus teher okozna.

$$DLF = \frac{x_{\max}}{x_{st}} = \frac{x_{\max}}{F_m / K} = \psi(\omega t_d) = \psi\left(\frac{t_d}{T}\right)$$
 (2.4.29)

B) Rugalmas-képlékeny egyszabadságfokú rendszer

Robbanás hatására a szerkezeten valószínűleg lényeges képlékeny alakváltozás megy végbe. Ennek pontos vizsgálatát csak numerikus vagy nemlineáris megoldásra képes végeselemes szoftverekkel lehetséges véghezvinni. Azonban már a teherfelvételnél olyan bizonytalanságok vannak, hogy széles körben alkalmazott megoldás a szerkezet helyettesítése egy ekvivalens rugalmas-képlékeny egyszabadságfokú rendszerrel (16. ábra). A rendszer alapjául a $\mu = x_m/x_e$ szükséges duktilitási tényező szolgál. [3]



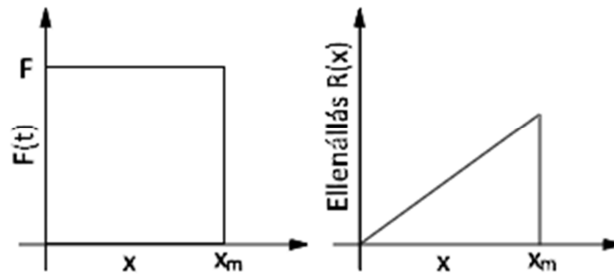
16. ábra Egyszerűsített ellenállás görbe lineárisan rugalmas – tökéletesen képlékeny egyszabadságfokú rendszer esetén [3]

Ilyen esetekben a maximális elmozdulást grafikus formában szokták megadni bizonyos speciális teheresetekre.

A rugalmas egyszabadságfokú rendszer válasza a teher és a szerkezet kapcsolatától függően

1) Kvázi-statisz hatás

Kvázi-statisz teher esetén a hatás- ill. az ellenállás-elmozdulás görbe a következőképpen idealizálható:



17. ábra Idealizált teher és ellenállás-alakváltozás görbe kvázi-statisz terhelés esetén [12]

A számítási módszer alapja, hogy a teher szerkezeten végzett munkáját egyenlővé tesszük a potenciális energiával.

A szerkezeten az erő által végzett munka: $WD = Fx_{\max}$

A szerkezet által elnyelt energia (alakváltozási) az ellenállás-elmozdulás görbe alatti területtel, amely rugalmas esetben:

$$U = \frac{1}{2} K x_{\max}^2 \quad (2.4.30)$$

A külső munkát a szerkezet által elnyelt energiával egyenlővé téve, némi átalakítás után a következő eredményre jutunk: [8]

$$\frac{x_{\max}}{(F/K)} = \frac{x_{\max}}{x_{st}} = 2 \quad (2.4.31)$$

ahol: x_{st} a statikus elmozdulás, ami akkor következne be, ha F erő statikusan hatna a szerkezetre.

A dinamikus teher okozta maximális elmozdulás és a statikus elmozdulás hányadosát dinamikus tényezőnek nevezzük. Ez a szám (DLF) azt mutatja meg, hogy a hatás hányszorosára változik azáltal, hogy a teher nem statikusan hat a szerkezetre. Ez lehet 1-nél kisebb illetve 1-nél nagyobb érték is. Maximális értéke 2. Ezen tényező segítségével előállíthatunk egy ekvivalens statikus terhet.

2) Impulzív hatás

Amennyiben a robbanás által kifejtett hatás impulzív (az esetek többségére ez igaz), akkor a teher egy hirtelen sebességváltozást idéz elő. Ez esetben a számítás alapja, hogy a hirtelen felvett sebességből fakadó kinetikus energiát egyenlővé tesszük a szerkezet által a maximális elmozdulásig elnyelt energiával, azaz a korábban bemutatott alakváltozási energiával. Ezt azért tehetjük meg, mert a maximális alakváltozás pillanatában a sebesség nulla.

A kezdeti sebességből fakadó kinetikus energia:

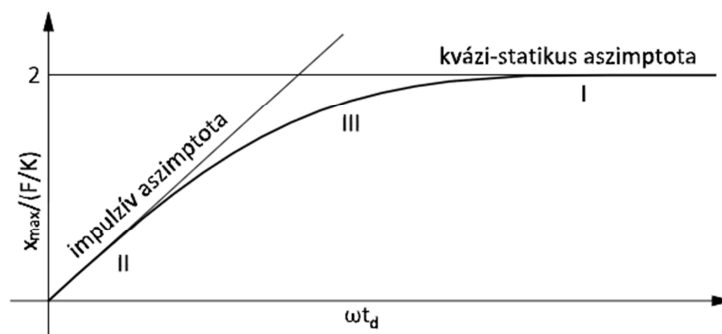
$$KE = \frac{1}{2} M \dot{x}_0^2 = \frac{I^2}{2M} \quad (2.4.32)$$

ahol: a kezdeti sebesség $\dot{x}_0 = I / M$

Ha az alakváltozási energia a kvázi-állandó tehernél leírtaknak megfelelő (tehát ha a válaszreakciót rugalmasnak feltételezzük), így tehát az elnyelt energiát a kinetikus energiával egyenlővé téve a következő eredményre jutunk: [8]

$$\frac{x_{\max}}{F/K} = \frac{x_{\max}}{x_{st}} = \frac{1}{2} \omega t_d (= DLF) \quad (2.4.33)$$

Amennyiben az előző két módszerben leírtakból a dinamikus tényezőt a feltételeknek megfelelően ωt_d függvényében ábrázoljuk, és a kapott két félegyenes közé beszerkesztünk egy érintő görbét, a következőre jutunk:

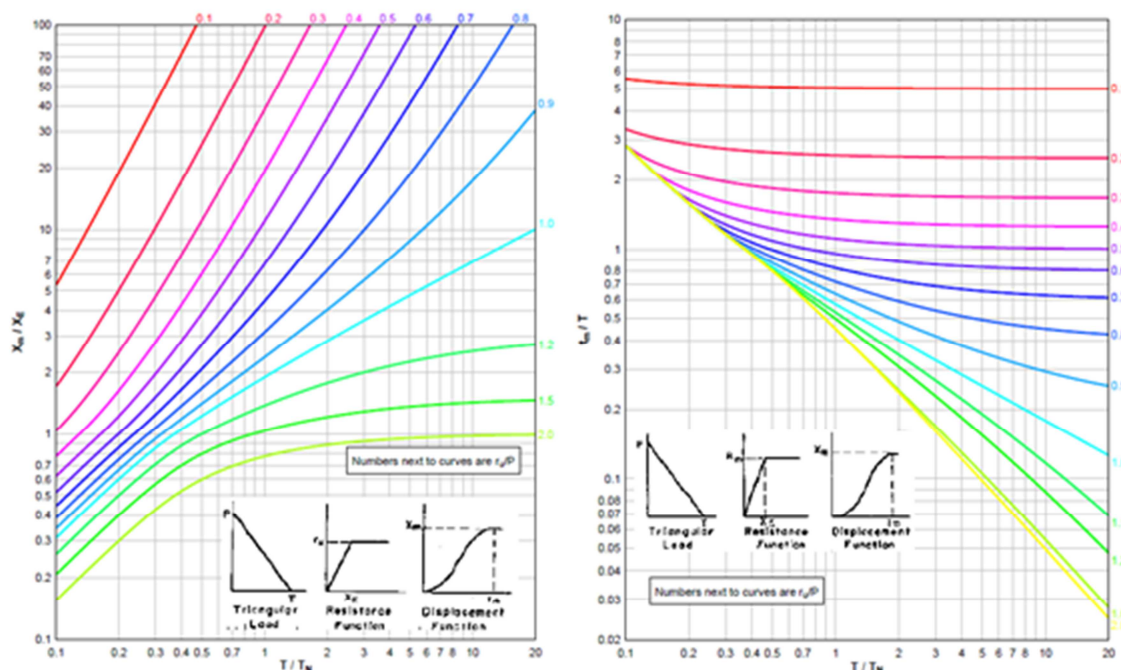


18. ábra Szerkezet válasza I-kvázi-statis, II-impulzív, III-dinamikus teher esetén [12]

A függvény segítségével a dinamikus tulajdonságok ismeretében bármely teherre meghatározható a tényleges maximális elmozdulás a leolvasott dinamikus tényező segítségével, és hasonló módon helyettesítő statikus teher is előállítható.

3) Dinamikus válasz

A két szélsőséges állapot között a következő diagramok használhatók, amelyek a mozgási egyenlet numerikus megoldásán alapulnak (19. ábra). A diagramok a rugalmas-képlékeny egyszabadságfokú rendszert veszik alapul. [8]

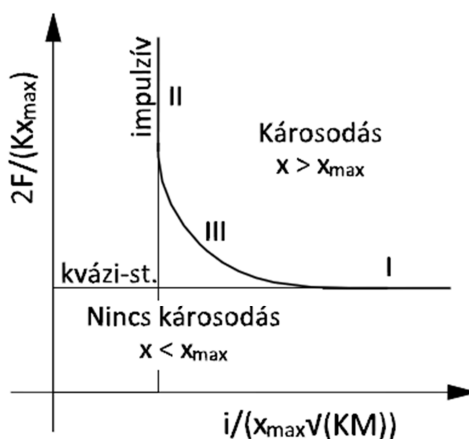


19. ábra Maximális elmozdulás és a hozzá szükséges idő lineárisan rugalmas – tökéletes képlékeny egyszabadságfokú rendszer háromszög alakú terhelése esetén [1]

2.5. Okozott kár mértéke

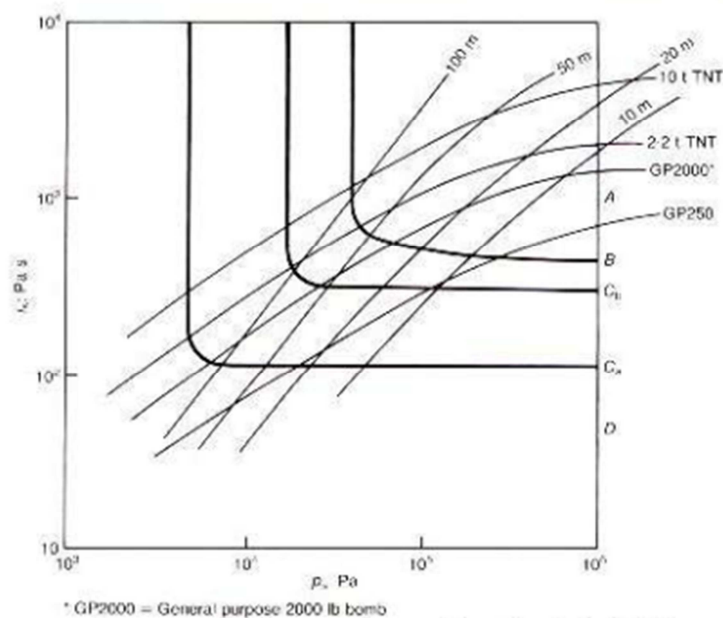
2.5.1. A szerkezetben okozott kár

Az 18. ábra görbéje átalakítható nyomás-impulzus görbévé, amely dinamikus válasz esetén könnyebben alkalmazható (20. ábra). Ez azt mutatja meg, hogy egy adott nyomás-impulzus pár okoz-e kárt, és ha igen, mekkorát. A görbék, mivel dimenzió nélküliek, ezért univerzálisan használhatók. [8]



20. ábra Dimenziótlan nyomás-impulzus görbe egyszabadságfokú rendszerre [13]

Ezen görbe analitikusan lett levezetve, azonban lehetséges hasonló görbe előállítás tapasztalati úton is (21. ábra). Ilyen készült például az Egyesült Királyság által a II. világháború alatt bombázott házak vizsgálatával. Ezek a diagramok jó közelítéssel alkalmazhatóak más hasonló szerkezetekre is, például kisebb irodákra, de természetesen ezek az eredmények kevésbé pontosak, mint az analízisből adódók. [8]



21. ábra Izokár görbék a robbanóanyag tömege szerint téglaházakra [12]

ahol: p_s – az oldalirányú túlnyomás
 i_s – a pozitív szakasz impulzusa
 A – teljes összeomlás

B – komoly kár, amely szükségszerűen teljes lerombolást von maga után

C_b – ideiglenesen lakhatatlan (a tető és egy vagy két oldalfal teljes összeomlása)

C_a – viszonylag kis kár, de ideiglenesen lakhatatlan épület

D – sürgős javításokra szorul, de nem válik lakhatatlanná

Ezen görbék segítségével előállíthatóak képletek, melyekkel az egyes kárfokokhoz meghatározhatóak a robbanás szükséges paraméterei, így kiegészíthetők a görbeseregek ezekkel az információkkal is, mint azt a 21. ábra is mutatja. A robbanás fő paraméterei és a károsodás foka közötti összefüggésre láthatunk példát a 4. táblázatban.

Szerkezet	Tönkremeneteli mód	1 t TNT		10 t TNT	
		p _s [kPa]	Z [m/kg ^{1/3}]	p _s [kPa]	Z [m/kg ^{1/3}]
Ablaktábla	5 % betörök	1,1	72,2	0,7	96,0
	10 % betörök	2,5	38,6	1,7	51,6
	90 % betörök	6,3	19,6	4,2	26,9
Ház	Nyílászáró keretek berobbannak	9,1	14,6	6,0	20,4
	D kategória	5,0	23,7	3,1	33,6
	C _a kategória	13,0	11,4	8,0	16,1
	C _b kategória	28,0	6,5	17,0	9,2
	B kategória	80,0	3,6	36,0	5,6
	A kategória	185,0	2,4	80,0	3,6

4. táblázat Különböző károkhoz tartozó túlnyomás – arányosított távolság párok [14]

Megfigyelhetjük, hogy nagyobb robbanótöltet ugyanakkora kárt kisebb maximális pozitív túlnyomással okoz. Azonban azt is észre kell vennünk, hogy az arányosított távolság a nagyobb robbanótöltet esetén a nagyobb, ebből következik, hogy a pozitív túlnyomás lecsengési ideje hosszabb. Tehát egy adott kárfokozatot nagyobb robbanóanyag kisebb csúcsertékű, de tovább tartó pozitív túlnyomással okoz. Ebből látszik az impulzus fontossága a méretezés során. [8]

2.5.2. Az emberi szervezetre kifejtett hatás

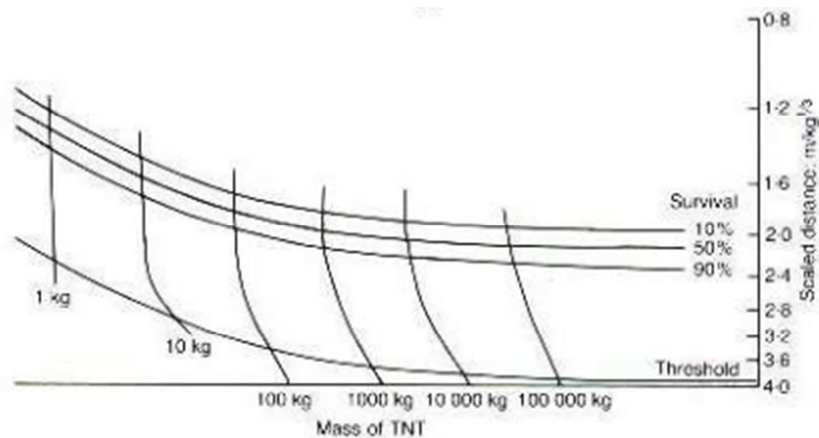
Az eddigiekben hatás tekintetében az épület állapotával foglalkoztunk. Azonban fontos kérdés a robbanás hatása az emberi szervezetre.

Általánosságban három különböző robbanás okozta sérülést különböztetünk meg:

- Elsődleges sérülés: közvetlenül a robbanásból származó túlnyomás okozza, leggyakrabban érintett testrész a tüdő, a fül, a gége, a légcső illetve a hasüreg. A sérülés súlyossága függ a személy nemétől, súlyától, esetleg életkorától.
- Másodlagos sérülés: a robbanószervezet darabjai és egyéb szerkezeti vagy nem szerkezeti elemek által okozott sérülés.
- Harmadlagos sérülés: az emberi test a robbanás hatására áthelyeződhet, ennek következtében becsapódáskor igen nagy sérüléseket szenvedhet.

Fontos megjegyezni, hogy sok esetben a másodlagos illetve a harmadlagos sérülések sokkal komolyabbak lehetnek az elsődlegeseknél.

A szerkezetben okozott károkhoz hasonlóan készíthetők diagramok és táblázatok a robbanás emberi szervezetre kifejtett hatásáról. Erre mutat példát a 22. ábra, amely egy 70 kg-os férfi túlélési esélyeit mutatja meg a robbanóanyag tömegének és a robbanás arányosított távolságának a függvényében.



22. ábra A keletkező tüdőkárosodást túlélési esélyek a robbanóanyag tömege és az arányosított távolság függvényében [14]

2.6.Tervezés

2.6.1. Veszélyforrások

A külső robbanásra történő méretezés során alapvetően terroristacselekményekre kell felkészülni. Ennek főbb típusai:

- A) Autóbombák
- B) Elhelyezett bombák
- C) Levélbombák
- D) Ágyúk
- E) Kézi tűzfegyverek
- F) Kémia, biológia és radioaktív fegyverek

A felsoroltak közül a továbbiakban az autóbombákkal, illetve az elhelyezett bombákkal fogunk foglalkozni.

A járművekben lévő bombákról feltételezzük, hogy vezetője feltűnésmentesen szeretné azt elhelyezni, nem szeretné felhívni magára a figyelmet, tehát valószínűsíthetően legális parkolóhelyen fogja elhelyezni a járművet. [15]

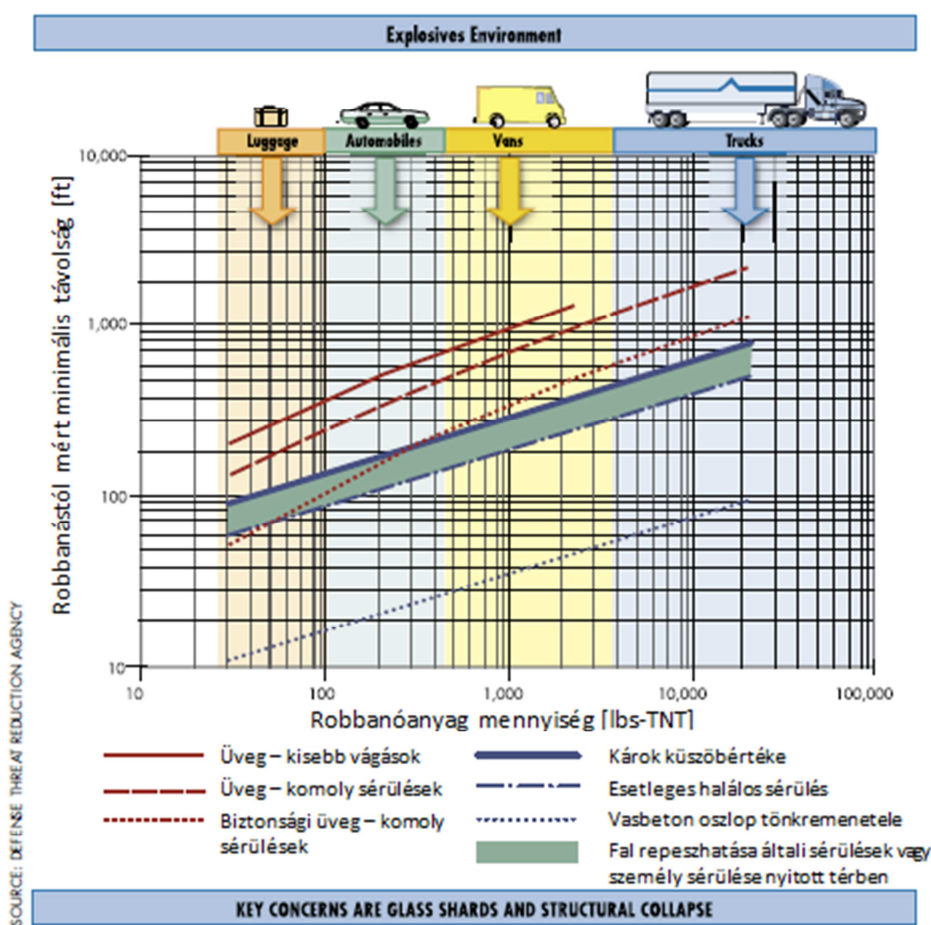
Az autóbomba méretét illetően az UFC 4-010-01-es szabvány [15] két kategóriát különböztet meg. Egy ellenőrzött területen belül kisebb robbanóanyag tárolása lehetséges, amekkora nem vehető észre egy esetleges ellenőrzés során. Egy távolabbi, ellenőrizetlen területre a tervezési robbanóanyag-mennyiség egy kompromisszumos érték a felfedezés valószínűségét és az okozott kár súlyosságát figyelembe véve. Ezek pontos értékei azonban nem nyilvánosak.

A kézzel elhelyezett bombáról a szabvány azt a feltételezést teszi, hogy a merénylő azt egy, az épület alkalmazottai által nem látható helyre fogja elhelyezni, például egy kukába az épület közvetlen közelében. Ez korlátozza a robbanóanyag lehetséges méretét.

2.6.2. A robbanóanyag mérete

A tervezéshez ismernünk kell, hogy egyes terrorcselekmény-típusok esetén mekkora robbanóanyag-tömeggel számolhatunk. A FEMA 426-os ajánlás szerint [16] kamion esetén általában legalább 5000 kg TNT-nek megfelelő robbanóanyaggal kell számolnunk a gépjármű méreteit figyelembe véve, amellyel a bombát a helyszínre szállítják. Egyszerű autóbomba esetén 250 és 2000 kg közötti értéket kell feltételeznünk, attól függően, hogy egy kisebb autóról, vagy teherautóról van-e szó. Aktatáska esetén körülbelül 25 kg-mal, míg csőbomba esetén körülbelül 3 kg TNT-nek megfelelő robbanóanyaggal számolhatunk.

Ezen értékek feltételezésével készültek diagramok különböző méretű robbanások bizonyos távolságokban kifejtett várható hatására (23. ábra), amely elősegíti a későbbiekben részletesebben ismertetett helyszínrajzi kialakítást.



23. ábra A robbanás környezete - hatások [16]

2.6.3. Tervezési kategóriák

Terrortámadásra való méretezés esetén ésszerűtlen és gazdaságtalan lenne minden esetben a teljes biztonság és tökéletes állapot garantálása, így az első feladata az építtetőnek, hogy meghatározza az igényelt biztonsági kategóriát. Ezt két oldalról lehet megközelíteni. Vagy egy kiválasztott biztonsági szinthez keresi meg a tervező a legolcsóbb megvalósítási lehetőséget, vagy egy adott költségkeretből kell megterveznie a lehető legbiztonságosabb épületet.

A tervezési kategóriákat az UFC 4-010-01 a következőképpen adja meg: [15], [17]

Antiterrorista szabványok alatt*	– Komoly károsodás – összeomlás, teljes tönkremenetel – Halálos sérülések
Nagyon alacsony szintű védelem - Szabvány lakóépületekre	– Erős károsodás – szerkezeti összeomlás megkezdődik – Komoly sérülések, esetleg halálesetek
Alacsony szintű védelem - Szabvány elsődleges gyülekezőhelyekre	– Mérsékelt károsodás – gazdaságosan nem helyrehozható – Kisebb vagy mérsékelt sérülések, néhány komolyabb sebesülés előfordulhat, haláleset nem valószínű
Közepes szintű védelem	– Kisebb károsodás – gazdaságosan helyrehozható – Kisebb vagy mérsékelt sérülések előfordulhatnak, haláleset nem valószínű
Magas szintű védelem	– Minimális károsodás – azonnal használható – Csak felületi sérülések

5. táblázat Tervezési kategóriák az UFC 4-010-01 szerint

Mint az látható, minden tervezési szinthez az épületet érő károsodásra és az embert érő sérülésekre egyaránt vonatkozik követelmény.

Az ASCE/SEI 59-11 szabvány az alábbi négy tervezési szintet különbözteti meg: [17]

	Tervezés célja	Szerkezeti károsodás
LOP[†] I. (nagyon alacsony)	összeomlás megakadályozása	teljes tönkremenetel kezdete
LOP II. (alacsony)	emberi élet védelme	gazdaságosan nem helyrehozható
LOP III. (közepes)	tulajdon védelme	gazdaságosan helyrehozható
LOP IV (magas)	használhatóság megtartása	csekély

6. táblázat Tervezési kategóriák az ASCE/SEI 59-11 szerint

2.6.4. Tervezési koncepció

A tervezés során a fő cél egy robbanástesterre biztosított, de gazdaságos épület létrehozása. A költségcsökkentés okán nagy hangsúlyt kell fektetnünk magának a lehetséges robbanás nagyságának a csökkentésére, és csak ezután érdemes az épület szerkezeti kialakításával foglalkozni.

Az UFC 4-010-01 [15] hat fő tervezési stratégiát fogalmaz meg:

A) Biztonsági távolság maximalizálása

Az elsődleges feladat, hogy a terroristákat az épületektől lehető legtávolabb tartsuk. Hagyományos épületek esetén sokszor nincs lehetőség az elégséges biztonsági távolság kialakítására, azonban a lehetőségek szerinti legnagyobb távolság kialakítása vezet ebben az esetben is a legköltséghatékonyabb megoldáshoz (kivételt képezhet, ha a teleknek igen magas ára van). A maximális távolság kialakítása elősegítheti továbbá a későbbi esetleges megnövelését az építmény biztonsági szintjének.

B) Az épület összeomlásának megelőzése

Ez elérhető egyrészt a biztonsági távolság nagyságával, másrészt a szerkezeti kialakítással. A rendkívüli terheknek való ellenállást a szerkezet folytonossága és statikai határozatlansága mindenképp elősegíti.

* Nem minősül tervezési kategóriának, nem lehet egy tervezés célja.

[†] Level of Protection

- C) Veszélyes repülő törmelék minimalizálása
- D) Az épület megfelelő elrendezése
- E) Fertőzések terjedésének mérséklése

Főleg vegyi támadások esetén lényeges, erre való tervezés esetén fontos a megfelelő szellőzőrendszer kialakítása.

- F) A tömeg tájékoztatása a teendőkről veszély esetén

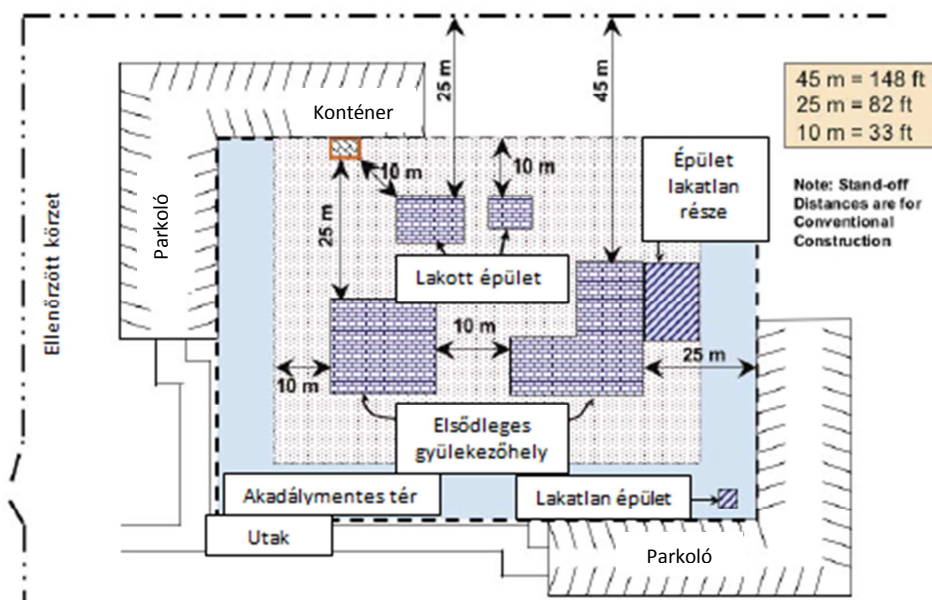
A FEMA 427-es ajánlás is ezekkel lényegében azonos tervezési elveket fogalmaz meg, csak más fontossági sorrendben, az emberi élet védelmét, mint elsődleges célt szem előtt tartva, így célja az épület összeomlásának megelőzése legalább a kiürítés idejére. Ebből adódóan előkelő helyen szerepel a feladatok között a menekülési utak megfelelő kialakítása. A költséghatékony tervezés szempontjából fontos, hogy a biztonságtechnikai megfontolás a tervezés minél korábbi szakaszában előtérbe kerüljön.

A stratégiákból jól érezhető, hogy a terrortámadásra történő méretezés nem pusztán építőmérnöki feladat, jelentős szerepe van az építész, gépész, biztonságtechnikus és egyéb szakember munkájának.

2.6.5. Helyszínrajzi kialakítás

Mint azt a tervezési stratégiáknál említettem, terrortámadásra történő tervezés esetén nagy jelentőséggel bír a helyszínrajzi kialakítás. A fő cél a megfelelő biztonsági távolság kialakítása, ezzel az esetleges robbantásból keletkező hatás csökkentése. (24. ábra)

Az UFC 4-010-01-es szabvány minimális távolságokat fogalmaz meg az ellenőrzött körzet határvonalára, és a közutakra. Részletesen foglalkozik a szemeteskonténerek elhelyezésével és a parkolók kialakításával, továbbá kitér a már meglévő épületek esetén betartandó szabályokra is.



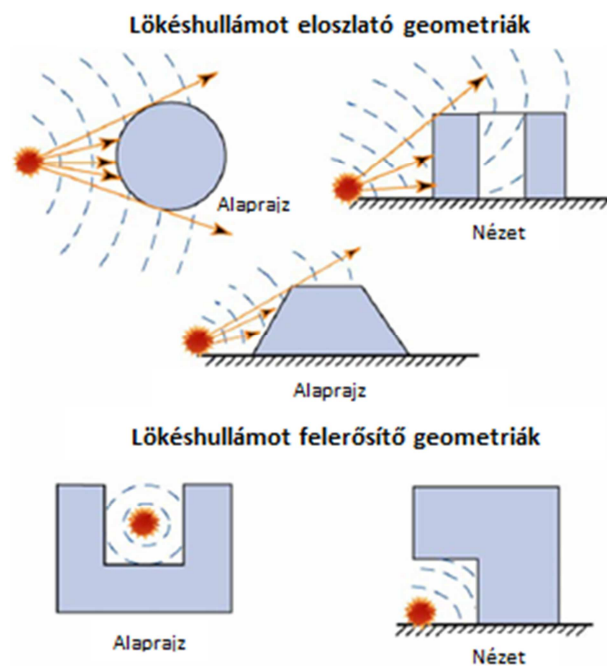
24. ábra Az ábra csak illusztráció. A jelenleg hatályban lévő szabvány minimális biztonsági távolságai ettől eltérőek (ld. UFC 4-010-01) [16]

FEMA 426-os ajánlás [16] is részletesen foglalkozik a helyszínrajz kialakításának problémájával, a FEMA 427 [18] pedig kiemelten foglalkozik az ellenőrzött zóna kialakításával, az ehhez alkalmazható szerkezetekkel.

2.6.6. Építészeti kialakítás

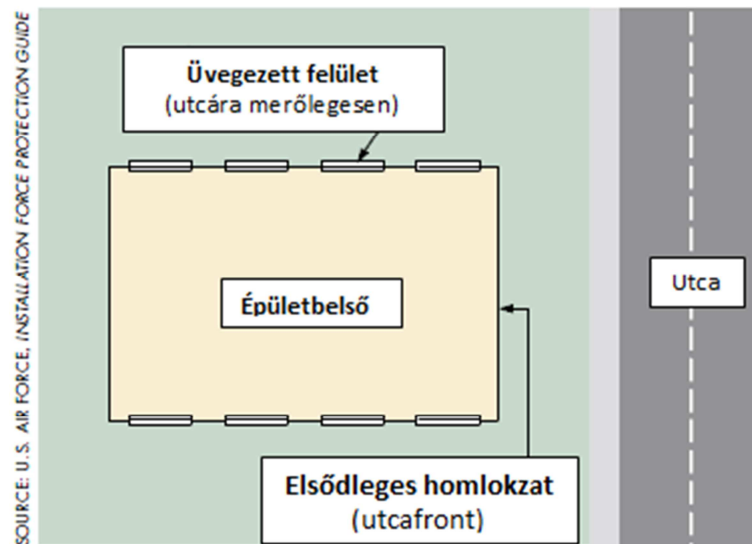
Lényegesen csökkenthető a terrortámadásból származó veszély néhány irányelv betartásával. Ezek a kialakítások általában nem, vagy csak elenyészően okoznak többletköltséget, azonban fontos, hogy még a tervezési folyamat elején előtérbe kerüljenek. Ezek többségében a terrorista akciók megnehezítésére irányulnak. Néhány példa: [18], [16]

- egyszerű geometria alkalmazása, kerüljük a beugrók kialakítását (25. ábra)



25. ábra Épület geometriájának hatása a robbanás okozta túlnyomásterre [18]

- biztonságos és nem biztonságos zónák szétválasztása vízszintesen és függőlegesen egyaránt
- ablakokat igyekezzünk viszonylag távol helyezni a közúttól, és lehetőleg irányítsuk arra merőlegesen (26. ábra)



26. ábra Ablakok ideális elhelyezése [16]

- kerüljük a nem-szerkezeti elemek túlzott alkalmazását
- amennyiben mégis alkalmazunk nem-szerkezeti elemeket, lehetőleg könnyűszerkezetet alkalmazunk a repülő törmelékek okozta sérülések minimalizálása érdekében

2.6.7. Szerkezeti kialakítás

Bár az elsődleges és legköltséghatékonyabb stratégia a terrortámadások hatásának csökkentésére a robbanás helyének lehető legtávolabb tartása az épülettől, sokszor kivitelezhetetlen a biztonsági távolság betartása, illetve nem érhető el vele kellő hatás. Ilyenkor szükség lehet a szerkezet megerősítésére, valamint a tervezésnek ki kell térnie a progresszív összeomlás elkerülésére. Ezzel a problémával részletesen foglalkozik az UFC 4-023-03 [19], de kitér rá a FEMA 426 és 427 is.

A progresszív összeomlás szerkezeti elemek tönkremenetelének láncreakciója, amely egy tartószerkezet tönkremenetelével kezdődik, és végül a szerkezet teljes összeomlásához vezet. Az erre való tervezés lényege, hogy egy-egy főbb támasz kiiktatásával ellenőrizni kell az átboltozódott erők hatására a szerkezetet.

A következő szerkezeti kialakítások figyelembevételével robusztusabb szerkezet hozható létre, csökkentve ezzel a progresszív összeomlás veszélyét:

- **statikai határozatlanság:** robusztusabbá teszi a szerkezetet, valamint elősegíti az erők átboltozódását, több képlékeny csuklót enged kialakulni teljes tönkremenetel nélkül.
- **duktilis anyagok használata:** lényeges, hogy a tartószerkezeti elemek nagy képlékeny alakváltozásokat legyenek képesek elviselni tönkremenetel nélkül, mert csak így jöhet létre nagymértékű teherátrendeződés
- **ellentett erő elleni teherbírás:** mind az elsődleges, mind a másodlagos szerkezeti elemeket méretezni kell a terhek ellentettjére, amely hathat rá szerkezeti tönkremenetel esetén
- **nyírási ellenállás:** fontos, hogy a szerkezeti elemek nyírási tönkremenetele ne akadályozza meg a nagy képlékeny alakváltozások létrejöttét

3. Eurocode adaptáció

A következőkben egy, az eddig összefoglaltak alapján összeállított, Eurocode szemléletének megfeleltethető számítási módszert mutatok be. A számítás kiterjed a teherfelvételre, az anyagjellemzők változására illetve az elvégzendő ellenőrzésekre. A méretezés nem tekinthető kötelezőnek minden építményre, hanem arra az esetre ad javaslatot, amikor a problémakör felmerül. A méretezés rugalmas elméleten alapszik.

Fontos kiemelni, hogy jelen dolgozatban csak a számítás keretét adom meg, amelynek minden fázisára adok javaslatot, de az Eurocode-dal konform megbízhatósági analízist még a jövőben el kell végezni, amellyel igazolni kell, hogy a szerkezet tönkremeneteli valószínűsége illetve megbízhatósági indexe az Eurocode által előírt értéknek megfelel. Tehát ezt a számítást nem végeztem le, de várhatóan az amerikai ajánlások által tett javaslat elfogadhatónak fog bizonyulni.

A tervezés menete

1. Építészeti koncepció és tervezés a robbanóanyag minimalizálása érdekében
2. Veszélyforrás elemzése, elfogadható kockázat megállapítása
3. Teherfelvétel – A ható teher meghatározása, statikai jellemzése
4. Anyagjellemzők meghatározása
5. Analízis
6. Szerkezet ellenőrzése

3.1.Építészeti koncepció és tervezés a robbanóanyag minimalizálása érdekében

A 2.6 pontban ismertetett tervezési koncepció szem előtt tartásával minimalizálhatjuk a lehetséges teher nagyságát és annak valószínűségét. Feladatunk elsősorban a biztonsági távolság maximalizálása és a lehetséges robbanóanyagmennyiség csökkentése, valamint az esetleges robbanás hatásának minimalizálása. Az ehhez tartozó legfontosabb elvek:

- megfelelő méretű ellenőrzött zóna kialakítása
- egyszerű geometria alkalmazása, beugrók elkerülése

A szerkezeti kialakításra megfogalmazott stratégiák egy része csak a képlékeny méretezés esetére vonatkozik, de ezek betartása rugalmas elv alkalmazásánál is fontos, mivel a méretezés során alkalmazott teher egy optimalizációs folyamat eredménye, így nem egy maximális érték. Tehát fontos, hogy egy, a tervezettnél nagyobb nagyságú teher esetén - mikor a szerkezet képlékeny viselkedése fellép – is megfelelő legyen a szerkezet reakciója. Az ehhez tartozó legfontosabb alapelvek:

- statikai határozatlanság
- duktilis anyagok használata
- nyírási tönkremenetel megakadályozása

3.2.Veszélyforrások elemzése, elfogadható kockázat megállapítása

A teherbírási oldal követelményeinek illetve a teheroldali változóknak a meghatározásához kockázatanalízis elvégzésére van szükség. Ehhez érdemes szakember segítségét igénybe venni.

A tervezés kezdeti szakaszában a beruházóval közösen ki kell választani a tervezési kategóriát, amelynek szeretnénk az épületet megfeleltetni. Ehhez egyéni felmérésre van szükség, mely során a beruházóval közösen a funkciótól függően vizsgáljuk bizonyos tönkremenetek anyagi és nem anyagi következményeit, majd megválasztjuk az elfogadható határértéket, azaz választunk egy tervezési szintet. Ez a lépés tehát meghatározza a teherbírás oldal követelményeit. A döntéshez javaslatot tesz például a FEMA 426-os ajánlás [16].

A teheroldali változók meghatározásához is iránymutatást ad példának okáért a FEMA 426-os ajánlás [16]. Itt táblázatos formában végigmehetünk a kockázatanalízishez szükséges fő kérdéseken, amely segítséget nyújt a potenciális veszélyforrásoknak és azok valószínűségének vizsgálatához. Ezen kívül javaslatot tesz többek között a betartandó biztonsági intézkedésekre, amely a lehetséges támadási formákat korlátozza.

Ezek figyelembevételével az épület helyszínrajzi és építésztervei alapján felvehetők a lehetséges támadási szcenáriók.

3.3. Teherfelvétel

Amennyiben megengedett a szerkezet képlékeny viselkedése, a továbbiak már nem érvényesek.

A számítandó eseteket a 3.2 pontban meghatároztuk, most ennek felhasználásával számítjuk ki az épületre ható terhet. A méretezési eljárás kezelhetősége érdekében ekvivalens statikus teher kerül meghatározásra. A számítás menete a következő:

1) A robbanás fő paraméterei

A fő paraméterek a szcenárióval adottak, ezek a következők:

- R – a robbanástól mért merőleges távolság
- W – a TNT-re átszámolt robbanóanyag tömege
- α_r – az ütközési szög
- P_0 – a légköri nyomás
- az épület geometriai méretei
- Z – arányosított távolság: $Z = R / W^{1/3}$ (3.3.1)

2) A lökeshullám fő paramétereinek meghatározása

A robbanás fő paramétereinek segítségével meghatározhatjuk az épületre ható robbanástester fő paramétereit. Ezek többségében (a külön nem jelölt esetekben) a 6. ábráról olvashatóak le.

- P_{SO} – az oldalirányú túlnyomás
- q_s – a torlónyomás: $q_s = \frac{5P_{SO}^2}{2(P_{SO} + 7P_0)}$ (3.3.2)

- P_r a visszavert túlnyomás
ha $\alpha_r < 40^\circ$ és $P_r < 1000$ psi, akkor a (3.3.3) képlet is megfelelő pontosságú [9]

$$P_r = 2P_{SO} \left[\frac{7P_0 + 4P_{SO}}{7P_0 + P_{SO}} \right] \quad (3.3.3)$$

- i_s – a pozitív szakasz impulzusa

- t_0 – a pozitív fázis lecsengési ideje
- U_r – a hangsebesség a visszaverődési tartományban
- t_{of} – a virtuális lecsengési idő: $t_{of} = 2 \frac{l_s}{P_{SO}}$ (3.3.4)
- S, R, G – a kitisztulási távolság paraméterei (2.2.10)
- t_c – a visszavert túlnyomás leépülési ideje: $t_c = \frac{4S}{(1+R)U_r}$ (3.3.5)
- i_r – a visszavert lökeshullám impulzusa
- t_{rf} – a fiktív lecsengési idő
- t_d – a 2.2 bekezdésben leírtak alapján a kisebb impulzust adó görbe szerinti lecsengési idő

3) A dinamikus tehertényező meghatározása

A dinamikus tehertényező meghatározásához előbb meghatározásra kerül a szerkezet sajátrezgése, azaz a szerkezet sajátperiódusideje (T) és sajátkörfrekvenciája (ω). Ezáltal meg tudjuk határozni a teher és a szerkezet kapcsolatát.

- kvázi-statikusan, ha $40 < \omega t_d$, ekkor $DLF = 2$
- impulzív, ha $\omega t_d < 0,4$, ekkor $DLF = \frac{1}{2} \omega t_d$ (3.3.6)
- dinamikus, ha $0,4 < \omega t_d < 40$, ekkor dinamikus vizsgálat szükséges

A szerkezet homlokzatára a visszavert túlnyomás dinamikus tehertényezővel módosított értékét kell statikus teherként működtetni. Ez lesz a rendkívüli teher tervezési értéke.

$$P_d = DLF \cdot P_r \quad (3.3.7)$$

3.3.1. Teherkombináció

A méretezés során a rendkívüli teherkombináció alkalmazható:

$$\sum_i G_{ki} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{j \neq 1} \psi_{2,j} Q_{kj} \quad (3.3.8)$$

ahol: A_d – a rendkívüli teher tervezési értéke
és minden más hatás parciális biztonsági tényezője 1,0 értékű

3.4. Anyagjellemzők meghatározása

A méretezés során az anyagok folyáshatárát és szilárdsága módosul a robbanástester alatti viselkedésnek megfelelően.

3.4.1. Szerkezeti acél

Mivel a méretezés a rugalmas elméleten alapul, tehát $\mu \leq 1$, azaz $\mu \leq 10$, tehát elvileg a (2.3.2) képletet alkalmazhatnánk. Azonban ez tartalmaz egy átlagos szilárdságnövelő tényezőt, amely nem felel meg az Eurocode parciális biztonsági tényező módszerének, ezért a képleteket a következőképpen módosítottam:

$$f_{dy} = c \cdot f_y \quad (3.4.1)$$

ahol: f_{dy} – a dinamikus folyáshatár
 c – a dinamikus növelő tényező - 2. táblázatból

A táblázatban az A36 jelű acél Eurocode szerint közelítően az S235 jelűnek felel meg, az A588 az S355 jelű acél. Az A514-nek megfeleltethető nagyszilárdságú szerkezeti acélt az európai gyakorlatban nem alkalmaznak. E tényező meghatározásához az Eurocode szabvány szerinti szerkezeti acélokra még mindenképpen további kísérletekre van szükség.

'c' értékének meghatározásához szükség van továbbá az alakváltozás sebességének legalább közelítő szintű felvételére, amely a 2.3 pont alapján a következő képlettel számítható:

$$\dot{\epsilon} = f_{dy} / (E \cdot t_E) \quad (3.4.2)$$

ahol: $\dot{\epsilon}$ – az átlagos alakváltozási sebesség a rugalmas tartományban
 t_E – a folyásig eltelt idő

A dinamikus nyírósilárdság értéke f_{dy} ismeretében, a 2.3 pont alapján a következő képlettel határozható meg:

$$f_{dv} = 0,55 \cdot f_{dy} \quad (3.4.3)$$

Ez a képlet a tényleges nyírósilárdság értékét némileg alulbecsüli a – kedvezőtlen - nyírási tönkremenetel elkerülése végett.

Bár acélszerkezetek még képlékeny méretezés esetén is ritkán fordul elő olyan körülményegyüttes, hogy megengedjük a szerkezetnek olyan szintű deformációját, amely során az anyag felkeményedő szakaszát figyelembe lehetne venni, az Eurocode rugalmas elvű méretezési eljárásaiban előfordul a szakításilárdság értéke is. Ekkor annak értéke is megnövelhető a 2. táblázat szerinti növelőtényezővel.

Impulzív teher hatására az acél rugalmassági modulusa nem változik számottevően, ezért annak értékében nem veszünk figyelembe módosító tényezőt.

3.4.2. Vasbeton szerkezetek

Beton és betonacél esetében a (2.3.5) képlet módosítás nélkül érvényes. Az ebben szereplő 'DIF' dinamikus növelő tényező értékét a 3. táblázatból olvasható ki, amellyel a beton illetve a betonacél tervezési szilárdságát ill. folyáshatárát kell megnövelni, mivel ez a tényező csak a dinamikus körülményekkel van kapcsolatban, nincs hatással a biztonsági tényezőkre. Tehát:

$$f_{(dynamic)} = DIF \cdot f_{(static)} \quad (3.4.4)$$

ahol: f_{static} – a beton ill. a betonacél tervezési szilárdsága vagy a folyáshatára
 DIF – a dinamikus növelő tényező - 3. táblázatból

A beton rugalmassági modulusának enyhe növekedését a 2.3.2 pontban meghatározott elvek szerint vehetjük figyelembe úgy, hogy az amerikai szakirodalomban fellelhető képlet helyett az Eurocode-ban szereplő képletből indulunk ki. Tehát: [9]

$$E_c = 9,5 \cdot (DIF \cdot f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (3.4.5)$$

ahol: f_{ck} – a beton karakterisztikus nyomószilárdsága

3.5. Analízis

Az analízis elvégzéséhez egy szimmetrikus, egyszerű geometriájú szerkezet esetén elégséges egy megfelelő síkbeli, legalább hat szabadságfokú modell alkalmazása. Az épület sajátrezgésének számításához a nem közvetlen teherként, csak tömegkomponensként megjelenő terheket vezetőrudon vehetjük fel. Amennyiben az épület és a teher egyaránt szimmetrikus, elégséges egy főirány vizsgálata. A teher aszimmetrikus lehet például abban az esetben, ha a biztonsági távolságok az épületek egyes szakaszától nem azonosak. Amennyiben a két komponens közül legalább az egyik szimmetriát mutat, elegendő a mértékadó főirány méretezése, azonban gazdaságossági szempontból érdemes lehet az eljárást mindkét irányban elvégezni.

3.6. Szerkezet ellenőrzése

3.6.1. Szilárdsági vizsgálat

A szilárdsági vizsgálat rugalmas elmélet alapján történik az Eurocode-ban megszokott módon, rendkívüli teherkombinációra. A szerkezet viselkedésének e különleges teher alatt történő megváltozása a teherben illetve az anyagjellemzőkben lett figyelembe véve.

3.6.2. Stabilitásvizsgálat

A lokális stabilitásvizsgálatok a megszokott módon végezhetőek el a folyáshatár megnövekedésének figyelembevételével.

A globális stabilitásvizsgálat, illetve esetleges globális másodrendű hatás figyelembevétele a földrengésterre való méretezésből ismert P-Δ hatás vizsgálatával történhet: [20]

$$\theta_E = \frac{Pd}{Fh} \quad (3.6.1)$$

ahol: θ_E – a rugalmas stabilitásindex

P – az adott szintre ható összes függőleges erő

F – az adott szint felett ható összes vízszintes erő

d – az adott szint vízszintes elmozdulása

h – az adott szint magassága

$$\theta = \mu \theta_E \quad (3.6.2)$$

ahol: θ – a stabilitásindex

μ – a duktilitás (rugalmas méretezés esetén $\mu=1$)

Amennyiben $\theta \leq 0,1$, a P-Δ hatás elhanyagolható, ha $0,1 < \theta \leq 0,2$, akkor az Eurocode szerint egy $1/(1-\theta)$ szorzóval vehető figyelembe.

3.6.3. Szerkezetek károsodásának korlátozása

A fő tartószerkezeti elemek károsodásának korlátozására az UFC 3-340-02 [1] lokális alakváltozási korlátokat fogalmaz meg maximális támaszelfordulásra és megengedhető duktilitási tényezőre vonatkoztatva.

Ennek rugalmas méretezés esetén nincs jelentősége, mert az önmagában határértéket szab a duktilitási tényezőre, és ezzel magában foglalja a tartószerkezeti elemek károsodásának korlátozását.

3.6.4. Másodrendű szerkezetek és nem szerkezeti elemek károsodásának korlátozása

Bizonyos tervezési kategóriák esetében szükséges a másodrendű szerkezetek és nem szerkezeti elemek sérülésének korlátozása. Ez a kitétel a szintek közötti relatív eltolódás mérséklésével teljesíthető, amelyhez tartozó határérték gipszkarton válaszfalak esetén példának okáért 1%. [21]

3.7.A jövőben szükséges vizsgálatok

Az eljárás megfelelőségét a későbbiekben megbízhatósági analízissel igazolni kell, anélkül a módszer az Eurocode-ba nem adaptálható.

4. Négyszintes acélvázazás épület vizsgálata

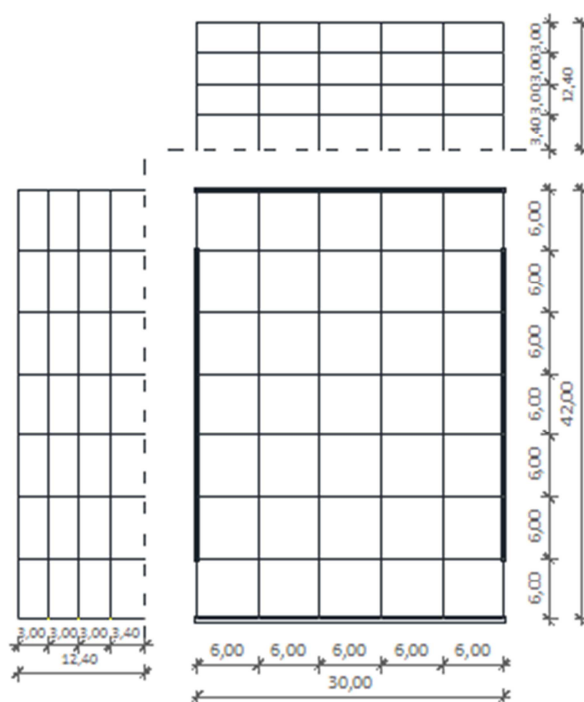
A mintapéldában egy egyszerű fiktív acélvázazás épület merevítőrendszerének méretezését mutatom be bombatámadásra. A feladat részeként bemutatásra kerül a kockázati szint és ajánlott tervezési szint meghatározása. Kiválasztásra kerül a mértékadó szcenárió, és összehasonlításra kerül a merev keretekkel illetve a rácsozással történő merevítés hatékonysága, gazdaságossága.

A szerkezetet az Eurocode előírásai alapján méreteztem elsőként teherbírási határállapotra, majd az így kapott épületet megerősítettem a feltételezett robbantásból származó teherre.

4.1. Az épület

4.1.1. Az épület szerkezete

Az elemzett épület egy 4 szintes acéltartóvázazás épület vasbeton födémekkel, függönyfallal. A szerkezeti kialakítást a 27. ábra mutatja. A szerkezeti modell alapterülete 30 m X 42 m, a tartóoszlopok kiosztása mindkét irányban egyenletesen, 6 m-es közökben történt. Az emeletmagasság a földszinten 3,4 m, a további emeleteken pedig 3 m. A merevítés merev keretekkel illetve rácsozással történt. Az épületen belül gipszkarton válaszfalak kerültek alkalmazásra.

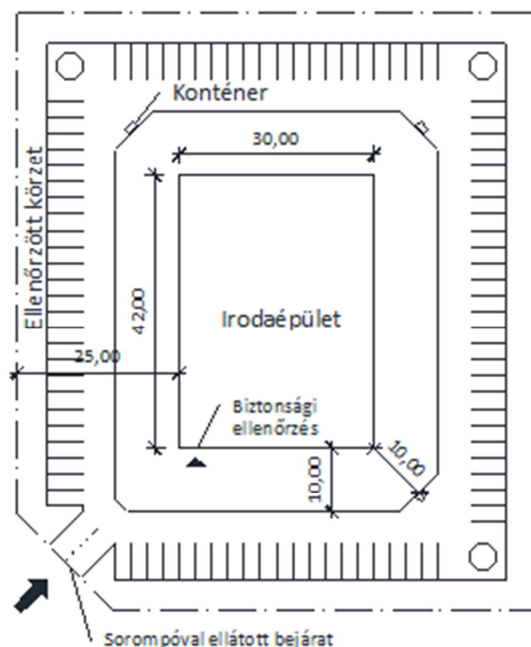


27. ábra Szerkezeti váz kialakítása

4.1.2. Az épület elhelyezkedése

A mintapélda során egy Budapesten elhelyezkedő épülettel dolgoztam azzal a feltételezéssel élve, hogy a telek méretei lehetővé teszik megfelelő biztonsági távolságok betartását. E távolságok nagyságát a 2.6.5 pontban már említett szabvány szerint [15] dolgoztam ki. Ezen szabvány minimumtávolságokat fogalmaz meg különböző jelentőségű épületekhez a fal szerkezetétől függően. A tervezett épület burkolata üveg (függönyfal), amely nem szerepel a lehetőségek között. A másik probléma, hogy a megadott minimumtávolságok betartásával az „alacsony” vagy „nagyon alacsony”

tervezési kategóriát érhetjük csak el, míg jelen esetben a cél legalább egy „közepes” szint elérése (ld. 2.6.3 ill. 4.3). Tehát a helyszínrajzi méretekhez kiindulásnak az UFC 4-010-01 szabvány [15] utóbbi éveiben történt módosítását megelőző általános érvényű minimális távolságokkal dolgoztam. A végleges helyszínrajzi kialakítást a 28. ábra mutatja.



28. ábra Helyszínrajzi kialakítás

4.1.3. Az épület funkciója, biztonsági kialakítások

Az épület egy amerikai, pénzügyekkel foglalkozó cég magyarországi leányvállalatának irodaépülete. Az épület 4 szintjén körülbelül 350 fő dolgozik.

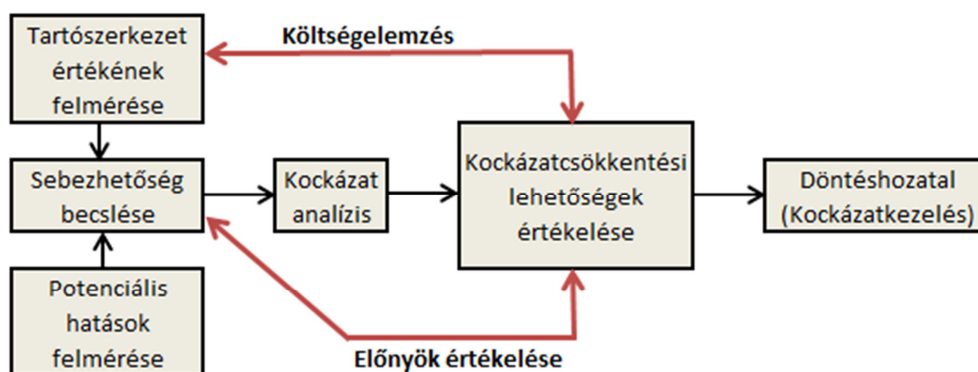
4.2. Kockázatanalízis

A kockázatanalízist az amerikai szakirodalomban található ajánlások alapján végeztem [16]. A vizsgálat során egyedül az épület szerkezetét érő károsodást vettem figyelembe, eltekintettem az egyéb lehetséges közvetlen vagy közvetett anyagi kár lehetőségétől. Az analízis során a lehetséges támadási formák közül csak a külső hagyományos bombatámadásokkal foglalkoztam. Megbízhatósági analízist nem végeztem, tehát nem igazoltam az Eurocode-ban előírt megbízhatósági indexet illetve tönkremeneteli valószínűséget.

A kockázatanalízis folyamata

A vizsgálat folyamatában az alapadatokból kiindulva a lehetőségek szerint meg kell határozni az adott vagyon (jelen esetben ez maga a tartószerkezet) értékét, illetve a lehetséges hatások (most a külső hagyományos bombatámadások) valószínűségét. Ezen információk segítségével tudjuk meghatározni a kockázatot. A folyamatot a 29. ábra szemlélteti.

A kockázatot kétféleképpen lehet csökkenteni. Megerősíthetjük az adott szerkezeti részt, csökkentve ezzel egy adott támadás által a szerkezetben létrejövő kár mértékét, vagy csökkenthetjük az adott támadás létrejöttének valószínűségét különféle óvintézkedésekkel. Természetesen mindkét lehetőség a kezdeti költségek növekedésével jár, így a feladat a gazdasági optimum megkeresése.



29. ábra A kockázatanalízis folyamata [16]

Ezen feladat bonyolultságát az adja, hogy a szerkezetben végrehajtott változtatások visszahatnak kezdeti kiinduló adatainkra részben pozitív, részben negatív visszacsatolás formájában. Például, ha egy szerkezetet megerősítünk külső terrorcselekmények ellen, az egyrészt megnöveli a szerkezet értékét, azonban csökkenti a lehetséges támadások valószínűségét, mert (ha nem konkrét célpontról van szó) a támadók, ha lehetőségük van, az egyszerűbb, kevésbé védett célpontot választják.

4.2.1. Az épület szerkezetének jelentősége

Az előzőekben leírtak szerint az épületnek kizárólag a tartószerkezetét vizsgáltam, tehát a feladat nem terjedt ki az épület további funkcionális illetve szerkezeti részének vizsgálatára. A tartószerkezet jelentőségét az 7. táblázat szerint 1-10-es skálán pontoztam. Értékét a magas kategóriába soroltam, és 8 pontot adtam rá, mert annak sérülése vagy tönkremenetele súlyos károkat eredményezne.

Szerkezeti rész értéke	
nagyon magas	10
magas	8-9
közepesen magas	7
közepes	5-6
közepesen alacsony	4
alacsony	2-3
nagyon alacsony	1

7. táblázat A szerkezeti rész jelentősége [16]

4.2.2. A potenciális veszélyforrások

Az épületet érő rendkívüli hatások közül részletesen csak a külső, hagyományos bombatámadásokkal foglalkoztam. A robbantók indítékaik szerint több csoportba sorolhatóak. A terroristák célja a pánikkeltés, ezért támadásaik célpontjául általában forgalmas, zsúfolt helyeket választanak. A politikai robbantók azonban jelképes épületek ellen intéznek támadást, sokszor az emberi élet kioltása egyáltalán nem is cél. A mintapéldában vett irodaépület ez utóbbi típusú támadásnak lehet potenciális célpontja.

A támadásokról adatbázisok alapján is éves statisztikák készülnek, ezek közül több nyilvántartja a terrorcselekmény formáját, lehetséges indíttatását, illetve a célpont típusát (politikai, üzleti, katonai, stb.). Mivel egyes támadások tényleges valószínűségét még ezen adatok birtokában is szinte lehetetlen pontosan megjósolni, így alternatív megoldásként öt fontos tényező vizsgálatával lehet felmérni a fenyegetettség szintjét. Ezen öt szempont a létezés, képesség, precedens, szándék és

célpont. Ezek alapján a szóban forgó épületre a 8. táblázat szerint meghatározható egy adott terrorcselekmény veszélyességi fokát.

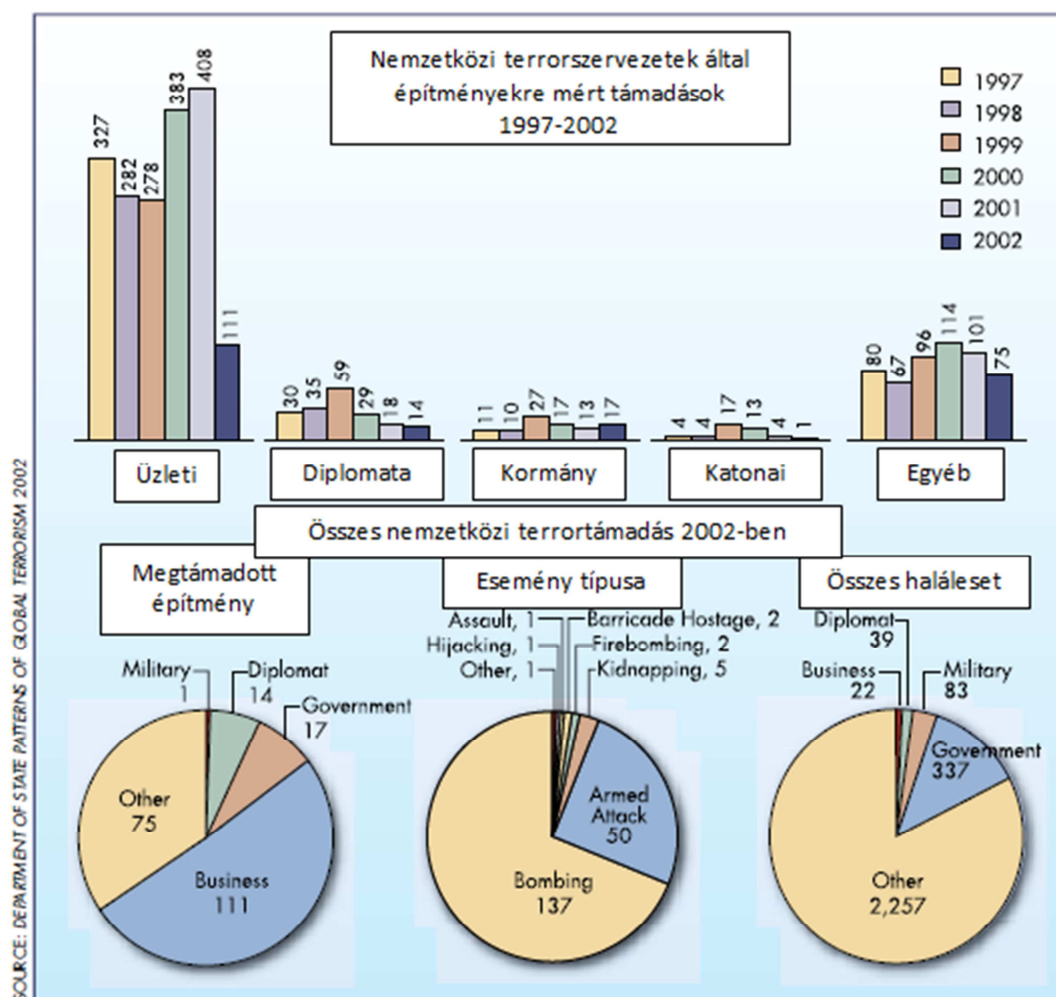
Veszélyességi fok	Fenyegetettség tényezői				
	létezés	képesség	precedens	szándék	célpont
komoly	•	•	•	•	•
magas	•	•	•	•	□
fokozott	•	•	•	□	
mérsékelt	•	•	□		
alacsony	•	□			

• tényező biztosan jelen van

□ tényező lehetséges, hogy jelen van

8. táblázat Egy adott terrorcselekmény veszélyességi foka [16]

A konkrét példa esetében egy irodaépület ellen intézet külső hagyományos bombatámadás lehetőségét vizsgáltam. Ilyen esetben a politikai indíttatás a hangsúlyos. Az egész Európai Unió területét figyelembe véve (minekután a schengeni határokon belül a civil átjárás különösebb ellenőrzés nélkül jön létre) az esetlegesen támadást indító csoport szinte teljes bizonyossággal létezhet. Képességgel is rendelkezhetnek a támadás létrehozásához, hiszen egy kisebb méretű bomba némi utánajárással bonyodalom nélkül elkészíthető, valamint nagyobb mennyiségű hagyományos robbanóanyag beszerzése is megoldható határokon belül. Az utóbbi években, a terrortámadások közel felének célpontja üzleti jellegű volt, valamint a támadások többsége bombatámadás volt (30. ábra). A támadás célja nem határozható meg az épület tervezett élettartamára előre az eddigieknél konkrétabban, így e tényező jelenléte már egyáltalán nem mondható biztosra. Továbbá nem érkezett a tervezendő épület ellen konkrét fenyegetés, illetve, mivel a feltételezett politikai indíttatású támadás esetén a célpont legtöbbször jelképként jelenik meg, a tervezendő épület e szempontból egyenértékűnek tekintetem a hasonló funkciójú épületekkel.



30. ábra Nemzetközi terrrorszervezetek által építményekre mért támadások 1997 és 2002 között [16]

A fentebb részletezett irodaépület fenyegetettségi szintje tehát külső hagyományos bombatámadást tekintve fokozott (sárga) szintbe sorolható.

4.2.3. Sebezhetőség

Fontos, hogy egy épület esetében felderítsük annak gyengeségeit. Az épület alapvető védelmi szintjének kialakításához szintén segítséget nyújt a már említett szakirodalom. A 9. táblázat szerint az építmény osztályba sorolható, majd ennek megfelelően további táblázatokban a szakirodalom ajánlást ad arra, hogy milyen biztonsági lépéseket érdemes megtenni.

Kategória	Tipikus jellemzők	Bérlők példái	Biztonsági intézkedések
I	10 alkalmazott 2 500 négyzetláb Kevés közismert tevékenység	Helyi iroda Körzeti iroda Látogatóközpont Kereskedelmi épületek Ipar-/Gyártelep Egészségügy	Biztonsági zárok Világítás, tartalék áramforrás Ellenőrzött hozzáférés Beosztottak éves biztonsági képzése
II	11 – 150 alkalmazott (szövetségi) 2 500 – 80 000 négyzetláb Közepes nyilvánosság	Köztisztviselő Regionális/Állami irodák Kereskedelmi épületek Ipar	Bejáratok ellenőrzése, belső kamerarendszer Látogatók átvilágítása Őrszolgálat

	Privát szektorhoz hasonló tevékenység, vagy azzal közösen használt épület	Gyártás Egészségügy	Illetéktelen behatolás felügyelése központi monitorrendszerrel Riasztóberendezés
III	151 – 450 alkalmazott Többemeletes épület 80 000 – 150 000 négyzetláb Közepes/Magas nyilvános tevékenység	Bűnügyi nyomozóhivatal Regionális/Állami irodák Helyi iskolák Kereskedelmi épületek Ipar Gyártás Egészségügy	Őrjárat a telek területén Látogatók átvilágítása Beérkező csomagok átvilágítása Központi monitorrendszer Biztonsági kamerarendszer Riasztó központi megfigyeléssel
IV	> 450 alkalmazott Többemeletes épület > 150 000 négyzetláb Nagy nyilvános ismertség Hírszerzés Kerületi bíróság	Jelentős épületek és néhány székhely Helyi iskolák, egyetemek Kereskedelmi épületek Egészségügy	Kiterjedt, megerősített telekhatár 24 órás őrszolgálat Környező parkolóhelyek ellenőrzése Tartalék áramforrás
V	IV-es kategória és nemzetbiztonsági szempontból kritikus szerv	Minisztérium székhelye	Bérlő-specifikus

9. táblázat Sebezhetőségi kategóriák [16]

A részletezett irodaépületet a III. kategóriába soroltam. Ennek fontos következménye, hogy a FEMA 426 ajánlása alapján átvilágító kapukat kell helyezni a bejáratokhoz, illetve a beérkező csomagokat, leveleket is át kell világítani, továbbá az épületen belüli parkolás mindenképp felügyelendő, valamint az épülethez tartozó további parkolóhelyeket is fontos ellenőrzés alatt tartani. Ezen kívül, ha nem is kötelező feltétlenül a robbanásálló üveg alkalmazása, az ablak szilánkos törését mindenképpen meg kell akadályozni.

Az épület sebezhetősége egy, a forrásban részletezett pontozási rendszer alapján egy objektív rendszerben is megadható. A most vizsgált épületre ez a következőképpen alakul:
(pontozás kategóriánként: 0-5, minél magasabb, a sebezhetőség annál nagyobb)

Épület sebezhetősége	
láthatóság	4 pont
szerkezet vagy szerkezeti rész jelentősége/értéke	4 pont
épület értéke a potenciális támadók szemében	3 pont
támadó hozzáférése a célponthoz*	2 pont
kémiai, biológiai vagy radioaktív anyag jelenléte	0 pont
személyek száma	2 pont
járolékos emberéletvesztés lehetőség (1 mérföldes körzet)	1 pont
összesen	16 pont

10. táblázat Épület sebezhetősége

* a pontban korábban tárgyalt ajánlások figyelembevételével, azok külső hagyományos bombatámadásra történő alkalmazásával

A forrás ajánl egy alternatív pontozási rendszert is, amely segít az épületeket rangsorolni sebezhetőség szerint. Ebben a választott szempontok szerint 1-5-ig történik a pontozás. A szempontok lehetnek általános érvényűek, de lehetnek az aktuális igényeknek megfelelőek is.

4.2.4. Kockázatanalízis

A kockázat alapja egy bizonyos esemény bekövetkezésének valószínűsége és lehetősége figyelembevételével annak következményének vizsgálata. Ennek egy egyszerű módja, ha esemény valószínűségének a 4.2.2 pontban meghatározottaknak, míg a következményt a 4.2.1 és a 4.2.3 pontban tárgyaltakkal feleltetjük meg. Ezek alapján minden szerkezet rész - esemény párra meghatározható egy kockázati szint. Ennek egyes paramétereinek változtatásával határozható meg például, hogy egy adott szerkezeti részre mely konkrét esemény jelenti a legnagyobb kockázatot. Egy egyszerű módszer a kockázati szint meghatározására a következő képlet alkalmazása:

$$\text{Kockázat} = \text{érték} \times \text{veszélyforrás} \times \text{sebezhetőség}$$

Az egyes tényezőket a forrás 1-10-es skálán pontozza. Jelen esetben az érték a szerkezet jelentősége, azaz a 4.2.1 pont szerint 8 pont. A veszélyforrás a 4.2.2 szerint 10-ből 5 pontra tehető. A sebezhetőség a 4.2.3 alapján az elérhető maximális pontot figyelembe véve 4 pont. Így a kockázat értéke $8 \times 5 \times 4 = 200$ pont, amely a 11. táblázat szerint a magas kockázat kategóriájába esik.

Kockázati szint			
	Alacsony	Közepes	Magas
Teljes kockázat	1-60	60-175	≥ 176

11. táblázat Kockázati szint [16]

4.2.5. Kockázatkezelés

Az előző pontokban ismertetett eljárás segítségével megállapítható az épület mely részére milyen támadás a legveszélyesebb, illetve egy adott támadástípusra az épület mely része a legérzékenyebb. Ez segíti elő a továbbiakban az épület megerősítésének legköltséghatékonyabb módját, hiszen megállapítható, hogyan csökkenthető a leghatékonyabban a kockázat. A 12. táblázat bár csak tájékoztató jellegű, nagyságrendileg jól mutatja, hogy az épület szerkezetére a hagyományos bombatámadás a legveszélyesebb.

Funkció	Kibertámadás	Fegyveres támadás	Autóbomba	Kémiai, biológiai vagy radioaktív támadás
Telek	48	80	108	72
érték	4	4	4	4
veszélyforrás	4	4	3	2
sebezhetőség	3	5	9	9
Építészeti	40	40	135	20
érték	5	5	5	5
veszélyforrás	8	4	3	2
sebezhetőség	1	2	9	2
Tartószerkezet	24	32	240	16
érték	8	8	8	8
veszélyforrás	3	4	3	2
sebezhetőség	1	1	10	1
Befoglaló szerkezet	84	112	189	112
érték	7	7	7	7
veszélyforrás	6	4	3	2
sebezhetőség	2	4	9	8

12. táblázat Az épület egyes szerkezeteinek kockázati szintje mérényletek típusa szerint [16]

A táblázat csak illusztráció!

Ez az elemzés ebben az esetben abból a szempontból lényegtelené válik, hogy a vizsgálat célja alapvetően már meghatározott, és az épület szerkezetének hagyományos bombatámadásra történő vizsgálatára korlátozódik. Azonban a szerkezet kialakításakor is az előzőekkel analóg megoldás vezet a gazdaságos megoldásra.

Az optimum keresésekor figyelembe kell venni, hogy a szerkezet megerősítése kihatással van a kiinduló adatokra, azaz a támadás valószínűségére, illetve az épület sebezhetőségére is, így a megoldáshoz csak több lépésből lehet eljutni, ezt a folyamatot szemlélteti a 4.2 pontban bemutatott 29. ábra.

A tervezéshez feltétlenül szükséges definiálni a célokat, és elfogadni, hogy a nagyobb biztonság eléréséhez nagyobb pénzbefektetésre van szükség.

4.3. Méretezési koncepció

A méretezés célja, hogy az épület a közepes (medium) tervezési szintnek megfeleljen, azaz emberéletben ne keletkezzen kár, a fő tartószerkezetekben ne keletkezzen maradandó alakváltozás, valamint a másodlagos szerkezeti elemekben is csak kisebb kár keletkezzék. [23]

Az emberélet védelme megoldható robbanásálló üveg alkalmazásával, amely az épületre jutó terheket nagyban megnöveli, mivel az üveg be nem törése miatt nagy a terhelt felület, azonban megakadályozza a lökéshullám bejutását az épületbe.

Annak a feltételnek, hogy az épület fő tartószerkezeti részei ne szenvedjenek maradandó alakváltozást, úgy tettem eleget, hogy nem engedtem meg a szerkezet képlékeny viselkedését, tehát a méretezés rugalmas elmélet alapján történt. Ez a döntés előírja a szerkezet jelentős megerősítését. Képlékeny tervezéssel lényegesen gazdaságosabb szerkezetet lehetne kialakítani, azonban a jelen esetben érvényes károsodásra vonatkozó kritériumokat nehéz lenne teljesíteni.

A másodlagos szerkezeti elemek (gipszkarton válaszfalak) károsodásának korlátozását azzal a feltétellel vettem figyelembe, hogy a szintek közötti relatív eltolódást 1%-ra korlátoztam. [21]

A számítás részletei egy szerkezeti alternatívára megtalálhatóak a számítási mellékletben. A továbbiakban csak a főbb részletek illusztrálásával összegzem a méretezés menetét.

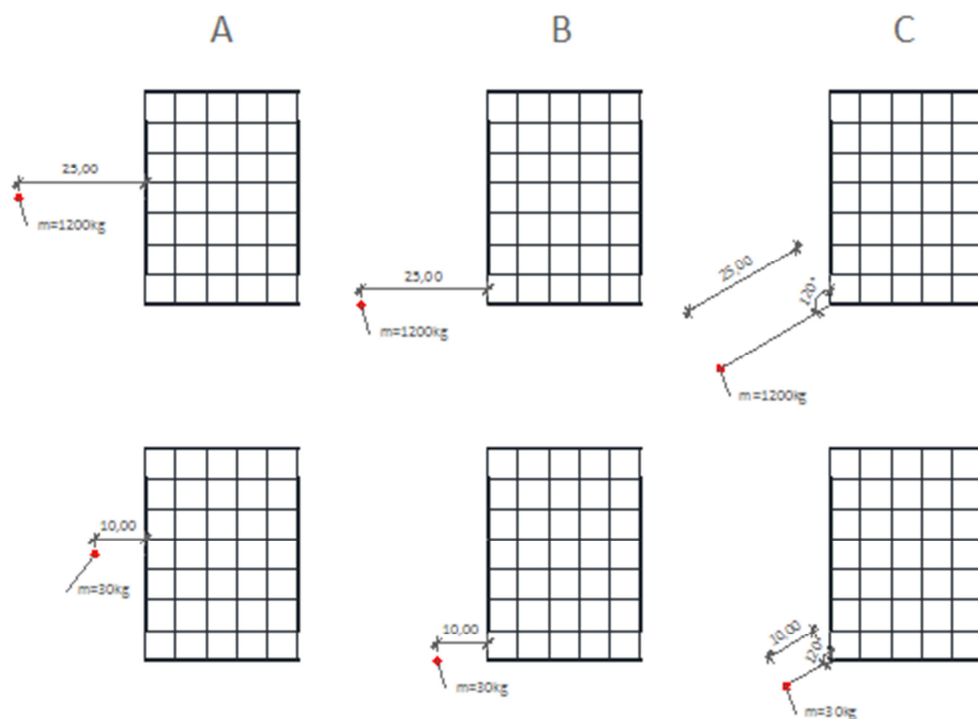
4.4. Teherfelvétel

4.4.1. Szenáriók

A lehetséges szenáriók kiválasztásánál a 4.2.3 pontban részletezett, III. sebezhetőségi kategóriának ajánlott biztonsági előírásokat betartottnak feltételeztem. Tehát a telken belüli parkolóba csak sorompón keresztül lehet bejutni, valamint biztonsági ellenőrzésen mennek keresztül az épületbe érkezők, továbbá átvilágításra kerülnek a beérkező levelek, csomagok is. Ennek következményeképpen nem kell számolni az épületen belül bekövetkező robbanással, valamint a telek területén belül is csak akkora robbanóanyagot szükséges feltételezni, amit egy ember egy táskában bevinni képes. A robbanóanyag telken belüli feltűnésmentes elhelyezése sem egyszerű, ha betartásra kerülnek a FEMA 426-ban [16] ajánlottak, és őrszolgálat is működik a területen.

A számítás során a szerkezet egy főirányból terhelt esetét vizsgáltam, illetve a ferde szögben érkező nyomásnak is csak az adott irányú komponensével foglalkoztam. A mértékadó irányt a robbanás által terhelt felület nagysága alapján vettem fel, mivel merevítőkeretek alkalmazásakor is azonos szerkezeti hossz áll rendelkezésre a vízszintes terhek felvételére (27. ábra - 44. oldal).

Ezek figyelembevételével alapvetően két esetet szükséges vizsgálni. Az egyik, mikor telken belül a kukába helyez valaki egy bombát, a másik, ha a támadást egy telken kívül szabályosan parkoló teherautóból mérik. Mindkét alapeseten belül három különböző geometriai elhelyezkedést vettem számításba (31. ábra). A konténerbe helyezett bombát 30 kg TNT-nek megfelelő robbanóanyagnak feltételeztem, amely egy közepes méretű táskának megfelelő méret, míg a telken kívüli autóbombánál 1200 kg TNT-vel számoltam, amely egy közepesen megrakott teherautónak, vagy egy nagyobb személyautónak felel meg. A helyszínrajzi kialakítás alapján előbbinél 10 m-es, utóbbinál 25 m-es távolságot feltételeztem az épület homlokzata és a robbanás helye között. Az Eurocode-ra méretezett épületre számolt robbanástelher alapján egyértelműen ez utóbbi szenárió tekinthető mértékadónak (13. táblázat).



31. ábra Lehetséges scenáriók

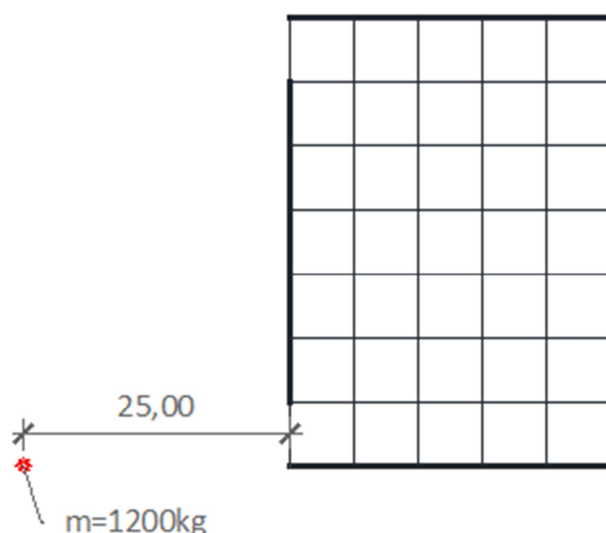
Egy merevítő keretállásra jutó robbanástester a végleges szerkezeten		
[kN/m]	1200 kg - 25 m	30 kg - 10 m
merevkeret	429,10	63,94
rácsozás	606,45	50,97

13. táblázat Egy merevítő keretállásra jutó robbanástester
a végleges szerkezeten

A továbbiakban a geometriai elrendezés A-B-C jelölése a 31. ábra szerinti elrendezésre utal.

4.4.2. A számítás menete

Példa: 1200 kg – 25 m – B scenárió - merevkeret



32. ábra A példaként szolgáló szcenárió

A számítás a 3.3 pontban leírtak szerint történt (ld. Számítási melléklet).

A méretezés során a robbantásból származó terhet, mint rendkívüli terhet vettem figyelembe, és a számítás során rendkívüli teherkombinációval számoltam. [24]

$$\sum_i G_{ki} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{j \neq 1} \psi_{2,j} Q_{kj} \quad (4.4.1)$$

ahol: A_d – a rendkívüli terhelés tervezési értéke

és minden más hatás parciális biztonsági tényezője 1,0 értékű

Az épület homlokzatát a pontosabb számítás érdekében hét függőleges sávra osztottam fel. Az épület geometriájából adódóan a homlokzat magassági felosztása elhanyagolható. Tehát a hét sávhoz meghatároztam a hozzájuk tartozó robbanástól mért távolságot valamint az ütközési szöget.

R [m]	1	2	3	4	5	6	7
1. szint	25,24	26,62	29,20	32,69	36,84	41,44	46,36
2. szint	25,65	27,02	29,56	33,02	37,12	41,69	46,58
3. szint	26,39	27,72	30,21	33,59	37,64	42,15	46,99
4. szint	27,44	28,72	31,13	34,42	38,38	42,81	47,59

$$R_{11} := 25.24m \quad R_{12} := 26.62m \quad R_{13} := 29.20m \quad R_{14} := 32.69m \quad R_{15} := 36.84m \quad R_{16} := 41.44m \quad R_{17} := 49.36m$$

Az ütközési szög sávonként:

$$\alpha_{r,1} := 6deg$$

$$\alpha_{r,5} := 47deg$$

$$\alpha_{r,2} := 20deg$$

$$\alpha_{r,6} := 53deg$$

$$\alpha_{r,3} := 31deg$$

$$\alpha_{r,7} := 57deg$$

$$\alpha_{r,4} := 40deg$$

Majd kiszámoltam az arányosított távolságot:

$$\begin{aligned}
 Z_1 &:= \frac{R_{11}}{\frac{1}{W^3}} = 2.375 \cdot \frac{m}{\frac{1}{kg^3}} & Z_1 &= 5.987 \cdot \frac{ft}{\frac{1}{lb^3}} & Z_5 &:= \frac{R_{15}}{\frac{1}{W^3}} = 3.467 \cdot \frac{m}{\frac{1}{kg^3}} & Z_5 &= 8.739 \cdot \frac{ft}{\frac{1}{lb^3}} \\
 Z_2 &:= \frac{R_{12}}{\frac{1}{W^3}} = 2.505 \cdot \frac{m}{\frac{1}{kg^3}} & Z_2 &= 6.315 \cdot \frac{ft}{\frac{1}{lb^3}} & Z_6 &:= \frac{R_{16}}{\frac{1}{W^3}} = 3.9 \cdot \frac{m}{\frac{1}{kg^3}} & Z_6 &= 9.83 \cdot \frac{ft}{\frac{1}{lb^3}} \\
 Z_3 &:= \frac{R_{13}}{\frac{1}{W^3}} = 2.748 \cdot \frac{m}{\frac{1}{kg^3}} & Z_3 &= 6.927 \cdot \frac{ft}{\frac{1}{lb^3}} & Z_7 &:= \frac{R_{17}}{\frac{1}{W^3}} = 4.645 \cdot \frac{m}{\frac{1}{kg^3}} & Z_7 &= 11.709 \cdot \frac{ft}{\frac{1}{lb^3}} \\
 Z_4 &:= \frac{R_{14}}{\frac{1}{W^3}} = 3.076 \cdot \frac{m}{\frac{1}{kg^3}} & Z_4 &= 7.755 \cdot \frac{ft}{\frac{1}{lb^3}}
 \end{aligned}$$

Majd ezen értékek alapján meghatároztam a lökeshullám fő paramétereit, az oldalirányú túlnyomást és a visszavert túlnyomást az 5. ábra és a 6. ábra alapján. Ez utóbbi esetében, amennyiben az ütközési szög 40°-nál kisebb volt, valamint az oldalirányú túlnyomás P_{so} 1000 psi-nél kisebb érték volt, a leolvasást (3.3.3) képlettel helyettesítettem [9]. A lökeshullám lecsengési idejét a középső (negyedik) sáv értékei alapján számítottam.

A teher és a szerkezet kapcsolatához meg kellett határozni az épület sajátrezgését. Ezt az Axis VM programmal végeztem, vezetőrúd segítségével. A sajátrezgés számításakor az állandó illetve esetleges terheket rendkívüli kombinációban vettem figyelembe. Ezen adatokkal meghatároztam a teher és a szerkezet kapcsolatát a (3.3.6) képletek alapján, és a hatás minden esetben impulzívnek volt tekinthető.

A teher és a szerkezet kapcsolata:

$$\omega \cdot t_d = 0.129 < 0,4$$

Mivel a hatás impulzív, és a méretezés rugalmas, ezért a dinamikus tehertényezőt a hozzátartozó képlettel határoztam meg. Majd ezzel az átlagos dinamikus tényezővel szoroztam meg a sávonkénti visszavert túlnyomásértékeket.

$$DLF := \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot t_d = 0.065$$

$$P_{d.1B_1} := DLF \cdot P_{r.1} = 43.895 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_2} := DLF \cdot P_{r.2} = 33.548 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_3} := DLF \cdot P_{r.3} = 28.252 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_4} := DLF \cdot P_{r.4} = 22.413 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_5} := DLF \cdot P_{r.5} = 19.98 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_6} := DLF \cdot P_{r.6} = 12.71 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_7} := DLF \cdot P_{r.7} = 10.804 \cdot \text{kPa}$$

A terhet, mint a rendkívüli teher tervezési értékét vettem figyelembe, és függőlegesen egyenletesen osztottam el a terhelt felületen, valamint a merevítő keretállások között is egyenletesen osztottam meg a vízszintes terhelést a földem tárcsahatása miatt, azonban figyelembe vettem a csavarásból származó többletterhelést, amelyet a keretek merevségével és csavarási középponttól mért távolságával arányosan osztottam el.

4.5. Anyagjellemzők

A megváltozott anyagjellemzőket a 3.4.1 pontban leírtak szerint vettem számításba.

A példában alkalmazott anyagminőség Eurocode szerint S355-ös minőségű, amely az amerikai szabványban az A588-as minőséghez áll a legközelebb. Ezen anyagminőség folyáshatárának növekedését leíró tényező azonban csak becsült érték, így végül az amerikai szabvány eggyel korábbi verziója alapján vettem fel a dinamikus növelőtényező 'c' értékét (14. táblázat).

Feszültség típusa	Beton	Betonacél		Szerkezeti acél	
	f_{dc}/f_{cd}	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u
Hajlító	1,25	1,2	1,05	1,2	1,05
Nyíró	1	1,1	1	1,2	1,05
Nyomó	1,15	1,1	-	1,1	-

14. táblázat Dinamikus növelőtényezők vasbeton és szerkezeti acél esetén [22]

A szabvány már nincs érvényben!

Tehát a robbantásra történő méretezés során alkalmazott anyagjellemzők S355-ös acél esetén, ahol $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$:

Hajlítás:

$$c_M := 1.20 \quad f_{dy.M} := c_M \cdot f_y = 426 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \varepsilon_{d.M} := \sqrt{\frac{235 \cdot \frac{N}{mm^2}}{f_{dy.M}}} \quad \lambda_{1d.M} := 93.9 \varepsilon_{d.M} = 69.742$$

Nyírás:

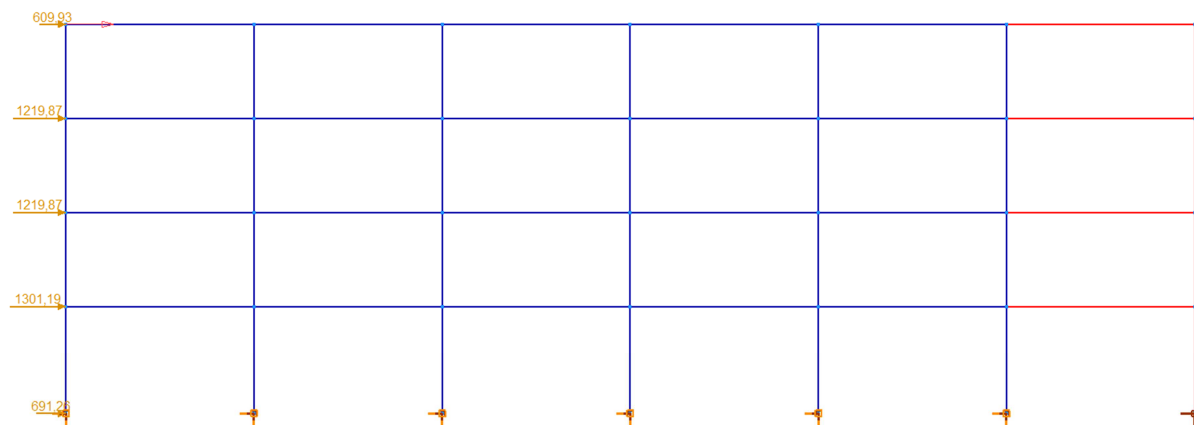
$$c_V := 1.10 \quad f_{dy.V} := c_V \cdot f_y = 390.5 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \varepsilon_{d.V} := \sqrt{\frac{235 \cdot \frac{N}{mm^2}}{f_{dy.V}}} \quad \lambda_{1d.V} := 93.9 \varepsilon_{d.V} = 72.843$$

Húzás-nyomás:

$$c_N := 1.10 \quad f_{dy.N} := c_N \cdot f_y = 390.5 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \varepsilon_{d.N} := \sqrt{\frac{235 \cdot \frac{N}{mm^2}}{f_{dy.N}}} \quad \lambda_{1d.N} := 93.9 \varepsilon_{d.N} = 72.843$$

4.6. Statikai váz és numerikus modell

Az igénybevételsszámítást az Axis VM 11 programmal végeztem el. A robbanástesterre a szerkezet egy merevítő keretállását méreteztem, amelyet síkbeli keretként modelleztem x-z síkban. A program hat szabadságfokkal dolgozik, amelyek közül az x ill. y irányú elmozdulást, valamint az y tengely körüli elfordulást engedtem meg, a további három szabadságfokot fixre állítottam. A sajátrezgés számításához vezetőrudat alkalmaztam. Végeselemháló generálásakor a rudakat szakaszonként négy részre osztottam fel, így végül a vezetőrúddal együtt merevkeret esetén 176 rúd és 8 rácsrúd, míg rácszóssal történő merevítéskor 176 rúd és 16 rácsrúd alkotta a modellt.



33. ábra Példa robbanástester felvételére

4.7. Méretezés

4.7.1. Szilárdsági vizsgálat

A szilárdsági vizsgálatot rugalmas elmélet alapján végeztem az Eurocode-ban megszokott módon, rendkívüli teherkombinációra, a megváltozott anyagjellemzők figyelembevételével. A számítás során számoltam lokális másodrendű hatásokkal.

Példa: merevítő keret egy oszlopa (hajlítás és normálerő kölcsönhatása):

$$\sigma_{xEd.o.r1.3} := \frac{N_{Ed.o.r1.e3}}{A_{o.r1}} + \frac{M_{Ed.o.r1.e3}}{I_{y.o.r1}} \cdot \frac{h_{o.r1}}{2} = 374.046 \cdot \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{dy} \cdot N}{\gamma_{M0}} = 390.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kihasználtság:

$$\frac{\sigma_{xEd.o.r1.3}}{\frac{f_{dy} \cdot N}{\gamma_{M0}}} = 0.958$$

4.7.2. Stabilitásvizsgálat

A lokális stabilitásvizsgálatokat a megszokott módon végeztem a folyáshatár megnövekedésének figyelembevételével. Tehát ellenőriztem az oszlopok kihajlási és kifordulási tönkremenetelét, ill. ezek interakcióját. Rácsos kialakítás esetén ellenőriztem a nyomott rácsrudakat kihajlásra. A gerendák stabilitásvizsgálatát egyik esetben sem volt szükséges elvégezni a vasbeton födém megtámasztó hatása miatt.

A globális stabilitásvizsgálatot, illetve esetleges globális másodrendű hatás figyelembevételének szükségletességét a földrengéstesterre való méretezésből ismert P-Δ hatás vizsgálatával végeztem.

Példa: P- Δ hatás ellenőrzésére, kiemelt teher: hasznos teher

Függőleges teher szintenként:

$$P_{r1.1_4} = 623.19 \text{ kN}$$

$$P_{r1.1_3} = 1631.2 \text{ kN}$$

$$P_{r1.1_2} = 2761.84 \text{ kN}$$

$$P_{r1.1_1} = 3926.25 \text{ kN}$$

Vízszintes teher szintenként:

$$V_{r1.1_4} := A_{robb.5} = 639.149 \text{ kN}$$

$$V_{r1.1_3} := V_{r1.1_4} + A_{robb.4} = 1917.446 \text{ kN}$$

$$V_{r1.1_2} := V_{r1.1_3} + A_{robb.3} = 3195.743 \text{ kN}$$

$$V_{r1.1_1} := V_{r1.1_2} + A_{robb.2} = 4559.26 \text{ kN}$$

Eltolódás az egyes szinteken:

$$d_{r1.1_4} := 64.790 \text{ mm}$$

$$d_{r1.1_3} := 54.352 \text{ mm}$$

$$d_{r1.1_2} := 37.832 \text{ mm}$$

$$d_{r1.1_1} := 16.598 \text{ mm}$$

$$i := 1..4$$

$$\theta_1 \langle \rangle := \frac{P_{r1.1_i} \cdot d_{r1.1_i}}{V_{r1.1_i} \cdot H_i}$$

$$\theta_1 := \theta_1^T = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.004 \\ 0.011 \\ 0.015 \\ 0.021 \end{pmatrix}$$

megfelel := for i ∈ 1..4

```

    if (θ1i > 0.1)
        "nem"
        break
    "igen" otherwise

```

megfelel = "igen"

4.7.3. Másodrendű szerkezetek és nem szerkezeti elemek sérülésének korlátozása

A gipszkarton válaszfalak korlátozott sérülésének vizsgálatánál az épület szintjeinek a szint magassághoz viszonyított relatív eltolódásának mértékét ellenőriztem. Ez az érték egy szinten sem haladhatta meg az 1%-ot. [21]

Példa: merevítő keret vizsgálata:

Maximális eltolódás az egyes szinteken:

$$d_{r1.2} = \begin{pmatrix} 0 \\ 16.632 \\ 37.906 \\ 54.456 \\ 64.916 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

$$\frac{d_{r1.2_i} - d_{r1.2_{i-1}}}{H_i}$$

0.005
0.007
0.006
0.003

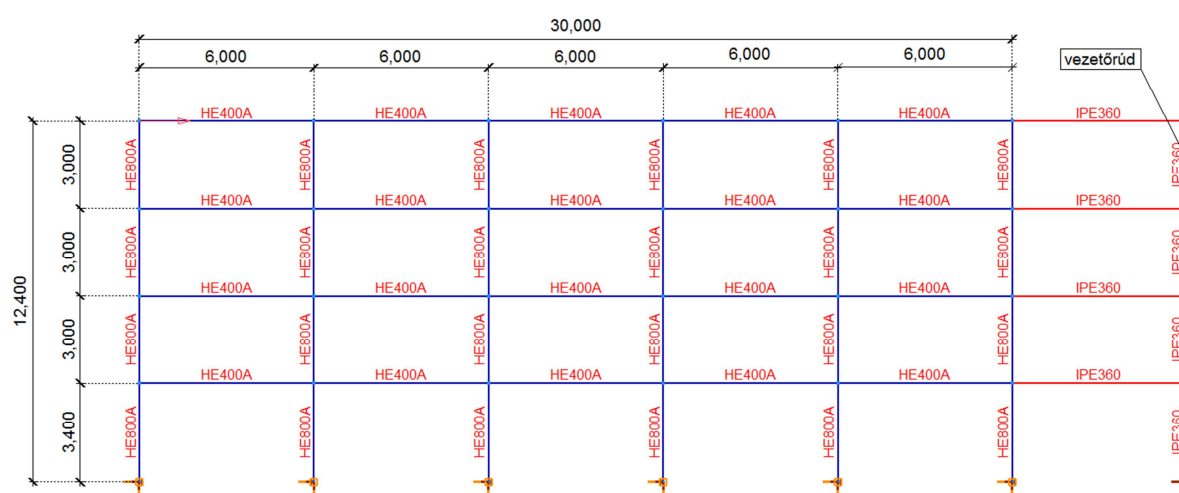
```

megfelel := for i ∈ 1..4
    if  $\frac{d_{r1.2_i} - d_{r1.2_{i-1}}}{H_i} > 0.01$ 
        "nem"
        break
    "igen" otherwise
megfelel = "igen"

```

4.8. Nyomatékbíró keret variáns

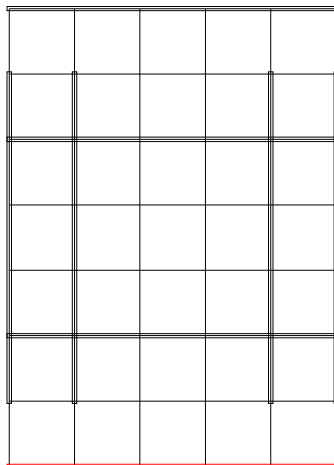
Az épületet először merevítő keretekkel merevítettem, amelyek oszloptalpainál befogást feltételeztem. Az alkalmazott szerkezeti modellt a 34. ábra mutatja be.



34. ábra Merevkeretes kialakítás modellje

4.8.1. Számítás néhány részlete

A számítás során világossá vált, hogy négy keretállás szükséges irányonként az épület merevítéséhez. Ezek elhelyezkedését a 35. ábra mutatja. A méretezést a pirossal jelölt keretre végeztem el, ugyanis hiába fele a ráható függőleges teher egy közbelső keretálláshoz képest, a ráható robbanástester annak csavaró hatása miatt a közbelső merevítésének közel kétszerese.



35. ábra Merevítő keretek elhelyezése

A csavarás hatásából származó többletterhet a csavarási középponttól mért távolság és a keret merevségének figyelembevételével osztottam el. A keretek esetén egyértelműen a nyírási merevség volt a domináns (37. ábra), azonban mivel a keretek azonosak, ez a számítás során kiesett.

Példa: csavarásból származó többletterhet egy szélső merevítésen „B” teher esetén

$$q_{\text{robbantás.1B.csav}} := \frac{\sum_{i=1}^7 \left[P_{d.1B_i} \cdot H \cdot d_{\text{főtartó}} \left[\frac{L_y}{2} - \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} - (i-1) \cdot d_{\text{főtartó}} \right] \right]}{H} \cdot \frac{3.5 d_{\text{főtartó}}}{2 \left[(1.5 \cdot d_{\text{főtartó}})^2 + (3.5 \cdot d_{\text{főtartó}})^2 \right]}$$

4.8.2. Eredmény

A 15. táblázat mutatja az eredeti és a robbanásra méretezett szerkezet főbb adatait. Többek között a felhasznált szelvényeket, a szerkezet sajátrezgésidejét illetve a sajátkörfrekvenciáját. Ezen kívül összehasonlításra került az egy irányban működő merevítőrendszer és a teljes vázszerkezet tömege is.

szerkezet	merevítés száma	oszlop	gerenda	T [s]	ω [rad/s]	$m_{\text{merevítés}}$ [t]	$m_{\text{épület}}$ [t]
Eredeti, merevkeret	2	HEA 180 / HEA 220	IPE 400	3,302	1,90	22,75	141,64
Robbantásra, merevkeret	4	HEA 800	HEA 400	0,596	10,54	126,80	253,61

15. táblázat Az eredeti és a robbanásra méretezett merevkeretes szerkezet főbb adatai

Látható, hogy lényegesen meg kellett erősíteni a szerkezetet. Ennek egyik oka az volt, hogy a szerkezet erősítésével nőtt a sajátfrekvencia, amellyel a (3.3.6) alapján egyenesen arányosan nőtt a robbanástester mértéke.

A végleges szerkezet oszlopai lényegesen merevebbek az alkalmazott gerendáknál, így felmerült a kérdés, hogy vajon ez a megoldás-e a legkedvezőbb merevítő keretek alkalmazásakor, vagy ha a gerendák megerősítésre kerülnek, lecsökkenek annyira az oszloptalpakban ébredő nyomatékok, hogy gazdaságosabb szerkezet is kialakítható. Természetesen ezekben az esetekben sem szabad

elfeledkezni a gerendák erősítésével járó sajátfrekvencia-növekedésről. Ezen kívül vizsgáltam még az igénybevételek maximális értékét csuklós oszloptalp-kialakítás esetén is. Ezt foglalja össze a 16. táblázat, ahol az utolsó két oszlop mutatja az oszlopban illetve a gerendában ébredő maximális nyomatékot. Fontos, hogy az adott szerkezeti kialakítás ellenőrizve nem lett, így nem biztos, hogy megfelel. A táblázat csupán a nyomatékok változását hivatott bemutatni.

oszlop	gerenda	T [s]	ω [rad/s]	oszlopmaxM [kN/m]	gerendamaxM [kN/m]
befogott talp					
HEA 800	HEA 400	0,596	10,54	2670,1	699,12
HEA 800	HEA 650	0,397	15,84	3067,44	1586,53
HEA 800	HEA 800	0,343	18,33	3200,55	2045,5
HEA 800	HEA 1000	0,3	20,92	3384,05	2845,83
HEA 650	HEA 1000	0,355	17,7	2650,26	2599,78
csuklós talp					
HEA 800	HEA 400	0,928	6,77	1842,59	1008,19
HEA 650	HEA 1000	0,515	12,21	3360,68	2444,11
HEA 800	HEA 800	0,554	11,34	3024,4	2723,4

16. táblázat Nyomatékok változása a gerendák erősítésével, illetve csuklós oszloptalp alkalmazása esetén

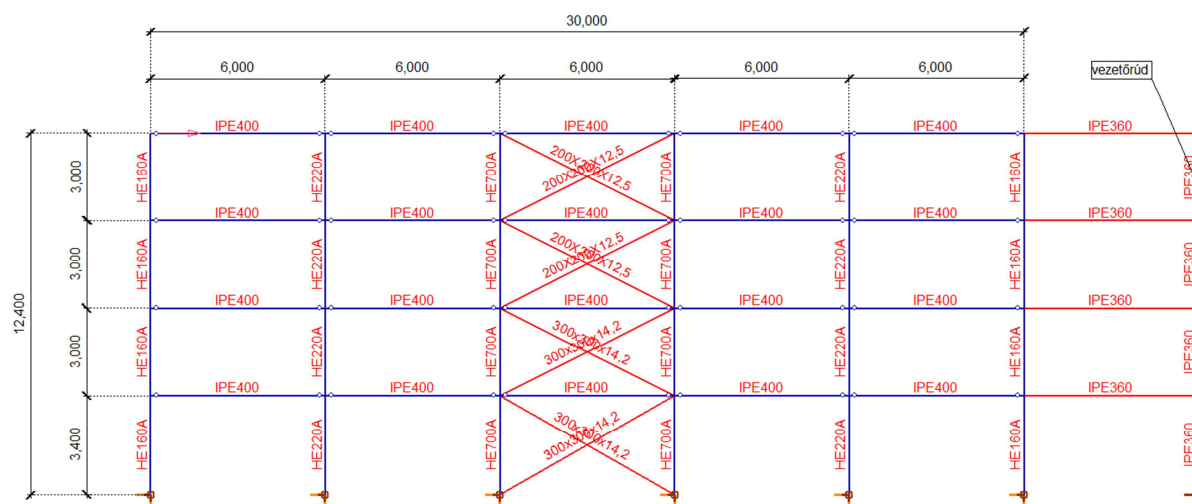
Jól látható, hogy a gerenda erősítése a sajátfrekvencia lényeges megnövekedése miatt nem vezet gazdaságosabb megoldáshoz, azonban az oszloptalp csuklós kialakítása megfontolandó, bár a gerenda szükséges erősítésével a sajátfrekvencia ugyanúgy lényeges növekedést mutat, és ráadásul a keletkező vízszintes elmozdulások is nagyobbak lesznek (4. táblázat), mint a befogott megoldásnál, amely kihatással van a másodlagos szerkezetek károsodására.

	oszlop: HEA 800, gerenda: HEA 400	
	befogott oszloptalp	csuklós oszloptalp
1. szint	64,92 mm	95,99 mm
2. szint	54,46 mm	86,44 mm
3. szint	37,91 mm	70,41 mm
4. szint	16,63 mm	44,57 mm

17. táblázat Maximális vízszintes elmozdulás

4.9. Rácsos merevítéssel

Méreteztem az épület merevítőrendszerét rácsos kialakításával. Ekkor az oszloptalpat illetve az oszlop-gerenda kapcsolatokat is csuklósnak feltételeztem. Az alkalmazott szerkezeti modellt a 36. ábra mutatja be.



36. ábra A rácsozással merevített szerkezet modellje

4.9.1. Számítás néhány részlete

A méretezés során a rácsrudak és a merevítésben résztvevő oszlopok igénybevételeit és teherbírását számítottam. A gerendában ébredő többletnormálerőt elhanyagoltam, mert annak átadására födécek tárcsaként képesek. A mértékadó rendkívüli teherkombinációban a rácsrudakban ébredő normálerők közül abszolútértékben a nyomóerő volt a nagyobb, így a mértékadó tönkremenetel a nyomott rúd kihajlása volt.

$$N_{b,Rd,m1,r1} := \gamma_{m1,r1} \cdot \frac{A_{m1,r1} \cdot f_{dy,N}}{\gamma_{M1}} = 4913.051 \cdot \text{kN} \quad > \quad N_{Ed,m1,r1,ny} = 4021.67 \cdot \text{kN} \quad \text{Megfelel}$$

Ahol: $A_{r1,r1} = 160 \cdot \text{cm}^2$

$$\chi_{rr1,r1} = 0.786$$

Kihasználtság: $\frac{N_{Ed,rl,rl.ny}}{N_{b,Rd,rl,rl}} = 0.819$

4.9.2. Eredmény

A 18. táblázat az előzőekhez hasonlóan mutatja be az eredeti illetve a robbanásterherre méretezett szerkezet főbb adatait. A rácsozásban a második szint után szelvényváltás van. A „rács_1” jelöli az első két szinten használt szelvényt, a „rács_2” a felsőbb szinten alkalmazottat. A „merevítés oszlopa” a rácsozáshoz csatlakozó, a vízszintes erők felvételében résztvevő oszlopokat jelenti. A „ $m_{\text{merevítés}}$ ” az egy keretállásban, egy irányban, csak a merevítésben résztvevő elemek, a „ $m_{\text{épület}}$ ” pedig a teljes vázszerkezet tömege.

Szerkezet	merevítés oszlopa	rács_1	rács_2	$N_{x,max}$ [kN]	T [s]	ω [rad/s]	$m_{merevítés}$ [t]	$m_{épület}$ [t]
Eredeti, rácsozás 2 keretben	HEA 220	120x120 x6,0	80x80 x6,3	151,83	1,468	4,20	2,21	145,57
Robbanásra, rácsozás 2 keretben	HEA 700	300x300 x14,2	200x200 x12,5	5045,28	0,737	8,53	10,42	184,80

18. táblázat Az eredeti és a robbanásra méretezett rácsozással merevített kialakítás főbb adatai

Érzelkelhető, hogy bár jelen esetben is jócskán meg kellett erősíteni az épületet, arányaiban közel sem annyira, mint merevítő keret esetében. Látható, hogy itt bár az épület merevsége már kezdetben is viszonylag nagy volt, a sajátfrekvencia így is csaknem a kétszeresére nőtt.

4.10. Összehasonlítás

A következőkben a robbanásra megtervezett merevítőrendszer merevítő keretes és rácsozással merevített változatát fogom összehasonlítani több szempont alapján. A két szerkezet adatait a 19. táblázat mutatja be. Ebben a táblázatban, a könnyebb összehasonlítás érdekében, a rácsozások merevítés esetén is a teljes keret tömege jelenik meg.

	merevítő keret	rácsozás
	merevítésre szolgáló keretállások száma (1 irányban)	
	4	2
	szelvények	
oszlop	HEA 800	HEA 160 / HEA 220 / HEA 700
gerenda	HEA 400	IPE 400
rács	-	300x300x14,2 / 200x200x12,5
	sajátrezgés	
sajátrezgésidő (T [s])	0,595	0,737
sajátkörfrekvencia (ω [rad/s])	10,54	8,53
	egyirányú merevítés össztömege [t]	
1 db keretállás	31,70	20,41
összesen	126,80	40,81
	teljes szerkezet tömege [t]	
	253,61	184,80
	robbanástester egy méretezett keretálláson [kN/m]	
	426,10	606,45
	alapozásra jutó maximális igénybevételek rendkívüli teherkombinációból	
sarokoszlop		
normálerő [kN]	967,19	329,75
húzóerő [kN]	267,51	0
nyomaték [kNm]	2853,30	0
nyíróerő [kN]	899,60	2,22
köbelső oszlop		
normálerő [kN]	687,85	6481,48
húzóerő [kN]	0	5427,43
nyomaték [kNm]	2670,10	0
nyíróerő [kN]	877,90	15,71
	maximális vízszintes elmozdulások [mm]	
4. szint (tetőpont)	64,92	47,185
3. szint	54,46	45,059
2. szint	37,91	33,934
1. szint	16,63	24,347

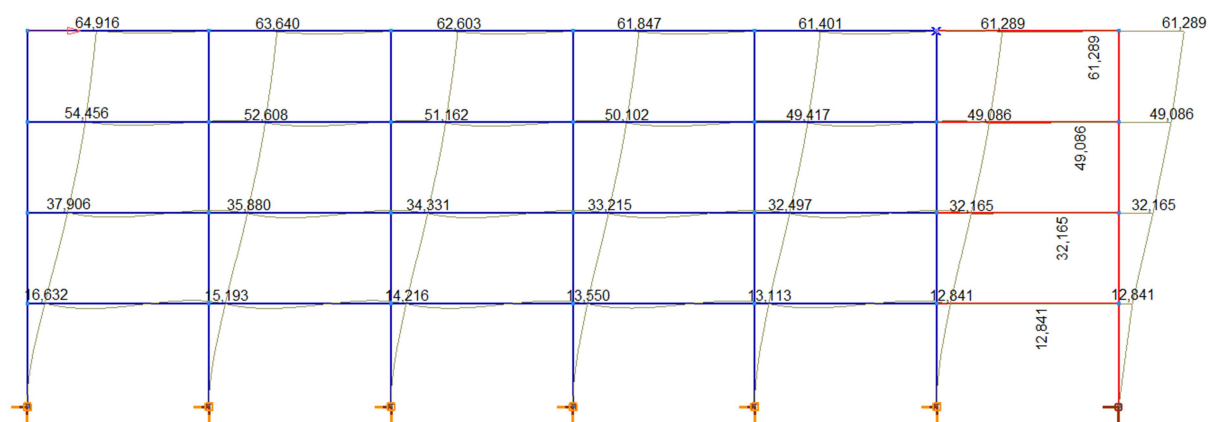
19. táblázat Merevítő kerettel és rácsozással merevített épület összehasonlítása

Már eleve sokatmondó, hogy míg merevkeretből négy darab szükséges az erők felvételéhez, addig rácsozás esetén elég 2 keretállás, azon belül is egy oszlopköz rácsozása elegendő. A merevítésben részt vevő oszlop szelvénye is kisebb rácsozás esetén, ráadásul ebben az esetben elegendő csak a rácsozást közvetlenül közrefogó oszlopokat megerősítenünk, a többi oszlop nem játszik szerepet a vízszintes terhek viselésében. A gerendát csak merevítő keretek alkalmazásakor szükséges erősíteni, rácsozás esetén feltételezhetjük azt, hogy a födémek tárcsahatásával a robbanásból származó normálerőt a szerkezet képes felvenni.

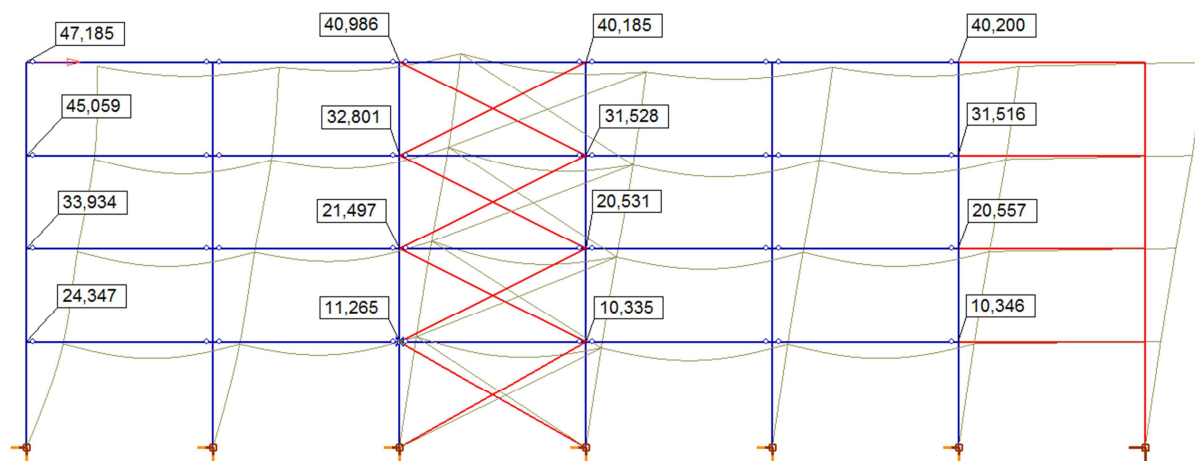
A szerkezet sajátrezgésében nincs lényeges eltérés a két szerkezeti kialakítás között, a merevítés össztömegében – amely a gazdaságosság jó mérőszáma - azonban annál nagyobb. Merevítő keretek alkalmazása esetén az egy irányban alkalmazott merevítő keretek tömege több mint háromszorosa a rácsozással merevített keretekének. Ez nem csak a keretek számának különbségéből adódik, hanem azáltal, hogy merevkeret esetén az összes oszlop erősítésre szorul, egy keretállás tömege is közel másfélszerese, mint a másik szerkezet egy rácsozott keretállásának.

Az alapozásra jutó igénybevételek terén azonban nem biztos, hogy a rácsozás a jobb megoldás. A merevkeret alapozására nagy nyomaték és nyíróerő jut, de a maximális normálerő kisebb a tartós tervezési állapotban keletkezőnél, amely 2066,67 kN. Ezzel szemben rácsozás esetén a csuklós oszloptalp okán nyomaték nem keletkezik, a nyíróerő elhanyagolható nagyságú, azonban a normálerő közel hatszorosa a tartós tervezési állapotban keletkezőnek, amely 1065,94 kN. Ez utóbbiban nem egyenletesen oszlik meg a terhelés az oszlopok között, hanem csak merevítő keretállásonként két oszlop alapozását kell erre az értékre megerősíteni. Ezen kívül az merevítésben résztvevő oszlop talpainál igen nagy megfontolást igényel a közel 5500 kN húzóerő felvétele, amely vélhetően költségesebb cölöpalapozás kialakítását teszi szükségessé. Ehhez képest a merevkeretben keletkező körülbelül 250 kN-os húzóerő elenyésző nagyságú.

A merevkeretes szerkezet tetőpontjának elmozdulása is lényegesen nagyobb a rácsozással merevített szerkezeténél, és amennyiben utóbbi szerkezetnek nem a maximális értékeit nézzük, hanem a merevítésben résztvevő oszlop elmozdulását vesszük alapul, az arány lényegében minden szinten 1 : 1,5-höz lesz. (37. ábra és 38. ábra)



37. ábra Merevítő keret vízszintes elmozdulása robbanás hatására [mm]



38. ábra Rácsos merevítés vízszintes elmozdulása robbanás hatására [mm]

Csomóponti kialakítás

A merevítő keretes szerkezeti kialakítás esetén nincs más dolgunk, mint nagy nyomaték felvételére képes kapcsolatokat kialakítani. Ez például csavarozott homloklemezes kapcsolatként, kiékeléssel megoldható [9]. Fontos, hogy ügyeljünk az oszlop gerincének megfelelő merevítésére, továbbá arra, hogy a csomópontok kialakítása szimmetrikus legyen, függetlenül attól, hogy az üveget robbanásállónak feltételezzük. A nyomatékbíró oszloptalp kialakítása csavarozott homloklemezes kapcsolattal megoldható.

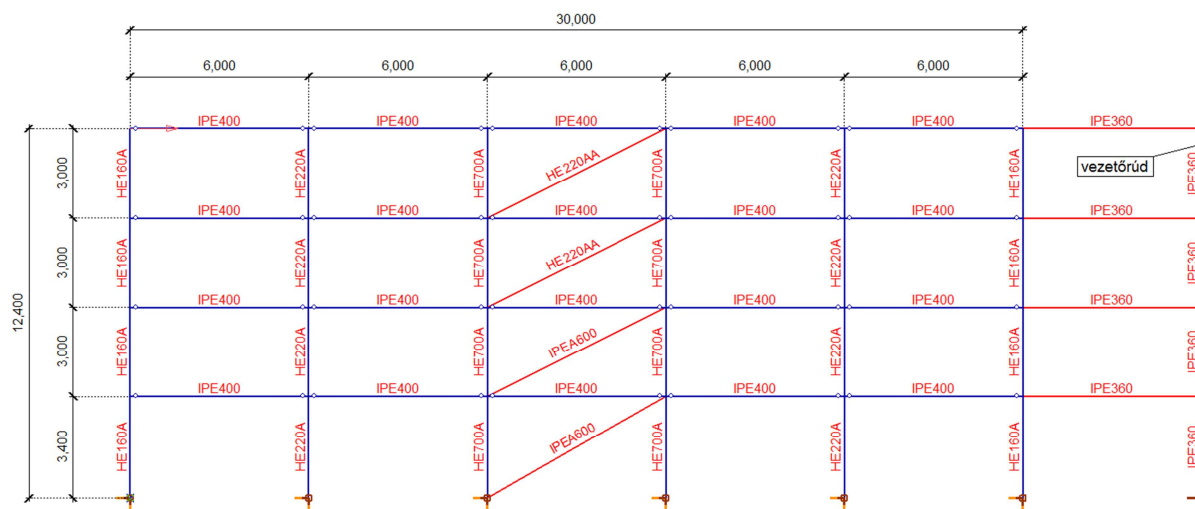
A rácsos szerkezeti kialakítás esetén nagy figyelmet kell fordítani arra, hogy a csuklós kapcsolatok valóban ne tudjanak nyomatékot felvenni. Ez az oszloptalpnál különösen körülményes, hiszen igen nagy a szelvény magassága, és a gerincmagasság sem csökkenthető az átadandó nagy normálerő miatt. A kapcsolat kialakítása során a nagy nyomóerő miatt ügyelni kell a homloklemez tönkremenetelének megakadályozására és a beton nyomási teherbírására, de a homloklemez méretét a szükségesnél nagyobbra semmiképpen nem szabad felvenni a csuklós viselkedés megtartása érdekében. Ezen kívül nagy figyelmet kell fordítani a merevítésben résztvevő oszlopoknál keletkező jelentős húzóerő felvételére. A csuklós oszlop-gerenda kapcsolatok kialakítása hagyományos módon, például szögacélpárral megoldható, a rácsos bekötése pedig ettől függetleníthető [9].

4.11. Rácsos keret tervezése: A károsodások megengedésének hatása

Felmerült a kérdés, vajon ha eltekintek a „medium” (közepes) tervezési szinttől, és megengedem a nyomott rácsrudak kihajlását, összességében gazdaságosabb épülethez jutok-e, hiszen a merevítő rácsok cseréje (amennyiben más főtartószerkezeti rész nem sérül) nem egy jelentős többletköltség.

A rácsrúd kihajlásához a földrengésre való méretezés szerint a nyomott rúd relatív karcsúságának $1,3 < \bar{\lambda} < 2,0$ értékek között kell lennie. A felső korlát földrengés esetében amiatt érdekes, mert ott egy több fázisú terhelésről van szó, így az először nyomott rudak később húzottá válnak. Tehát a felső korlát felel a kihajlás korlátozásáért, hogy a rudat a teher következő szakaszában húzott rúdként figyelembe lehessen venni. Bár a robbanás terhe nem több fázisú, ez a feltétel itt is fontos, mert külső robbanás hatására, mikor a lökéshullám eléri a robbanás helyéhez viszonyítva hátsó homlokzatot, a szerkezeten (bár jóval kisebb), de az eddig számoltakkal ellentétes irányú teher keletkezik, tehát az eddig nyomott rácsrudak húzottá válnak.

A robbanás esetében azonban egy, a földrengésszámításnál kevésbé fontos tényezőt is figyelembe kell venni. Az eddigi számításaim során felhasználtam, hogy a szerkezet az őt érő hatásokra rugalmasan válaszol. Ez lényeges feltételezés volt a teherfelvételnél is. Ezzel ellentétben a nyomott rudak kihajlása már képlékeny viselkedés. Ezt a problémát úgy hidaltam át, hogy feltételeztem, hogy a robbanás hatására a nyomott rúd rögtön kihajlik, így a szerkezet válaszában már nem játszik szerepet, tehát azt vehetem közelítően rugalmasnak. Ehhez a feltételezéshez a szelvény relatív karcsúságát a felső korlát közelében, 1,8-as érték körül tartottam.



39. ábra A kihajló szerkezet modellje

Kihajló rácsrudas méretezés esetén két állapotot vizsgáltam. Először a modellben megjelenő nyomott rácsrudakkal számítottam sajátkörfrekvenciát, majd az abból számolt teherre ellenőriztem, hogy a kevésbé terhelt rúd valóban kihajlik-e, illetve hogy a kihajlási ellenállása kellőképpen a szilárdsági teherbírása alatt van-e, ezzel biztosítva, hogy a kihajlás ne járjon szilárdsági tönkremenetellel. Ennek igazolása után a 39. ábra szerinti modellel dolgoztam, és annak a sajátkörfrekvenciája alapján vettem fel a terheket, amelyekre elvégeztem a szilárdsági és stabilitási ellenőrzéseket.

Példa:

Nyomott rúd kihajlik:

$$\lambda_{z,r1,r1} := \frac{v_{z,r1,r1} \cdot l_{r1,r1}}{i_{z,r1,r1}} = 144.578$$

$$\text{Ahol: } v_{z,r1,r1} = 1$$

$$i_{z,r1,r1} = 4.77 \cdot \text{cm}$$

$$\lambda_{rel,z,r1,r1} := \frac{\lambda_{z,r1,r1}}{\lambda_{1d,N}} = 1.985$$

$$\text{Ahol: } \lambda_{1d,N} = 72.843$$

$$kihajlik := 1.3 < \lambda_{rel,z,r1,r1} < 2$$

$$kihajlik = 1$$

$$N_{b,Rd,r1,r1} := \chi_{r1,r1} \cdot \frac{A_{eff,r1,r1} \cdot f_{dy,N}}{\gamma_{M1}} = 1004.442 \cdot \text{kN} < N_{Ed,r1,r1,ny} = 2920.13 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Ahol: } A_{eff,r1,r1} = 121.145 \cdot \text{cm}^2$$

$$\chi_{r1,r1} = 0.212$$

$$\text{Kihasznátság: } \frac{N_{Ed,r1,r1,ny}}{N_{b,Rd,r1,r1}} = 2.907 \quad \text{Kihajlik}$$

Szilárdsági kihasználtság korlátozása:

$$N_{c,Rd,r1,r1} := \frac{A_{eff,r1,r1} \cdot f_{dy,N}}{\gamma_{M0}} = 4730.694 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Maximális szilárdsági kihasználtság: } \frac{N_{b,Rd,r1,r1}}{N_{c,Rd,r1,r1}} = 0.212 \quad \text{Megfelel}$$

Új modellből számított terhek és igénybevételek alapján szilárdsági ellenőrzés húzott rácsrúdra:

$$N_{c,Rd,r1,r1} := A_{r1,r1} \cdot \frac{f_{dy,N}}{\gamma_{M0}} = 5350.631 \cdot \text{kN} > N_{Ed,r1,r1,h} = 5045.28 \cdot \text{kN} \quad \text{Megfelel}$$

Ahol:

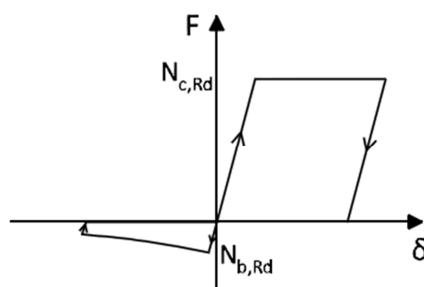
$$A_{r1,r1} = 137.02 \cdot \text{cm}^2$$

$$f_{dy,N} = 390.5 \cdot \text{MPa}$$

Kihasznátság:

$$\frac{N_{Ed,r1,r1,h}}{N_{c,Rd,r1,r1}} = 0.943$$

Egy húzott-nyomott kihajló rácsrúdpár sematikus viselkedését a 40. ábra mutatja be.



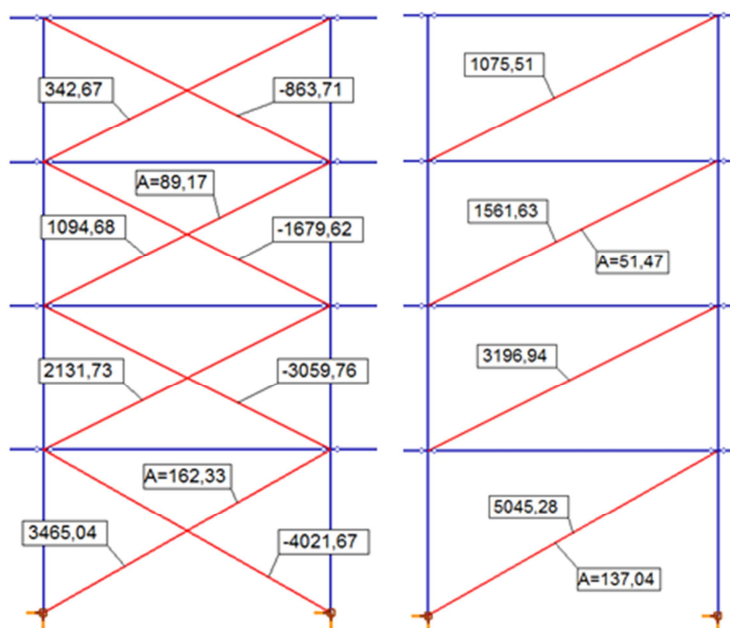
40. ábra Egy húzott-nyomott rácsrúdpár viselkedése

A kihajló nyomott rácsrúd és a nem-kihajló rácsrúd elvén méretezett merevítőszervezetek alapvető adatainak összehasonlítását a 20. táblázat mutatja.

Szerkezet	merevítés oszlopa	rács_1	rács_2	$N_{x,max}$ [kN]	T [s]	ω [rad/s]	$m_{merevítés}$ [t]	$m_{épület}$ [t]
nem-kihajló, rácsozás 2 keretben	HEA 700	300x300 x14,2	200x200 x12,5	4021,67	0,737	8,53	10,42	184,80
kihajló, rácsozás 2 keretben	HEA 700	IPE A 600	HE AA 220	5045,28	1,128	5,57	9,08	179,43

20. táblázat Nem-kihajló és kihajló szerkezeti kialakítás főbb adatai

Érdekes módon, a kihajló, tehát képlékeny alakváltozást végző szerkezet nem lényegesen könnyebb, azaz alkalmazásakor nem lényegesen kevesebb az anyagfelhasználás. Ennek oka, hogy csak a rácsszelvények alakja tér el jelentősen, a keresztmetszeti területe nem. Az alakja eltér, hogy a gyenge tengely körüli kihajláshoz tartozó karcsúsága megfelelően nagy legyen, de a keresztmetszete közel ugyanakkora, mert hiába a kevésbé merev modell, tehát a robbanásból származó kisebb teher, a nyomott rúd kiesése miatt a húzott rúdban akkora erő keletkezik, hogy hiába nincs jelen a számításban kihajlási csökkentőtényező, a szükséges keresztmetszet az előző modellben szereplőével közel azonos. (41. ábra)

41. ábra Merevítésben ébredő normálerő [kN] illetve a rácsrúdak keresztmetszeti mérete [cm²] nem kihajló és kihajló esetben

Ezen kívül a rácsrúdban ébredő maximális normálerő is nagyobb ($N_{x,max}$), bár a szerkezeti modellben lévő eltérés miatt az alapozásra jutó erő ez utóbbi, kihajló esetben a kisebb, az eltérés mindössze 11%-os. (Nem-kihajló esetben 6467,45 kN, míg kihajló esetben 5741,56 kN).

Továbbá azért sem gazdaságosabb a rácsrúd kihajlására méretezni, mert a nem-kihajló modellhez képest közel kétszeres vízszintes elmozdulások jönnek létre, így a másodlagos szerkezeti elemekben is nagyobb kár keletkezhet. A relatív vízszintes elmozdulás az első szinten meg is haladja az 1 % -ot (1,1 %), tehát nem is bizonyos, hogy a károk a „korlátozott sérülések” szintjén maradnak. A két eset vízszintes elmozdulásait a 21. táblázat ismerteti.

	vízszintes elmozdulás [mm]	
	nem-kihajló	kihajló
1. szint	24,45	37,55
2. szint	33,93	58,81
3. szint	45,06	79,22
4. szint	47,19	89,45

21. táblázat Maximális vízszintes elmozdulás

4.12. Hagyományos üveg alkalmazása

Amennyiben nem robbanásálló üveget alkalmazunk, az üveg egy viszonylag alacsony nyomásszint mellett törik, és így a terhelt felület, ezáltal a merevítésre jutó erő jócskán lecsökken. Ennek mértékét mutatom be közelítőleg az alábbi számításban.

Hagyományos üveg esetén két állapotot kell vizsgálni. Az egyik állapotban a teljes felületre működtettem az üveg törőterhét, a második esetben pedig a teljes robbanástérhet osztottam el az eddigiek szerint, de csak szerkezeti elemek felületén. Ilyenkor a földémet alulról is éri nyomás, de ez a közbelső szinteken kiegyenlítődik, a tető leválása pedig nincs hatással a merevítőrendszer méretezésére. A számítást először a második, valószínűsíthetően mértékadó esetre végeztem el, majd ellenőriztem, hogy az első állapotban valóban kisebb teher adódik-e az épület egy merevítőrendszerére.

4.12.1. Számítás néhány részlete

2. állapot: üveg törése után

A teherfelvételnél a biztonság javára közelítésként a még töretlen üvegű épülettel számoltam, így abban az eddigi számításokhoz képest nincsen különösebb eltérés. A különbség abban nyilvánul meg, hogy a terhelt felület a tartószerkezeti elemekre korlátozódik. E szerint az egy merevítő keretállásra jutó teher a mértékadó 'C' geometriai elrendezés esetén:

$$q_{\text{robbantás.1C.alap}} := \frac{\sum_{i=1}^7 \left[P_{d.1C_i} \cdot \left(h_4 + \frac{4 \cdot h_g \cdot d_{f\ddot{o}tart\acute{o}}}{L_y} \right) \right] + \frac{(P_{d.1C_1} + P_{d.1C_7}) \cdot h_4}{2} + \frac{P_{d.1C_4} \cdot \left[2 \cdot \sqrt{(H_1^2 + d_{f\ddot{o}tart\acute{o}}^2)} \cdot h_{rr} + 6 \cdot \sqrt{(H_2^2 + d_{f\ddot{o}tart\acute{o}}^2)} \cdot h_{rr} \right]}{H}}{2} = 19.748 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Csavarásból adódó többlet az egyik merevítésen:

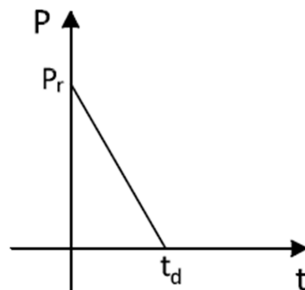
$$q_{\text{robbantás.1C.csav}} := \frac{\sum_{i=1}^7 \left[\frac{P_{d.1C_i} \cdot (H \cdot h_4 + 4 \cdot h_g \cdot d_{\text{főtartó}}) \cdot \left[\frac{L_y}{2} - \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} - (i-1) \cdot d_{\text{főtartó}} \right]}{(L_y)} + \frac{(P_{d.1C_1} - P_{d.1C_7}) \cdot h_4 \cdot H \cdot \left(L_y + \frac{h_4}{2} \right)}{L_y} \right]}{H}$$

$$q_{\text{robbantás.1C.csav}} = 15.496 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{robbantás.1C}} := q_{\text{robbantás.1C.alap}} + q_{\text{robbantás.1C.csav}} = 35.243 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1. állapot ellenőrzése: üveg törése előtt

Az üveg körülbelül 7 kN/m^2 túlnyomáson törik [3]. A biztonság javára az épületen ebben az esetben egyenletesen vettem fel az adott 7 kN/m^2 -es értéket, mint visszavert túlnyomást. További közelítésként a túlnyomás leépülési idejét a még betöretlen üvegű épületen számítottam. A lökeshullám feltételezett nyomás-idő diagramját a 42. ábra mutatja.



42. ábra Lökeshullám feltételezett nyomás-idő diagramja

$$P_r := 7 \text{ kPa}$$

$$t_d := \max(t_{d,A}, t_{d,B}, t_{d,C}) = 19.618 \text{ ms}$$

ahol: $t_{d,A}$, $t_{d,B}$, $t_{d,C}$ a második állapotban az adott geometriai elrendezésből számított lecsengési idő.

Szerkezet sajátrezgése:

$$T := 1.405 \text{ s}$$

$$\omega := 4.47 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

A teher és a szerkezet kapcsolata:

$$\omega \cdot t_d = 0.088 < 0.4$$

Tehát a hatás impulzívnek tekinthető

$$DLF := \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot t_d = 0.044$$

$$P_{d,\dot{u}t} := DLF \cdot P_r = 306.92 \text{ Pa}$$

$$q_{\text{robbantás.}\dot{u}t} := \frac{P_{d,\dot{u}t} \cdot L_y}{2} = 6.445 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{robbantás}} := \max(q_{\text{robbantás.}\dot{u}t}, q_{\text{robbantás.1A}}, q_{\text{robbantás.1B}}, q_{\text{robbantás.1C}}) = 35.243 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tehát valóban a 2. állapot a mértékadó.

A hagyományos üveggel méretezett szerkezet a robbanásálló üveggel ellátott valamint a robbanásra nem méretezett épülettel való összehasonlítását a 22. táblázat mutatja be.

Szerkezet	merevítés oszlopa	rács_1	rács_2	$N_{x,\max}$ [kN]	T [s]	ω [rad/s]	$m_{\text{merevítés}}$ [t]	$m_{\text{épület}}$ [t]
Eredeti, rácsos 2 keretben	HEA 220	120x120 x6,0	80x80 x6,3	151,83	1,468	4,20	2,21	145,58
hagyományos üveg, rácsos 2 keretben	HEA 220	140x140 x6,3	100x100 x6,3	295,16	1,405	4,47	2,44	152,89
robbanásálló üveg, rácsos 2 keretben	HEA 700	300x300 x14,2	200x200 x12,5	4021,67	0,737	8,53	10,42	184,80

22. táblázat A szerkezet főbb adatai robbanásra nem méretezett, hagyományos üvegezés valamint robbanásálló üvegezés alkalmazása esetén

Tehát az eredeti, robbanásra nem méretezett szerkezethez képest alig volt szükség erősítésre.

Emberéletben eső kár mértéke:

Ebben az esetben, mivel az épület függönyfala betörik, ellenőriznünk kell az emberélet veszélyeztetettségi szintjét a maximális mértékadó túlnyomás értékére, amely az oldalirányú túlnyomás, az oldalirányú túlnyomás és a torlónyomás összege illetve a visszavert túlnyomás közül a nagyobb [1]. A legnagyobb oldalirányú túlnyomás, visszavert túlnyomás valamint lecsengési idő értéke:

$$P_{SO,\max} = 206.843 \text{ kPa}$$

$$P_{SO,\max} = 30 \text{ psi}$$

$$P_{SO,\max} + C_D \cdot q_{s,\max} = 323.529 \text{ kPa}$$

$$P_{SO,\max} + C_D \cdot q_{s,\max} = 46.924 \text{ psi}$$

$$P_{r,\max} = 693.733 \text{ kPa}$$

$$P_{r,\max} = 100.617 \text{ psi}$$

$$t_{d,SO,\max} = 9.347 \text{ ms}$$

A mértékadó esetnek az 'A' elrendezés bizonyult.

A különböző sérülésekhez tartozó határértéket rövid idejű (3-5 ms) robbanások esetén a 23. táblázat mutatja. Hosszabb (10-15 ms) idejű robbanások esetén ezen értékeknek körülbelül a harmada érvényes [1].

Sérülésekhez tartozó maximális effektív nyomásértékek [psi]		
Érték típusa	Rövid idejű robbanás esetén (3-5 ms)	Hosszú idejű robbanás esetén (10-15 ms)
Dobhártya szakadás		
Küszöbérték	5	1,7
50 százalék	15	5
Tüdőkárosodás		
Küszöbérték	30 - 40	10,0-13,3
50 százalék	80+	26,7+
Elhalálozás		
Küszöbérték	100 - 120	33,3-40,0
50 százalék	130 - 180	43,3 - 60,0
Közel 100 százalék	200 - 250	66,7 - 83,3

23. táblázat Sérülésekhez tartozó maximális effektív nyomásértékek [1]

E szerint a halálozási arány közel 100%-os. Ha figyelembe vettem, hogy a visszavert túlnyomási érték nem feltétlenül alakul ki, és az oldalirányú túlnyomás valamint a torlónyomás összegével számolunk, a túlnyomás értéke akkor is meghaladja a halálos sérülések küszöbértékét.

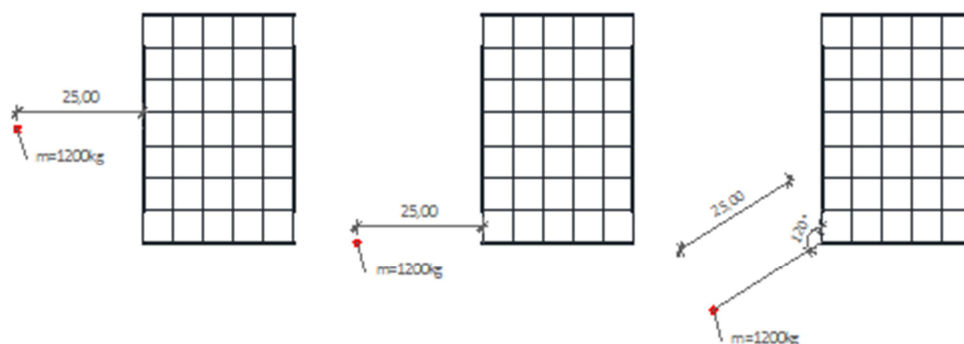
Tehát hiába a gazdaságosabb szerkezet, az emberélet védelmétől való eltekintés semmilyen szabvány alapját nem képezheti, még akkor sem, ha a 4.2.2 pontban leírtak szerint a mintapéldában szereplő irodaépületet leginkább fenyegető politikai támadás célja nem az emberélet kioltása, így legtöbbször éjszaka, egy már kiürült épület ellen történik.

5. Főbb paraméterek hatása a szerkezeti kialakításra

A továbbiakban csak a 4.10 pontban leírtak alapján optimálisnak választott rácsozással merevített kialakítással foglalkozom. Bemutatom, hogyan változnak a terhek, az igénybevételek, és a szerkezet főbb jellemzői a robbanástelher főbb paramétereinek változtatásával.

5.1.Ütközési szög

A 4.4 pontban leírtak szerint egy, az épülettől 25 m-re elhelyezkedő 1200 kg TNT-nek megfelelő robbanás esetén három lehetséges geometriai elhelyezkedést vizsgáltam (43. ábra). A robbanásból az egy keretállásra jutó terheket a 24. táblázat foglalja össze. Az értékek a 4.9 pontban részletezett, rácsozással merevített, nem kihajló merevítőrendszerre mutatom be.



43. ábra a), b), c) Vizsgált geometriai elhelyezkedések

Robbanásból egy merevítőrendszerre jutó erő a magasság mentén [kN/m]			
	a)	b)	c)
normálerőből	427,32	485,76	421,80
csavarónyomatékból	0,00	120,69	135,40
összesen	427,32	606,45	557,20

24. táblázat A robbanásból származó teher

Látható, hogy az a) esetben a normálerőből a merevítőrendszerre jutó teher kisebb, mint a b) esetén. Ennek oka a számítás módjában keresendő. Ugyanis a közelítésnél az a) esetben a dinamikus teher tényező a szimmetria miatt közelítéskor arányaiban egy kisebb értéket ad, mint b) ill. c) esetben (25. táblázat).

	a)	b)	c)
ΣP_{so}	100%	75%	55%
ΣP_r	100%	74%	47%
DLF	100%	153%	105%

25. táblázat A teher főbb értékeinek összehasonlítása

Ezen kívül jól látható, hogy a csavarás hatása az aszimmetrikus esetekben igen jelentős. Ennek oka, hogy a távolság növekedésével a szerkezetre ható oldalirányú túlnyomás jelentősen csökken, így az eredő erő igen nagy külpontossággal hat a szerkezetre. Azonban a b) és c) eset viszonya jól mutatja,

hogyan a távolság növekedésével járó túlnyomás csökkenés egy bizonyos határérték után már mértékadóbb lesz a vele járó csavarónyomaték növekedésénél.

5.2. Robbanás nagysága

Az alábbiakban három különböző nagyságú (TNT-nek megfelelő tömegű) robbanás esetét hasonlítom össze. A detonáció helyét azonos távolságra, 25 m-re feltételeztem az épület homlokzatától. Az a) esetben 600 kg, a b) esetben 1200 kg, a c) esetben pedig 1800 kg TNT-nek megfelelő robbanóanyaggal számoltam. Mindhárom esetben belül az előzőekhez hasonlóan megkülönböztettem három, az 5.1 ponthoz hasonló geometriai elhelyezkedést, ezeknek jelölése rendre A) B) ill. C).

	600 kg – 25 m	1200 kg – 25 m	1800 kg – 25 m
	merevítésre szolgáló keretállások száma (1 irányban)		
	2	2	2
	szelvények		
oszlop	HEA 160 / HEA 220 / HEA 340	HEA 160 / HEA 220 / HEA 700	HEA 160 / HEA 220 / HEB 1000
gerenda	IPE 400	IPE 400	IPE 400
rács	250x250x8,8 / 180x180x8,0	300x300x14,2 / 200x200x12,5	400x400x14,2 / 300x300x14,2
	sajátrezgés		
sajátrezgésidő (T [s])	0,960	0,737	0,636
sajátkörfrekvencia (ω [rad/s])	6,54	8,53	9,88
	egyirányú merevítés össztömege* [t]		
1 db keretállás	5,88	10,42	15,87
összesen	11,76	20,85	31,72
	teljes szerkezet tömege [t]		
	164,40	184,80	206,56
	robbanástester egy méretezett keretálláson [kN/m]		
	300,77	606,45	958,01
	Rácsrudban ébredő maximális erő [kN]		
	2012,10	4021,67	6503,88
	alapozásra jutó maximális igénybevételek rendkívüli teherkombinációból		
	merevítésben résztvevő oszlop esetén		
normálerő [kN]	3533,24	6481,48	10129,52
húzóerő [kN]	2399,05	5427,43	9147,72
nyomaték [kNm]	0	0	0
nyíróerő [kN]	1,60	15,71	57,45
	maximális vízszintes elmozdulások [mm]		
4. szint (tetőpont)	41,415	47,185	54,476
3. szint	36,948	45,059	55,874
2. szint	26,539	33,934	45,067
1. szint	17,096	24,347	34,642

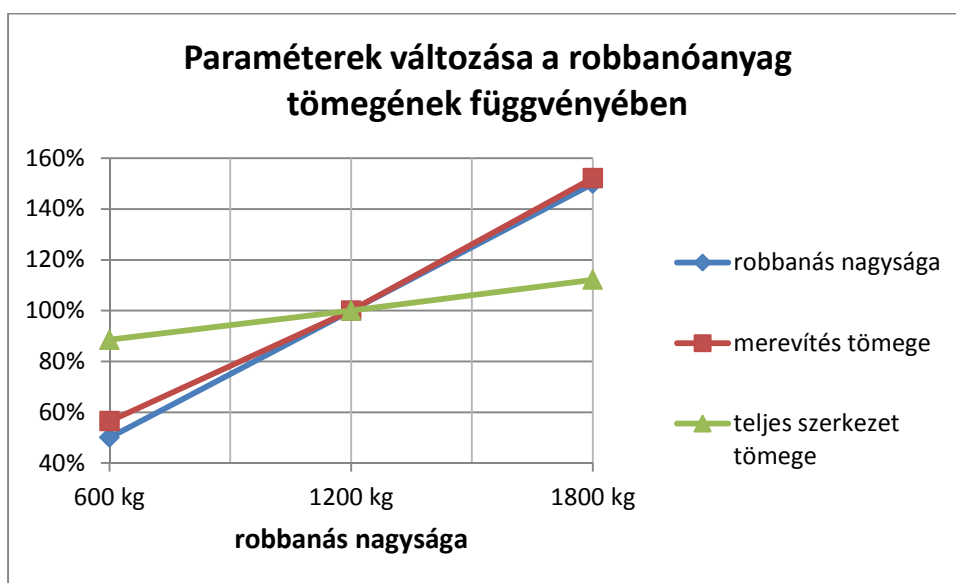
26. táblázat A különböző nagyságú robbanásra méretezett épületek összehasonlítása

Az értékeket relatívan a 27. táblázat, a 44. ábra és a 45. ábra mutatja be.

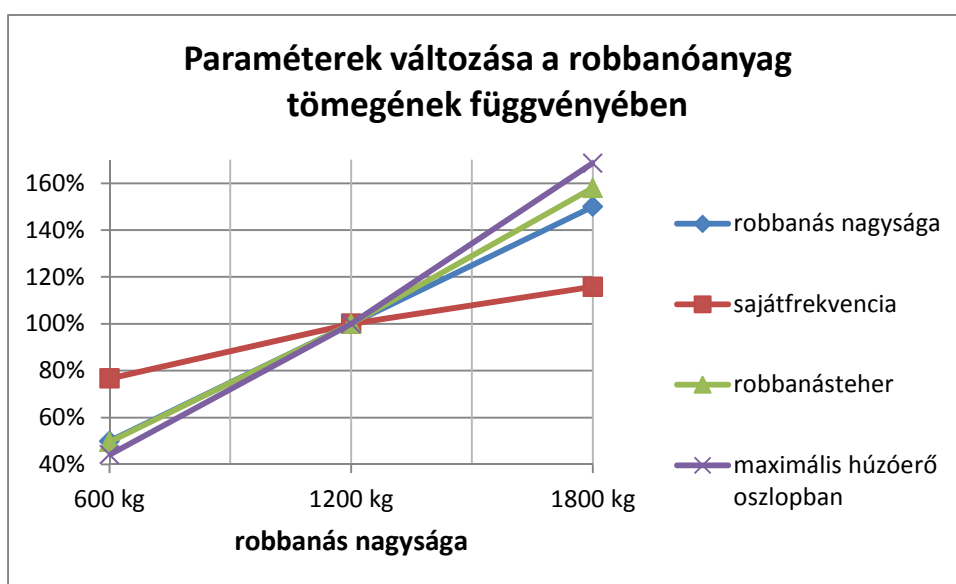
* csak a merevítésben résztvevő oszlopokat illetve a rácsrudakat számolva

	600 kg - 25 m	1200 kg - 25 m	1800 kg - 25 m
robbanás nagysága	50%	100%	150%
merevítés tömege	56%	100%	152%
teljes szerkezet tömege	89%	100%	112%
sajátfrekvencia	77%	100%	116%
robbanástelher	50%	100%	158%
max rácsrúderő	50%	100%	162%
max normálerő oszlopban	55%	100%	156%
max húzóerő oszlopban	44%	100%	169%
tetőponti elmozdulás	88%	100%	115%

27. táblázat A főbb adatok relatív értékei



44. ábra Paraméterek változása a robbanóanyag tömegének függvényében



45. ábra Paraméterek változása a robbanóanyag tömegének függvényében

A robbanóanyag mennyiségnek változásával a merevítés tömege közel egyenes arányban áll. A teljes szerkezet tömegében az 50%-os változás 11-12%-os eltérést eredményezett.

A robbanástester változása nagyjából a robbanás nagysága szerint változik. A többletnövekedés a csavarás hatásából keletkezik, ennek eredményeképpen az 1800 kg-os esetben már a csavarás hatása annnyival jelentősebb, hogy a C) geometriai elrendezés bizonyult mértékadónak. Ezt a hatást foglalja össze a 28. táblázat ill. a 29. táblázat.

Egy keretállásra jutó teher				
[kN/m]		600 kg	1200 kg	1800 kg
A)	vetületi	225,58	427,35	705,90
	csavarásból	0,00	0,00	0,00
B)	vetületi	245,17	485,76	728,94
	csavarásból	55,60	120,69	205,12
C)	vetületi	198,34	421,80	718,58
	csavarásból	62,24	135,40	266,43

28. táblázat Egy keretállásra jutó teher különböző nagyságú robbanások esetén

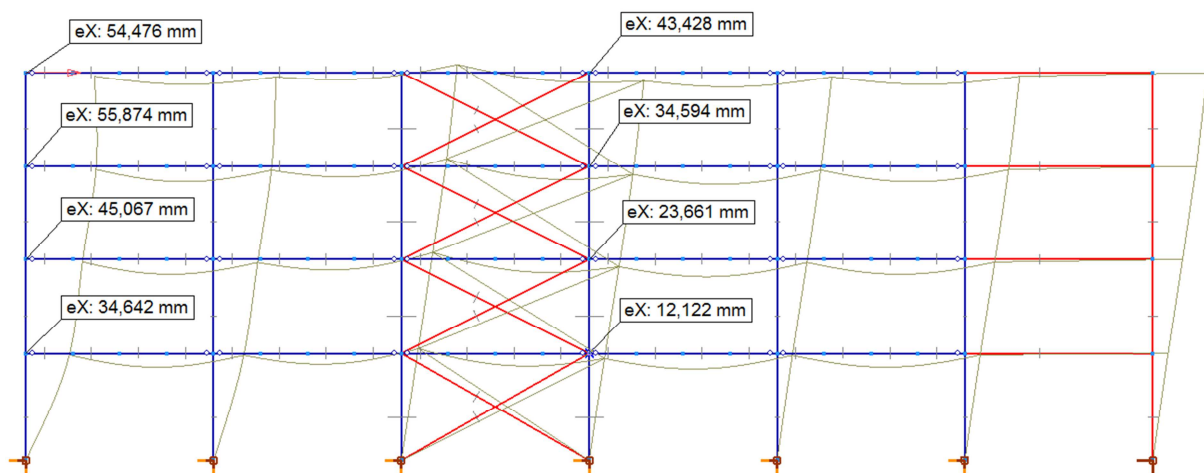
Egy keretállásra jutó teher relatív értékei				
		600 kg	1200 kg	1800 kg
A)	vetületi	53%	100%	165%
	csavarásból	0%	0%	0%
B)	vetületi	50%	100%	150%
	csavarásból	46%	100%	170%
C)	vetületi	47%	100%	170%
	csavarásból	46%	100%	197%

29. táblázat Egy keretállásra jutó teher relatív értékei különböző nagyságú robbanások esetén

A kiemelt értékek mindkét táblázatban a mértékadó elrendezés értékeit jelölik. A 29. táblázatban a százalékos értékek mindig az adott sorban érvényesek.

Lényeges kérdés az oszlopban keletkező maximális húzóerő értéke, tehát fontos kiemelni, hogy a vizsgált paraméterek közül ez változik a legjelentősebben a robbanóanyag tömegének módosításával.

Az 50%-os TNT tömegváltozás 12-15%-os tetőponti elmozdulásváltozást eredményezett. Az 1800 kg TNT-nek megfelelő robbanás esetén a szintek közötti relatív elmozdulás elérte az 1%-os értéket, így abban az esetben már nem garantált a másodrendű elemek korlátozott károsodása. Bár mivel mindössze 0,02%-al haladta meg a határértéket, ettől eltekintettem (46. ábra).

Szerkezet vízszintes elmozdulása „1800 kg – 25 m” teherre

46. ábra Szerkezet vízszintes elmozdulás „1800 kg – 25 m” teherre

Maximális eltolódás az egyes szinteken:

$$d_{r2.2} = \begin{pmatrix} 0 \\ 34.642 \\ 45.067 \\ 55.874 \\ 54.476 \end{pmatrix} \cdot \text{mm} \quad \frac{d_{r2.2_i} - d_{r2.2_{i-1}}}{H_i} = \begin{pmatrix} 0.0102 \\ 0.0035 \\ 0.0036 \\ -0.0005 \end{pmatrix}$$

megfelel := for i ∈ 1..4

```

if  $\frac{d_{r2.2_i} - d_{r2.2_{i-1}}}{H_i} > 0.01$ 
  "nem"
  break
"igen" otherwise

```

megfelel = "nem"

Eltolódás a merevítőrendszerrel:

$$d_{r2} = \begin{pmatrix} 0 \\ 12.103 \\ 23.62 \\ 34.533 \\ 43.351 \end{pmatrix} \cdot \text{mm} \quad \frac{d_{r2_i} - d_{r2_{i-1}}}{H_i} = \begin{pmatrix} 0.004 \\ 0.004 \\ 0.004 \\ 0.003 \end{pmatrix}$$

```

megfelel := for i ∈ 1..4
    if  $\frac{d_{r2_i} - d_{r2_{i-1}}}{H_i} > 0.01$ 
        "nem"
        break
    "igen" otherwise

```

megfelel = "igen"

A tervezési robbanóanyag tömege bizonyos határok között egyéni döntés kérdése, és a gazdasági optimumot szem előtt tartva kell megválasztani. Tehát a helyszínrajz alapján csak annyi adott, hogy 25 m az a legkisebb távolság, amivel egy autóbombánál számolnunk kell, azonban az, hogy ezen belül mi egy megtömött csomagtartójú személyautóval, vagy egy teljesen megrakott teherautóval számolunk, már döntés kérdése. A példában bemutatott mennyiségek nagyjából egy alig, egy közepesen és egy erősen megpakolt teherautónak felelnek meg. Látható, hogy a két véglet között a teljes vázszerkezet tömegében több mint 20%-os eltérés mutatkozik, ami igen jelentős különbség. Így a kockázati tényezők és a megerősítésből fakadó pozitív visszacsatolás figyelembevételével a beruházóval közösen kell meghozni a döntést, hogy a nagyobb teherre való méretezésből adódó nagyobb biztonság megéri-e a vele járó többletköltséget.

5.3. Távolság

Az alábbiakban három 1200 kg TNT-nek megfelelő robbanásra méretezett épületet hasonlítok össze. Az egyik esetében 25 m biztonsági távolság áll rendelkezésünkre, második esetében ez a távolság 30 m, a harmadiknál pedig 50 m. A három merevítőrendszer főbb jellemzőit a 30. táblázat foglalja össze.

	1200 kg – 25 m	1200 kg – 30 m	1200 kg – 50 m
	merevítésre szolgáló keretállások száma (1 irányban)		
	2	2	2
	szelvények		
oszlop	HEA 160 /HEA 220 / HEA 700	HEA 160 /HEA 220 / HEA 450	HEA 160 /HEA 220 / HEA 280
gerenda	IPE 400	IPE 400	IPE 400
rács	300x300x14,2 / 200x200x12,5	250x250x12,5 / 180x180x12	250x250x12,5 / 180x180x12
	sajátrezgés		
sajátrezgésidő (T [s])	0,737	0,840	1,049
sajátkörfrekvencia (ω [rad/s])	8,53	7,48	5,99
	egyirányú merevítés össztömege* [t]		
1 db keretállás	10,42	7,63	4,59
összesen	20,85	15,27	9,17
	teljes szerkezet tömege [t]		
	184,80	173,64	161,46
	robbanástester egy méretezett keretálláson [kN/m]		
	606,45	428,47	180,06
	rácsrúdban ébredő maximális erő [kN]		
	4021,67	2822,07	1245,61
	alapozásra jutó maximális igénybevételek rendkívüli teherkombinációból		
	merevítésben résztvevő oszlop esetén		
normálerő [kN]	6481,48	4708,62	2359,78
húzóerő [kN]	5427,43	3608,66	1209,83
nyomaték [kNm]	0	0	0
nyíróerő [kN]	15,71	5,95	0,97
	maximális vízszintes elmozdulások [mm]		
4. szint (tetőpont)	47,185	43,736	30,128
3. szint	45,059	40,155	26,152
2. szint	33,934	29,835	18,620
1. szint	24,347	20,881	11,453

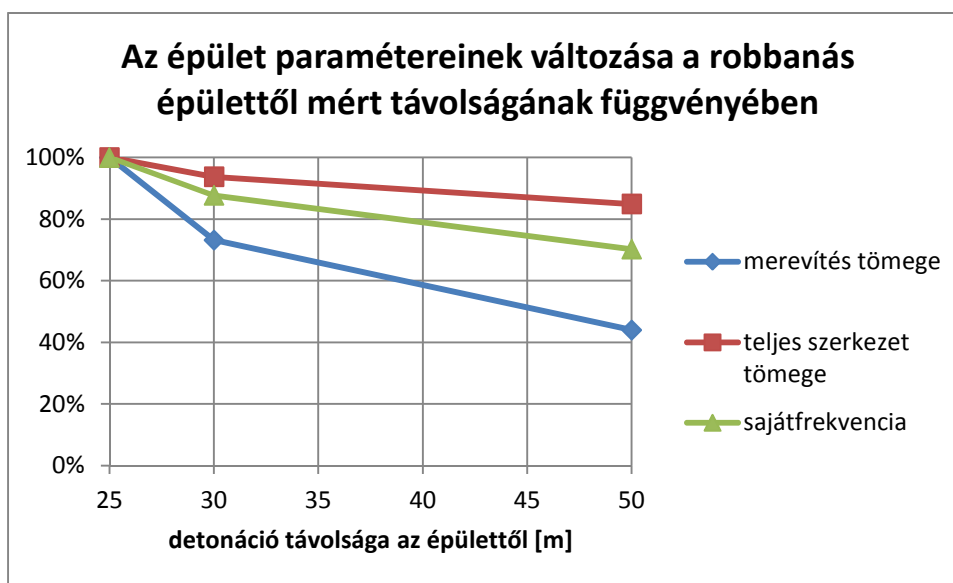
30. táblázat A különböző távolságban létrejövő detonációra méretezett épületek összehasonlítása

Az értékeket relatívan a 31. táblázat, a 47. ábra és a 48. ábra mutatja be.

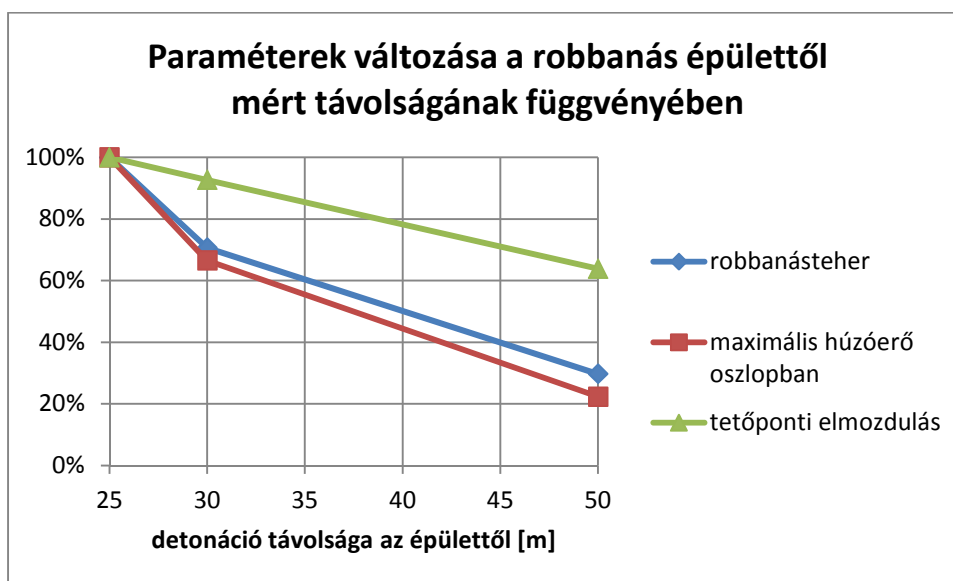
* csak a merevítésben résztvevő oszlopokat illetve a rácsrudakat számolva

	1200 kg - 25 m	1200 kg - 30 m	1200 kg – 50 m
robbanás távolsága	100%	120%	200%
merevítés tömege	100%	73%	44%
teljes szerkezet tömege	100%	94%	85%
sajátfrekvencia	100%	88%	70%
robbanástelher	100%	71%	30%
max rácsrúderő	100%	70%	31%
max normálerő oszlopban	100%	73%	36%
max húzóerő oszlopban	100%	66%	22%
tetőponti elmozdulás	100%	93%	64%

31. táblázat A főbb adatok relatív értékei



47. ábra Az épület paramétereinek változása a robbanás épülettől mért távolságának függvényében



48. ábra Az épület paramétereinek változása a robbanás épülettől mért távolságának függvényében

Tehát vizsgáljuk a robbanás épülettől való távolságának 20%-os illetve 100%-os növekedését. Jól láthatóan fordított arányban áll a robbanás épületre gyakorolt hatásával. Ez az arány 30 m-es távolság esetén akkor lenne tisztán fordított, ha a paraméterek 83%-ra csökkennének, míg 50 m esetén akkor, ha 50%-ra. Tehát ezt a két értéket tekinthetjük fő viszonyzámnak, és az ettől való eltérést érdemes vizsgálni.

A merevítés tömege a távolság növekedésének mértékénél jobban csökkent. A teljes szerkezet tömegében a távolság változása nagyobb eltérést okoz, mint a robbanóanyag tömegének módosulása, hiszen a távolságot kétszeresére növelve a teljes tömeg 15%-ot csökkent, míg a robbanóanyag tömegét felére redukálva a különbség csak 11% volt.

A robbanásból származó teher, és annak következtében a szerkezetben keletkező igénybevételek drasztikusan csökkentek a távolság növekedésével. Ebben az is szerepet játszik, hogy a kisebb teher hatásának kisebb merevségű épület is ellenáll, azaz a sajátfrekvencia is csökken, ami további csökkenést idéz elő a teherben. A legjelentősebb csökkenés a vizsgált igénybevételek közül a távolság növekedésével az oszlopban keletkező húzóerőben van, amelynek felvétele igen bonyolult és költséges feladat.

A maximális tetőponti elmozdulás bár nem érte el a tisztán fordított arány értékét, csökkenése jelentősnek mondható, a távolság növekedése és a maximális elmozdulás csökkenése között közel lineáris a kapcsolat.

A biztonsági távolság növelése – amennyiben feltételezzük az épület telken belüli legoptimálisabb elhelyezését – csak a telek méretének növelésével érhető el, azonban igen erősen befolyásolja a szerkezeti kialakítást. A megfelelő telekméret viszont – a tervezési robbanóanyag tömegével ellentétben - tisztán matematikai úton megválasztható, a telek növelésével járó többletköltség és a szerkezetet ért kisebb teherből adódó költségcsökkenés vizsgálatával, a fizikai korlátok figyelembevételével.

6. Összefoglalás

Munkám a külső robbanásterekre való Eurocode szerinti rugalmas méretezésre mutatott meg egy lehetséges eljárást. Dolgozatom három fő részből állt össze. Az első részben részletesen ismertettem az eddigi szakirodalomban fellelhető méretezési eljárásokat a külső robbanásterekre vonatkozóan. A második rész ezt összefoglalta, valamint kiegészítette illetve módosította az Eurocode szemléletének megfelelően. A harmadik részben egy acélvázaz irodaépület merevítőrendszerének méretezésén keresztül bemutattam a leírt eljárást, beleértve a kockázatanalízis folyamatát a FEMA 426-os ajánlás alapján, amely illusztrálta, hogyan végezhető el ez a feladat egy ilyen speciális teher esetén, melyre a szándékos emberi tényező miatt nem vehetők alapul a természeti csapásoknál megszokott statisztikai adatok alapján számított visszatérési idők. Végül paraméteres vizsgálaton keresztül szemléltettem, hogy a robbanás fő változói hogyan befolyásolják a végleges szerkezet kialakítását.

Az eredmények jól mutatták, hogy mindenképpen a rácsozás a megfelelő választás merev keretek használatával szemben, bár előbbi esetben gondos megfontolást igényel a csomópontok, elsősorban az oszloptalpak kialakítása a csuklós viselkedés megtartására és a nagy húzóerő felvételére való tekintettel. Továbbá megmutattam, hogy amennyiben nem kerül alkalmazásra robbanásálló üveg, hiába lesz a merevítőrendszer a hagyományos terhekre történő méretezés nagyságrendjében, az emberéletben keletkező kár mértéke megengedhetetlen mértéket ölt.

A paraméterek, amelyeknek a hatását vizsgáltam, az ütközés szöge, a robbanóanyag mennyisége és a detonáció távolsága. Az első már a mértékadó szcenárió kiválasztásához elengedhetetlen, hiszen az fix helyszínrajzi kialakítás mellett is módosulhat. A tervezési robbanóanyag mennyiségének felvétele bizonyos határok között egyéni döntés, amely nagyban befolyásolja a gazdaságos kialakítást. Ezt a döntést a beruházóval közösen kell meghozni annak függvényében, hogy a nagyobb teherre történő méretezésből adódó biztonságnövekedés megéri-e a járulékos többletköltséget. A biztonsági távolság optimális mérete azonban tisztán gazdasági úton meghatározható a telek növelésével járó költségek növekedését szembeállítva a szerkezeti kialakításon nyert összeggel. Ennek helyes megválasztása igen fontos, mert a biztonsági távolság jelentősen befolyásolja a szerkezeti kialakítást.

Tehát a feladat az ismertett méretezési eljárással megfelelő közelítéssel viszonylag egyszerűen megoldható, az összetettsége csak abban mutatkozik meg, hogy a tervezés során több szcenárió szorul vizsgálatra, valamint a kockázatanalízis elvégzéséhez komolyabb felmérés és gazdasági elemzés szükséges.

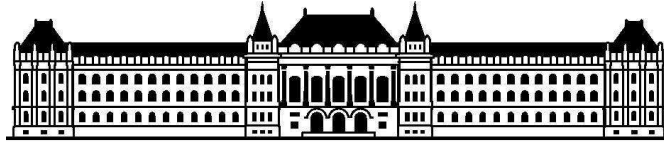
6.1. További teendők, kutatási lehetőségek

Mindenképp elvégzendő a megbízhatósági analízis, amellyel meghatározható a szerkezet tönkremeneteli valószínűsége illetve megbízhatósági indexe, és ellenőrzésre szorul, hogy ezen értékek az ismertett eljárás esetén megfelelnek-e az Eurocode által előírt határértéknek.

Emellett további kutatást igényel a képlékeny méretezés alkalmazási feltételeinek vizsgálata, amely segítségével lényegesen gazdaságosabb szerkezeteket lenne lehetőség létrehozni.

7. Irodalomjegyzék

- [1] UFC 3-340-02. *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*. 2008.
- [2] Román Zs, Kiss R, Vigh LG. Az épületeken kívüli robbanások tervezési következményei. *Magyar Építőipar*. pp. 129-134. 2010.
- [3] Ngo T, Mendis P, Gupta A, Ramsay J. Blast Loading and Blast Effects on Structures – An Overview. *EJSE Special Issue: Loading on Structures*. pp. 76-91. 2007.
- [4] Brode HL. Numerical Solution of Spherical Blast Waves. *Journal of Applied Physics*. American Institute of Physics, New York. pp. 766-775. 1955.
- [5] Newmark NM, Hansen RJ. *Design of Blast Resistant Structures*. Shock and Vibration Handbook, Vol. 3, Eds. Harris and Crede. McGrawHill, New York. 1961.
- [6] Mills CA. *The Design of Concrete Structure to Resist Explosions and Weapon Effects*. Proceedings of the 1st Int. Conference on concrete for hazard protections. Edinburgh, United Kingdom. 1987.
- [7] Györgyi J. *Szerkezetek dinamikája*. Műegyetem kiadó. 2006.
- [8] Mays GC, Smith PD. *Blast effects on buildings*. 1995.
- [9] Román Zs. *Épületen kívüli robbanások modellezése és vázas épület esetén való alkalmazása*. Diplomamunka. BME-ZMNE. 2009.
- [10] Goschy B. *Építmények tervezése rendkívüli terhekre és hatásokra*. Műszaki Könyvkiadó. Budapest. 1984.
- [11] Biggs JM. *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw-Hill, New York. 1964.
- [12] Smith PD, Hetherington JG. *Blast and ballistic loading of structures*. Butterworth – Heinemann. 1994.
- [13] Baker WE, Cox PA, Westine PS, Kulesz JJ, Strehlow RA. *Explosion Hazards and Evaluation*. Elsevier. London. 1983.
- [14] Merrifield R. *Simplified calculations of blast induced injuries and damage*. Health and Safety Executive Specialist Inspector. Report No. 37. April 1993.
- [15] UFC 4-010-01. *DoD Minimum Antiterrorism Standards for Buildings*. 2012.
- [16] FEMA 426. *Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings*. Risk Management Series. 2003.
- [17] Schmidt JA, PE, SECB, BSCP. *Antiterrorism Design Since 9/11*. 2011.
- [18] FEMA 427. *Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks*. Risk Management Series. 2003.
- [19] UFC 4-023-03. *Design of Building to Resist Progressive Collapse*. 2010.
- [20] Dulácska E, Joó AL, Kollár LP. *Tartószerkezetek tervezése földrengési hatásokra*. Akadémia Kiadó. 2008.
- [21] Soós M, Vigh LG. *On the Eurocode 8 limited damage criteria for non-structural elements – Analysis and requirements*. Proc. 15WCEE. Lisszabon, Portugália. pp. 1-10. Paper 4980. 2012.
- [22] TM 5-1300. *The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*. Technical Manual, US Department of the Army, Navy, and Air Force. Washington DC. 1990.
- [23] McCann DM, Smith SJ. Blast Resistant Design of Reinforced Concrete Structures. *STRUCTURE magazine*. pp. 22-26. 2007.
- [24] Ádány, Dulácska, Dunai, Fernezelyi, Horváth. *Acélszerkezetek 1. Általános eljárások*. 1. kiadás. 2010.
- [25] Byfield MP. Design of steel framed buildings at risk from terrorist attack. *The Structural Engineer*. pp. 31-38. 2004.



Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
Építőmérnöki Kar

Tudományos Diákköri Konferencia 2012

Épületek külső robbanásteherre történő méretezése az Eurocode alapján

A melléklet: Számítási melléklet

RÁCSOZÁSSAL MEREVÍTETT ÉPÜLET SZÁMÍTÁSA

I. HAGYOMÁNYOS MÉRETEZÉS

1. Kiindulási adatok

1.1. Vázlattev

$$L_x := 30\text{m}$$

$$L_y := 42\text{m}$$

$$d_{\text{főtartó}} := 6\text{m}$$

$$H_1 := 3.4\text{m}$$

$$H_2 := 3\text{m}$$

$$H := H_1 + 3H_2 = 12.4\text{m}$$

1.2. Anyagminőségek, a mechanikai jellemzők karakterisztikus értékei

az S355-ös acél anyagjellemzői:

$$f_y := 35.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_u := 51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 21000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$G := 8077 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9\epsilon = 76.399$$

$$\beta_w := 0.9$$

biztonsági tényezők:

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

$$\gamma_{M1} := 1.0$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

2. Terhek

2.1. Alkalmazott szabványok

MSZ EN 1991-1-1:2005: Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész:
Általános hatások. Sűrűség, önsúly és hasznos terhek épületek esetén.

MSZ EN 1991-1-3:2005: Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3. rész:
Általános hatások. Hóteher.

MSZ EN 1991-1-4:2007: Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 1-4. rész:
Általános hatások. Szélhatás.

MSZ EN 1998-1:2008: Eurocode 8: Tartószerkezet földrengésállóságának tervezése. 1. rész:
Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok.

2.2. Állandó terhek

2.2.1. Főtartószerkezeti elemek önsúlya

automatikusan figyelembevételére $\rho_{\text{acél}} := 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

2.2.2. Szerkezeti elemek és burkolati rétegek súlyai

Közbenő födém

álmennyezet (gipszkarton)

$$q_{\text{álm}} := 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

előregyártott vasbeton födém

$$t_{\text{egy}} := 40\text{mm}$$

$$\rho_{\text{beton}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_{\text{egy}} := t_{\text{egy}} \cdot \rho_{\text{beton}} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

monolit vasbeton födém

$$t_{\text{mon}} := 140\text{mm}$$

$$q_{\text{mon}} := t_{\text{mon}} \cdot \rho_{\text{beton}} = 3.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

lépéshanggátlás

$$t_{\text{lépés}} := 5\text{cm}$$

$$\rho_{\text{hőszig}} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_{\text{lépés}} := t_{\text{lépés}} \cdot \rho_{\text{hőszig}} = 0.075 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

padlóburkolat

$$\rho_{\text{padló}} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$t_{\text{padló}} := 20\text{mm}$$

$$q_{\text{padló}} := \rho_{\text{padló}} \cdot t_{\text{padló}} = 0.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

egyéb szigetelés összesen

$$q_{\text{szig}} := 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

válaszfal

$$q_{\text{válaszfal}} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{közbenső}} := q_{\text{álm}} + q_{\text{egy}} + q_{\text{mon}} + q_{\text{lépés}} + q_{\text{padló}} + q_{\text{szig}} + q_{\text{válaszfal}} = 7.555 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tető

álmennyezet

$$q_{\text{álm}} = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

előregyártott vasbeton födém

$$q_{\text{egy}} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

monolit vasbeton födém

$$q_{\text{mon}} = 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

ásványgyapot hőszigetelés

$$t_{\text{hőszig.belső}} := 12 \text{cm}$$

$$q_{\text{hőszig.belső}} := t_{\text{hőszig.belső}} \cdot \rho_{\text{hőszig}} = 0.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

geotextília 1 rtg.

trapézlemez fedés

$$\text{LTP } 85 \text{ t}=0.75 \text{mm}$$

$$q_{\text{tr.külső}} := 0.0804 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

kőzetgyapot hőszigetelés

$$t_{\text{hőszig.külső}} := 20 \text{cm}$$

$$q_{\text{hőszig.külső}} := t_{\text{hőszig.külső}} \cdot \rho_{\text{hőszig}} = 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

műanyag lemezszigetelés

$$t_{\text{lemezszig}} := 2.0 \text{mm}$$

szigetelőrétegek összesen

$$q_{\text{szig}} = 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{tető}} := q_{\text{álm}} + q_{\text{egy}} + q_{\text{mon}} + q_{\text{hőszig.belső}} + q_{\text{tr.külső}} + q_{\text{hőszig.külső}} + q_{\text{szig}} = 5.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.2.3. Installációs terhek

világítástechnika

$$q_{\text{világítás}} := 0.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

épületgépészet

$$q_{\text{gép}} := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

egyéb terhek

$$q_{\text{egyéb}} := 0.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{installáció}} := q_{\text{világítás}} + q_{\text{gép}} + q_{\text{egyéb}} = 0.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Esetleges terhek $\gamma_Q := 1.5$

2.3. Meteorológiai terhek

2.3.1 Hóteher $\psi_{0,\text{hó}} := 0.5$

2.3.1.1. Hóteher tartós tervezési állapotra

építési helyszín tengerszint feletti magassága [m]

$$A_{\text{baltic}} := 300$$

felszíni hóteher karakterisztikus értéke

$$s_k := \max \left[0.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \left(1 + \frac{A_{\text{baltic}}}{100} \right), 1.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] = 1.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

szélhatás tényező (szokásos terep)

$$C_e := 1.0$$

hőmérsékleti tényező

$$C_t := 1.0$$

alaki tényező ($\alpha < 30^\circ$)

$$\mu_1 := 0.8$$

felszíni hóteher

$$s_t := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.3.1.2. Hóteher rendkívüli tervezési állapotra

rendkívüli hóteher tényezője

$$C_{\text{esI}} := 2.0$$

rendkívüli felszíni hóteher tervezési értéke

$$s_{\text{Ad}} := C_{\text{esI}} \cdot s_k = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

rendkívüli felszíni hóteher

$$s_r := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{\text{Ad}} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.3.4. Szélteher $\psi_{0,szél} := 0.6$

a levegő sűrűsége

$$\rho_{szél} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

a szélesség referenciaértéke

$$v_{ref} := 20 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

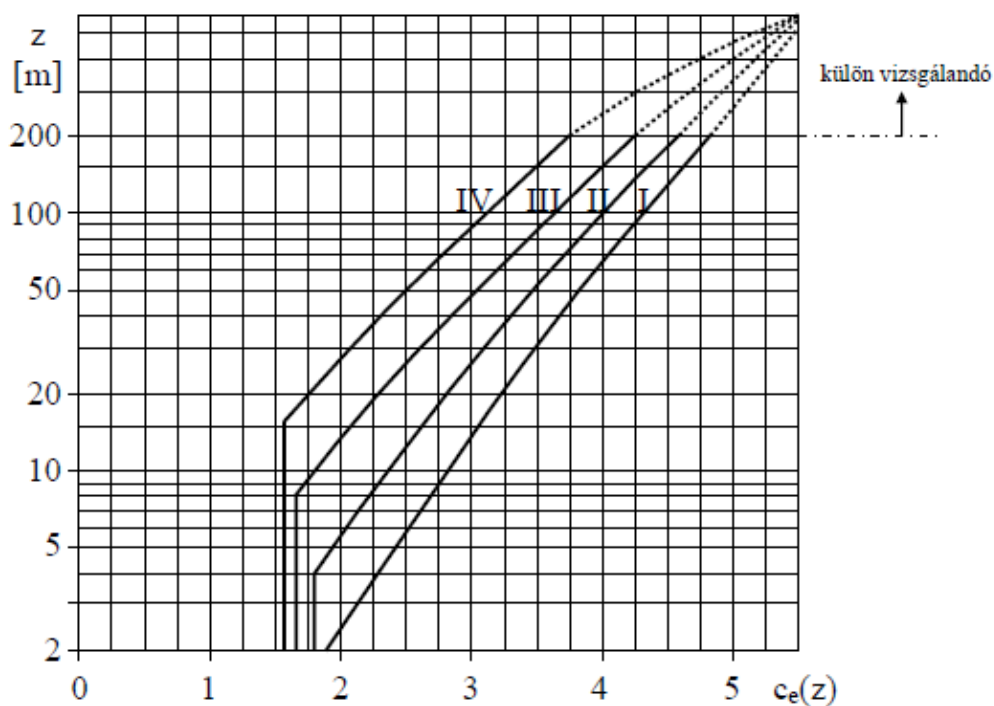
az átlagos torlónyomás, ami egyben a szélteher karakterisztikus értéke

$$q_{ref} := \frac{\rho_{szél}}{2} \cdot v_{ref}^2 = 0.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

a helyszíntényező (IV, városi övezet)

$$z_e := H = 12.4 \text{ m}$$

$$c_e(z_e) := 1.65 \quad (\text{ábráról leolvasva})$$



a külső nyomási tényező

$$A_{szél} := H \cdot L_y = 520.8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

B/H	Zónák			
	D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
≤ 1	+0,8	+1,0	-0,3	
≥ 4	+0,6	+1,0	-0,3	

$$B/H: \frac{L_x}{H} = 2.419$$

szélnyomás (D zóna)

$$c_{pe.10.D} := 0.8 - \frac{(0.8 - 0.6)}{3} \cdot \left(\frac{L_x}{H} - 1 \right) = 0.705$$

szélnyomás karakterisztikus értéke

$$w_{e.D} := q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe.10.D} = 0.291 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

szélszívás (E zóna)

$$c_{pe.10.E} := -0.3$$

szélszívás karakterisztikus értéke

$$w_{e.E} := q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe.10.E} = -0.124 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

2.4. Hasznos teher $\psi_{0.hasznos} := 0.7$ $\psi_{1.hasznos} := 0.5$ $\psi_{2.hasznos} := 0.3$

Közbenső födémen

B osztály - Irodaterületek

$$q_{hasznos} := 3 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{hasznos} := 2.kN$$

Tető

H használati osztály, tető hajlásszöge 2%

$$q_{hasznos.tető} := 0.4 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{hasznos.tető} := 1.0kN$$

Rendkívüli terhek

2.5. Szeizmikus hatás

előírt maximális talajgyorsulás (Budapest környéke)

$$a_{gR} := 0.14 \cdot g = 1.373 \frac{m}{s^2}$$

fontossági tényező (II. kategória)

$$\gamma_I := 1.0$$

talajtípus: D

talajtényező:

$$S_f := 1.35$$

spektrum határértékek:

$$T_B := 0.20$$

$$T_C := 0.8$$

$$T_D := 2.0$$

Terhek egy közbenső keretálláson

(Függőleges terhek)

Állandó terhek

Főtartószerkezet önsúlya

egy része automatikusan számítva

keresztirányú gerendák önsúlya

$$G_{\text{ger}} := 0.776 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{IPE 450})$$

$$G_{\text{gerenda.köz}} := G_{\text{ger}} \cdot d_{\text{főtartó}} = 4.656 \cdot \text{kN}$$

Szerkezeti elemek és burkolati rétegek súlyai

Közbenső födémen

$$q_{\text{közbenső.köz}} := q_{\text{közbenső}} \cdot d_{\text{főtartó}} = 45.33 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tető

$$q_{\text{tető.köz}} := q_{\text{tető}} \cdot d_{\text{főtartó}} = 32.162 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Installációs terhek

$$q_{\text{installáció.köz}} := q_{\text{installáció}} \cdot d_{\text{főtartó}} = 2.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esetleges terhek

Hóteher

tartós tervezési állapotra

$$s_{\text{t.köz}} := s_{\text{t}} \cdot d_{\text{főtartó}} = 6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hasznos teher

közbenső födémen

$$q_{\text{hasznos.köz}} := q_{\text{hasznos}} \cdot d_{\text{főtartó}} = 18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

tetőn

$$q_{\text{hasznos.tető.köz}} := q_{\text{hasznos.tető}} \cdot d_{\text{főtartó}} = 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A vízszintes terheket a merevítőrendszer veszi fel

3. A főtartó igénybevételei

A főtartó igénybevételeinek számítását AxisVM11 program diákverziójával végeztem el.

4. Gerenda méretezése

4.1. Statikai váz, mértékadó igénybevételek

A gerenda méretei:

$$l_g := d_{f\ddot{o}tart\ddot{o}} = 6 \cdot m$$

szelvény: IPE 400

$$\begin{aligned} h_g &:= 400 \text{ mm} & b_g &:= 180 \text{ mm} & t_{w,g} &:= 8.6 \text{ mm} & t_{f,g} &:= 13.5 \text{ mm} \\ r_g &:= 21 \text{ mm} & A_g &:= 84.46 \text{ cm}^2 & I_{y,g} &:= 23130 \text{ cm}^4 & W_{y,g} &:= 1156.4 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,y,g} &:= 1307.15 \text{ cm}^3 & i_{y,g} &:= 16.55 \text{ cm} & A_{vz,g} &:= 42.69 \text{ cm}^2 & I_{z,g} &:= 1317.82 \text{ cm}^4 \\ W_{z,g} &:= 146.42 \text{ cm}^3 & W_{pl,z,g} &:= 229 \text{ cm}^3 & i_{z,g} &:= 3.95 \text{ cm} & S_{s,g} &:= 60.20 \text{ mm} \\ I_{t,g} &:= 51.08 \text{ cm}^4 & I_{w,g} &:= 490.05 \text{ cm}^6 & G_g &:= 66.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot g = 0.65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Mértékadó igénybevételek:

$$M_{Ed,g} := 417.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,g} := 278.16 \text{ kN}$$

Másodrendű hatás:

födém megtámasztóhatása miatt elhanyagolható

Keresztmetszet osztályozás:

övlemez:

$$c_{f,g} := \frac{b_g}{2} - \frac{t_{w,g}}{2} - r_g = 64.7 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{f,g}}{t_{f,g}} = 4.793$$

övlemezkmosztály :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{f,g}}{t_{f,g}} < 9\epsilon$	$9\epsilon = 7.323$
	"II. km-i osztály"	if $9\epsilon < \frac{c_{f,g}}{t_{f,g}} < 10\epsilon$	$10\epsilon = 8.136$
	"III. km-i osztály"	if $10\epsilon < \frac{c_{f,g}}{t_{f,g}} < 14\epsilon$	$14\epsilon = 11.391$
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

Tehát övlemezkmosztály = "I. km-i osztály"

gerinclemez:

$$c_{w,g} := h_g - 2 \cdot t_{f,g} - 2 \cdot r_g = 331 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{w,g}}{t_{w,g}} = 38.488 < 72\epsilon = 58.58 \quad \text{Tehát a gerinclemez I. km-i osztályú hajlításra}$$

gerinclemezhajl :=	"I. km-i osztály" if $\frac{c_{w.g}}{t_{w.g}} < 72\epsilon$	$72\epsilon = 58.58$
	"II. km-i osztály" if $72\epsilon < \frac{c_{w.g}}{t_{w.g}} < 83\epsilon$	$83\epsilon = 67.53$
	"III. km-i osztály" if $83\epsilon < \frac{c_{w.g}}{t_{w.g}} < 124\epsilon$	$124\epsilon = 100.888$
	"IV. km-i osztály" otherwise	

Tehát gerinclemezhajl = "I. km-i osztály" hajlításra

Tehát a szelvény I. km-i osztályú

4.2. Szilárdsági vizsgálatok

4.2.1. Vizsgálat hajlításra

$$M_{c.Rd.g} := \frac{W_{pl.y.g} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 464.038 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} > M_{Ed.g} = 417.23 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{megfelel}$$

kihasználtság:

$$\frac{M_{Ed.g}}{M_{c.Rd.g}} = 0.899$$

4.2.2. Vizsgálat nyírásra

$$V_{c.Rd.g} := \frac{A_{vz.g} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 874.971 \cdot \text{kN} > V_{Ed.g} = 278.16 \cdot \text{kN}$$

kihasználtság:

$$\frac{V_{Ed.g}}{V_{c.Rd.g}} = 0.318$$

4.2.3. Hajlítás és nyírás kölcsönhatása

$$V_{Ed.g} = 278.16 \cdot \text{kN} < 0.5 \cdot V_{c.Rd.g} = 437.486 \cdot \text{kN} \quad \text{nem kell vizsgálni}$$

4.3. Stabilitási vizsgálatok

4.3.1. Kifordulás vizsgálat

A földem megtámasztóhatása miatt nem szükséges

5. Közberső oszlop méretezése

5.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

Az oszlop méretei:

$$l_1 := H_1 = 3.4 \text{ m}$$

szelvény: HEA 280

$$h_1 := 270 \text{ mm}$$

$$b_1 := 280 \text{ mm}$$

$$t_{w,1} := 8.0 \text{ mm}$$

$$t_{f,1} := 13 \text{ mm}$$

$$r_1 := 24 \text{ mm}$$

$$A_1 := 97.26 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,1} := 13.670 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,1} := 1012.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y,1} := 1112.22 \text{ cm}^3$$

$$i_{y,1} := 11.86 \text{ cm}$$

$$A_{vz,1} := 31.74 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,1} := 4726.64 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,1} := 340.19 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z,1} := 518.13 \text{ cm}^3$$

$$i_{z,1} := 7 \text{ cm}$$

$$S_{s,1} := 62.12 \text{ mm}$$

$$I_{t,1} := 62.10 \text{ cm}^4$$

$$I_{w,1} := 785370 \text{ cm}^6$$

$$G_1 := g \cdot 76.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.749 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{Ed,1} := 2023.24 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{y,1} := 1$$

$$\nu_{z,1} := 1$$

Keresztmetszet osztályozás:

övlemez:

$$c_{f,1} := \frac{b_1}{2} - \frac{t_{w,1}}{2} - r_1 = 112 \text{ mm}$$

$$\frac{c_{f,1}}{t_{f,1}} = 8.615$$

övlemezkmosztály :=	"I. km-i osztály" if $\frac{c_{f,1}}{t_{f,1}} < 9\epsilon$	$9\epsilon = 7.323$
	"II. km-i osztály" if $9\epsilon < \frac{c_{f,1}}{t_{f,1}} < 10\epsilon$	$10\epsilon = 8.136$
	"III. km-i osztály" if $10\epsilon < \frac{c_{f,1}}{t_{f,1}} < 14\epsilon$	$14\epsilon = 11.391$
	"IV. km-i osztály" otherwise	

Tehát övlemezkmosztály = "III. km-i osztály"

gerinclemez:

$$c_{w,1} := h_1 - 2 \cdot t_{f,1} - 2 \cdot r_1 = 196 \text{ mm}$$

$$\frac{c_{w,1}}{t_{w,1}} = 24.5$$

$$\text{gerinclemezknyom} := \begin{cases} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{w,1}}{t_{w,1}} < 33\varepsilon & 33\varepsilon = 26.849 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 33\varepsilon < \frac{c_{w,1}}{t_{w,1}} < 38\varepsilon & 38\varepsilon = 30.917 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 38\varepsilon < \frac{c_{w,1}}{t_{w,1}} < 42\varepsilon & 42\varepsilon = 34.172 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tehát gerinclemezknyom = "I. km-i osztály" nyomásra

Tehát a szelvény III. km-i osztályú

másodrendű hatások közelítő figyelembevétele:

$$N_{cR,1} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,1}}{(\nu_{y,1} \cdot l_1)^2} = 24.509 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed,II,1} := \left(M_{Ed,1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed,1}}{N_{cR,1}}} \right) = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,1} := M_{Ed,II,1} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.2 Szilárdsági vizsgálatok

tiszta nyomás:

$$N_{c,Rd,1} := A_1 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3452.73 \cdot \text{kN} > N_{Ed,1} = 2023.24 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

kihasználtság:

$$\frac{N_{Ed,1}}{N_{c,Rd,1}} = 0.586$$

5.3 Stabilitási vizsgálatok

lokális kihajlás:

$$\lambda_{y,1} := \frac{\nu_{y,1} \cdot l_1}{i_{y,1}} = 28.668$$

$$\lambda_{z,1} := \frac{\nu_{z,1} \cdot l_1}{i_{z,1}} = 48.571$$

$$\frac{h_1}{b_1} = 0.964 < 1.2$$

$$t_{f,1} = 13 \cdot \text{mm} < 100 \cdot \text{mm}$$

$$\text{tehát: } y \text{ irányban "b" görbe} \quad \alpha_b := 0.34$$

$$z \text{ irányban "c" görbe} \quad \alpha_c := 0.49$$

$$\lambda_{\text{rel.y.1}} := \frac{\lambda_{\text{y.1}}}{\lambda_1} = 0.375$$

$$\phi_{\text{y.1}} := \frac{1 + \alpha_b \cdot (\lambda_{\text{rel.y.1}} - 0.2) + \lambda_{\text{rel.y.1}}^2}{2}$$

$$\chi_{\text{y.1}} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{\text{y.1}} + \sqrt{\phi_{\text{y.1}}^2 - \lambda_{\text{rel.y.1}}^2}} \right) = 0.936$$

$$\lambda_{\text{rel.z.1}} := \frac{\lambda_{\text{z.1}}}{\lambda_1} = 0.636$$

$$\phi_{\text{z.1}} := \frac{1 + \alpha_c \cdot (\lambda_{\text{rel.z.1}} - 0.2) + \lambda_{\text{rel.z.1}}^2}{2}$$

$$\chi_{\text{z.1}} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{\text{z.1}} + \sqrt{\phi_{\text{z.1}}^2 - \lambda_{\text{rel.z.1}}^2}} \right) = 0.764$$

$$\chi_1 := \min(\chi_{\text{y.1}}, \chi_{\text{z.1}}) = 0.764$$

$$N_{\text{b.Rd.1}} := \chi_1 \cdot \frac{A_1 \cdot f_y}{\gamma_{\text{M1}}} = 2637.85 \cdot \text{kN} > N_{\text{Ed.1}} = 2023.24 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{\text{Ed.1}}}{N_{\text{b.Rd.1}}} = 0.767$$

Terhek egy szélső keretálláson (merevítőrendszer)

Állandó terhek

Főtartószerkezet önsúlya

egy része automatikusan számítva

keresztirányú gerendák önsúlya

$$G_g = 0.65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{IPE 400})$$

$$G_{\text{gerenda.szél}} := G_{\text{ger}} \cdot \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} = 2.328 \cdot \text{kN}$$

Szerkezeti elemek és burkolati rétegek súlyai

Közbenső födémen

$$q_{\text{közbenső.szél}} := q_{\text{közbenső}} \cdot \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} = 22.665 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tető

$$q_{\text{tető.szél}} := q_{\text{tető}} \cdot \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} = 16.081 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Installációs terhek

$$q_{\text{installáció.szél}} := q_{\text{installáció}} \cdot \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} = 1.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esetleges terhek**Hóteher**

tartós tervezési állapotra

$$s_{t.szél} := s_t \cdot \frac{d_{főtartó}}{2} = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hasznos teher**közbenső födémen**

$$q_{hasznos.szél} := q_{hasznos} \cdot \frac{d_{főtartó}}{2} = 9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

tetőn

$$q_{hasznos.tető.szél} := q_{hasznos.tető} \cdot \frac{d_{főtartó}}{2} = 1,2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Szélteher**szélnyomás**

$$q_{szél.nyomás} := w_e \cdot D \cdot \frac{L_y}{2} = 6,11 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

csomópontra redukálva:

- 1: $Q_{szél.ny.1} := q_{szél.nyomás} \cdot \frac{H_1}{2} = 10,388 \cdot \text{kN}$
- 2: $Q_{szél.ny.2} := q_{szél.nyomás} \cdot \frac{H_1 + H_2}{2} = 19,553 \cdot \text{kN}$
- 3: $Q_{szél.ny.3} := q_{szél.nyomás} \cdot H_2 = 18,331 \cdot \text{kN}$
- 4: $Q_{szél.ny.4} := q_{szél.nyomás} \cdot H_2 = 18,331 \cdot \text{kN}$
- 5: $Q_{szél.ny.5} := q_{szél.nyomás} \cdot \frac{H_2}{2} = 9,165 \cdot \text{kN}$

szélszívás

$$q_{szél.szívás} := w_e \cdot E \cdot \frac{L_y}{2} = -2,599 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

csomópontra redukálva:

- 1: $Q_{szél.sz.1} := q_{szél.szívás} \cdot \frac{H_1}{2} = -4,418 \cdot \text{kN}$
- 2: $Q_{szél.sz.2} := q_{szél.szívás} \cdot \frac{H_1 + H_2}{2} = -8,316 \cdot \text{kN}$
- 3: $Q_{szél.sz.3} := q_{szél.szívás} \cdot H_2 = -7,796 \cdot \text{kN}$
- 4: $Q_{szél.sz.4} := q_{szél.szívás} \cdot H_2 = -7,796 \cdot \text{kN}$
- 5: $Q_{szél.sz.5} := q_{szél.szívás} \cdot \frac{H_2}{2} = -3,898 \cdot \text{kN}$

Önreagésszámításhoz felvett további terhek (féltartó maradék terhe)

Figyelembe vett további felület nagysága:

rendkívüli kombinációból

$$A_{wT.xz} := \frac{L_x \cdot L_y}{2} - \frac{L_x \cdot d_{főtartó}}{2} = 540 \text{ m}^2$$

Főtartószerkezet önsúlya:

$$G_{wT.xz.4} := 6 \cdot 3 \cdot G_g \cdot d_{főtartó} = 70.22 \cdot \text{kN}$$

$$G_{wT.xz.3} := 6 \cdot 3 \cdot G_g \cdot d_{főtartó} + 6 \cdot 3 \cdot H_2 \cdot G_1 = 110.678 \cdot \text{kN}$$

$$G_{wT.xz.2} := G_{wT.xz.3} = 110.678 \cdot \text{kN}$$

$$G_{wT.xz.1} := G_{wT.xz.2} = 110.678 \cdot \text{kN}$$

$$G_{wT.xz.0} := 6 \cdot 2.5 \cdot H_1 \cdot G_1 = 38.211 \cdot \text{kN}$$

Szerkezeti elemek önsúlya:

Közbenső födémen

$$Q_{közbenső.wT.xz} := q_{közbenső} \cdot A_{wT.xz} = 4079.7 \cdot \text{kN}$$

Tető

$$Q_{tető.wT.xz} := q_{tető} \cdot A_{wT.xz} = 2894.616 \cdot \text{kN}$$

Installációs terhek

$$Q_{installáció.wT.xz} := q_{installáció} \cdot A_{wT.xz} = 243 \cdot \text{kN}$$

Hasznos teher

Közbenső födémen

$$Q_{hasznos.wT.xz} := q_{hasznos} \cdot A_{wT.xz} = 1620 \cdot \text{kN}$$

Összesen

$$Q_{wT.xz.4} := G_{wT.xz.4} + Q_{tető.wT.xz} + Q_{installáció.wT.xz} = 3207.836 \cdot \text{kN}$$

$$Q_{wT.xz.3} := G_{wT.xz.3} + Q_{közbenső.wT.xz} + Q_{installáció.wT.xz} + \psi_{1,hasznos} \cdot Q_{hasznos.wT.xz} = 5243.378 \cdot \text{kN}$$

$$Q_{wT.xz.2} := G_{wT.xz.2} + Q_{közbenső.wT.xz} + Q_{installáció.wT.xz} + \psi_{1,hasznos} \cdot Q_{hasznos.wT.xz} = 5243.378 \cdot \text{kN}$$

$$Q_{wT.xz.1} := G_{wT.xz.1} + Q_{közbenső.wT.xz} + Q_{installáció.wT.xz} + \psi_{1,hasznos} \cdot Q_{hasznos.wT.xz} = 5243.378 \cdot \text{kN}$$

$$Q_{wT.xz.0} := G_{wT.xz.0} = 38.211 \cdot \text{kN}$$

6. Szélső oszlop méretezése (merevítésben nem vesz részt)

6.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

Az oszlop méretei:

$$l_2 := H_1 = 3.4 \cdot \text{m}$$

$$\text{szelvény: } \text{Oszl}_{2,0} = \text{"HE A 220"}$$

$$h_2 = 210 \cdot \text{mm}$$

$$b_2 = 220 \cdot \text{mm}$$

$$t_{w,2} = 7 \cdot \text{mm}$$

$$t_{f,2} = 11 \cdot \text{mm}$$

$$r_2 = 18 \cdot \text{mm}$$

$$A_2 = 64.341 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{y,2} = 5409.695 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{y,2} = 515.209 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{pl,y,2} = 568.457 \cdot \text{cm}^3$$

$$i_{y,2} = 9.169 \cdot \text{cm}$$

$$A_{vz,2} = 20.671 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{z,2} = 1954.559 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{z,2} = 177.687 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{pl,z,2} = 270.595 \cdot \text{cm}^3$$

$$i_{z,2} = 5.512 \cdot \text{cm}$$

$$S_{s,2} = 50.088 \cdot \text{mm}$$

$$I_{t,2} = 28.458 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_{w,2} = 1.933 \times 10^5 \cdot \text{cm}^6$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{Ed,2} := 1023.20 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,2} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,2} := 0.20 \text{ kN}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{y,2} := 1.0$$

$$\nu_{z,2} := 1.0$$

Keresztmetszet osztályozás:

övlemez:

$$c_{f,2} := \frac{b_2}{2} - \frac{t_{w,2}}{2} - r_2 = 88.5 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{f,2}}{t_{f,2}} = 8.045$$

övlemezmosztály :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{f,2}}{t_{f,2}} < 9\epsilon$	$9\epsilon = 7.323$
	"II. km-i osztály"	if $9\epsilon < \frac{c_{f,2}}{t_{f,2}} < 10\epsilon$	$10\epsilon = 8.136$
	"III. km-i osztály"	if $10\epsilon < \frac{c_{f,2}}{t_{f,2}} < 14\epsilon$	$14\epsilon = 11.391$
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

Tehát övlemezmosztály = "II. km-i osztály"

gerinclemez:

$$c_{w,2} := h_2 - 2 \cdot t_{f,2} - 2 \cdot r_2 = 152 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{w,2}}{t_{w,2}} = 21.714$$

$$\text{gerinclemezhajl} := \begin{cases} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{w,2}}{t_{w,2}} < 72\epsilon & 72\epsilon = 58.58 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 72\epsilon < \frac{c_{w,2}}{t_{w,2}} < 83\epsilon & 83\epsilon = 67.53 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 83\epsilon < \frac{c_{w,2}}{t_{w,2}} < 124\epsilon & 124\epsilon = 100.888 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tehát gerinclemezhajl = "I. km-i osztály" hajlításra

$$\text{gerinclemezhajl} := \begin{cases} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{w,1}}{t_{w,1}} < 33\epsilon & 33\epsilon = 26.849 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 33\epsilon < \frac{c_{w,1}}{t_{w,1}} < 38\epsilon & 38\epsilon = 30.917 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 38\epsilon < \frac{c_{w,1}}{t_{w,1}} < 42\epsilon & 42\epsilon = 34.172 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tehát gerinclemezhajl = "I. km-i osztály" nyomásra

Tehát a szelvény II. km-i osztályú

másodrendű hatások közelítő figyelembevétele:

$$N_{CR,2} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,2}}{(\nu_{y,2} \cdot l_2)^2} = 9699.156 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed,II,2} := M_{Ed,2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed,2}}{N_{CR,2}}} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,2} := M_{Ed,II,2}$$

6.2 Szilárdsági vizsgálatok

tiszta nyomás:

$$N_{c,Rd,2} := A_2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2284.113 \cdot \text{kN} > N_{Ed,2} = 1023.2 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

kihasználtság:

$$\frac{N_{Ed,2}}{N_{c,Rd,2}} = 0.448$$

tiszta nyírás

$$V_{\max,Ed,2} := V_{Ed,2} = 0.2 \cdot \text{kN}$$

$$A_{v,2} := A_2 - 2 \cdot b_2 \cdot t_{f,2} + (t_{w,2} + 2 \cdot r_2) \cdot t_{f,2} = 20.671 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_{c,Rd,2} := \frac{A_{v,2} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 423.676 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\max,Ed,2} = 0.2 \cdot kN < 0.5V_{c,Rd,2} = 211.838 \cdot kN$$

Tehát a nyíróerő hatása elhanyagolható

6.3. Stabilitási vizsgálatok

lokális és globális kihajlás:

$$\lambda_{y,2} := \frac{\nu_{y,2} \cdot l_2}{i_{y,2}} = 37.08$$

$$\lambda_{z,2} := \frac{\nu_{z,2} \cdot l_2}{i_{z,2}} = 61.688$$

$$\frac{h_2}{b_2} = 0.955 < 1.2$$

$$t_{f,2} = 11 \cdot mm < 100 \cdot mm$$

tehát: y irányban "b" görbe $\alpha_{y,2} := \alpha_b \quad \alpha_{y,2} = 0.34$

z irányban "c" görbe $\alpha_{z,2} := \alpha_c \quad \alpha_{z,2} = 0.49$

$$\lambda_{rel,y,2} := \frac{\lambda_{y,2}}{\lambda_1} = 0.485$$

$$\phi_{y,2} := \frac{1 + \alpha_{y,2} \cdot (\lambda_{rel,y,2} - 0.2) + \lambda_{rel,y,2}^2}{2}$$

$$\chi_{y,2} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{y,2} + \sqrt{\phi_{y,2}^2 - \lambda_{rel,y,2}^2}} \right) = 0.891$$

$$\lambda_{rel,z,2} := \frac{\lambda_{z,2}}{\lambda_1} = 0.807$$

$$\phi_{z,2} := \frac{1 + \alpha_{z,2} \cdot (\lambda_{rel,z,2} - 0.2) + \lambda_{rel,z,2}^2}{2}$$

$$\chi_{z,2} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{z,2} + \sqrt{\phi_{z,2}^2 - \lambda_{rel,z,2}^2}} \right) = 0.657$$

globális

$$\alpha_{cr} := 11.412 \text{ (AxisVM 11 programmal meghatározva)}$$

$$N_{Ed,kihajlás,2} := N_{Ed,2} = 1023.2 \cdot kN$$

$$\alpha_{ult,2} := \frac{N_{c,Rd,2}}{N_{Ed,kihajlás,2}} = 2.232$$

$$\lambda_{rel,y,glob,2} := \sqrt{\frac{\alpha_{ult,2}}{\alpha_{cr}}} = 0.442$$

$$\alpha_{glob,2} := \alpha_{y,2} = 0.34$$

$$\phi_{y,glob,2} := \frac{1 + \alpha_{glob,2} \cdot (\lambda_{rel,y,glob,2} - 0.2) + \lambda_{rel,y,glob,2}^2}{2} = 0.639$$

$$\chi_{y, glob.2} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{y, glob.2} + \sqrt{\phi_{y, glob.2}^2 - \lambda_{rel.y, glob.2}^2}} \right) = 0.909$$

$$\chi_2 := \min(\chi_{y,2}, \chi_{z,2}, \chi_{y, glob.2}) = 0.657$$

$$N_{b, Rd.2} := \chi_2 \cdot \frac{A_2 \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1501.755 \cdot \text{kN} > N_{Ed.2} = 1023.2 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed.2}}{N_{b, Rd.2}} = 0.681$$

7. Sarokoszlop méretezése

7.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

Az oszlop méretei:

$$l_3 := H_1 = 3.4 \cdot \text{m}$$

szelvény: $\text{Oszl}_{3,1,0} = \text{"HE A160"}$

$$h_3 = 152 \cdot \text{mm}$$

$$b_3 = 160 \cdot \text{mm}$$

$$t_{w,3} = 6 \cdot \text{mm}$$

$$t_{f,3} = 9 \cdot \text{mm}$$

$$r_3 = 15 \cdot \text{mm}$$

$$A_3 = 38.771 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{y,3} = 1672.974 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{y,3} = 220.128 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{pl,y,3} = 245.147 \cdot \text{cm}^3 \quad i_{y,3} = 6.569 \cdot \text{cm}$$

$$A_{vz,3} = 13.211 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{z,3} = 615.572 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{z,3} = 76.947 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{pl,z,3} = 117.633 \cdot \text{cm}^3$$

$$i_{z,3} = 3.985 \cdot \text{cm}$$

$$S_{s,3} = 41.574 \cdot \text{mm}$$

$$I_{t,3} = 12.194 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_{w,3} = 31409.664 \cdot \text{cm}^6$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{Ed.3} := 518.74 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed.3} := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.3} := 0.07 \cdot \text{kN}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{y,3} := 1.0$$

$$\nu_{z,3} := 1.0$$

Keresztmetszet osztályozás:

övlemez:

$$c_{f,3} := \frac{b_3}{2} - \frac{t_{w,3}}{2} - r_3 = 62 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{f,3}}{t_{f,3}} = 6.889$$

$$\text{öblemezkmosztály} := \begin{cases} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{f,3}}{t_{f,3}} < 9\epsilon & 9\epsilon = 7.323 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 9\epsilon < \frac{c_{f,3}}{t_{f,3}} < 10\epsilon & 10\epsilon = 8.136 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 10\epsilon < \frac{c_{f,3}}{t_{f,3}} < 14\epsilon & 14\epsilon = 11.391 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tehát öblemezkmosztály = "I. km-i osztály"
gerinclemez:

$$c_{w,3} := h_3 - 2 \cdot t_{f,3} - 2 \cdot r_3 = 104 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{w,3}}{t_{w,3}} = 17.333$$

$$\text{gerinclemezkmhajl} := \begin{cases} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{w,3}}{t_{w,3}} < 72\epsilon & 72\epsilon = 58.58 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 72\epsilon < \frac{c_{w,3}}{t_{w,3}} < 83\epsilon & 83\epsilon = 67.53 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 83\epsilon < \frac{c_{w,3}}{t_{w,3}} < 124\epsilon & 124\epsilon = 100.888 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tehát gerinclemezkmhajl = "I. km-i osztály" hajlításra

$$\text{gerinclemezkmnyom} := \begin{cases} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{w,3}}{t_{w,3}} < 33\epsilon & 33\epsilon = 26.849 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 33\epsilon < \frac{c_{w,3}}{t_{w,3}} < 38\epsilon & 38\epsilon = 30.917 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 38\epsilon < \frac{c_{w,3}}{t_{w,3}} < 42\epsilon & 42\epsilon = 34.172 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tehát gerinclemezkmnyom = "I. km-i osztály" nyomásra

Tehát a szelvény I. km-i osztályú

másodrendű hatások közelítő figyelembevétele:

$$N_{CR,3} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,3}}{(\nu_{y,3} \cdot l_3)^2} = 2999.51 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed,II,3} := M_{Ed,3} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed,3}}{N_{CR,3}}} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,3} := M_{Ed,II,3} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

7.2 Szilárdsági vizsgálatok

tiszta nyomás:

$$N_{c,Rd.3} := A_3 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1376.385 \cdot \text{kN} > N_{Ed.3} = 518.74 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed.3}}{N_{c,Rd.3}} = 0.377$$

tiszta nyírás

$$V_{\max,Ed.3} := V_{Ed.3} = 0.07 \cdot \text{kN}$$

$$A_{v.3} := A_3 - 2 \cdot b_3 \cdot t_{f.3} + (t_{w.3} + 2 \cdot r_3) \cdot t_{f.3} = 13.211 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_{c,Rd.3} := \frac{A_{v.3} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 270.78 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\max,Ed.3} = 0.07 \cdot \text{kN} < 0.5 V_{c,Rd.3} = 135.39 \cdot \text{kN}$$

Tehát a nyíróerő hatása elhanyagolható

7.3 Stabilitási vizsgálatok

lokális kihajlás:

$$\lambda_{y.3} := \frac{\nu_{y.3} \cdot l_3}{i_{y.3}} = 51.76$$

$$\lambda_{z.3} := \frac{\nu_{z.3} \cdot l_3}{i_{z.3}} = 85.329$$

$$\frac{h_3}{b_3} = 0.95 < 1.2$$

$$t_{f.3} = 9 \cdot \text{mm} < 100 \cdot \text{mm}$$

$$\text{tehát: } y \text{ irányban "b" görbe} \quad \alpha_{y.3} := \alpha_b = 0.34$$

$$z \text{ irányban "c" görbe} \quad \alpha_{z.3} := \alpha_c = 0.49$$

$$\lambda_{\text{rel},y.3} := \frac{\lambda_{y.3}}{\lambda_1} = 0.677$$

$$\phi_{y.3} := \frac{1 + \alpha_{y.3} \cdot (\lambda_{\text{rel},y.3} - 0.2) + \lambda_{\text{rel},y.3}^2}{2}$$

$$\chi_{y.3} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{y.3} + \sqrt{\phi_{y.3}^2 - \lambda_{\text{rel},y.3}^2}} \right) = 0.796$$

$$\lambda_{\text{rel},z.3} := \frac{\lambda_{z.3}}{\lambda_1} = 1.117$$

$$\phi_{z.3} := \frac{1 + \alpha_{z.3} \cdot (\lambda_{\text{rel},z.3} - 0.2) + \lambda_{\text{rel},z.3}^2}{2}$$

$$\chi_{z,3} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{z,3} + \sqrt{\phi_{z,3}^2 - \lambda_{rel,z,3}^2}} \right) = 0.475$$

globális

$$\alpha_{cr} = 11.412$$

$$N_{Ed,kihajlás,3} := N_{Ed,3} = 518.74 \text{ kN}$$

$$\alpha_{ult,3} := \frac{N_{c,Rd,3}}{N_{Ed,kihajlás,3}} = 2.653$$

$$\lambda_{rel,y,glob,3} := \sqrt{\frac{\alpha_{ult,3}}{\alpha_{cr}}} = 0.482$$

$$\alpha_{glob,3} := \alpha_{y,3} = 0.34$$

$$\phi_{y,glob,3} := \frac{1 + \alpha_{glob,3} \cdot (\lambda_{rel,y,glob,3} - 0.2) + \lambda_{rel,y,glob,3}^2}{2} = 0.664$$

$$\chi_{y,glob,3} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{y,glob,3} + \sqrt{\phi_{y,glob,3}^2 - \lambda_{rel,y,glob,3}^2}} \right) = 0.892$$

$$\chi_3 := \min(\chi_{y,3}, \chi_{z,3}, \chi_{y,glob,3}) = 0.475$$

$$N_{b,Rd,3} := \chi_3 \cdot \frac{A_3 \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 654.251 \text{ kN} > N_{Ed,3} = 518.74 \text{ kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,3}}{N_{b,Rd,3}} = 0.793$$

8. Merevítésben résztvevő oszlop méretezése

8.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

Az oszlop méretei:

$$l_4 := H_1 = 3.4 \text{ m}$$

szelvény: Oszl_{4,0} = "HE A 220"

$$h_4 = 210 \text{ mm}$$

$$b_4 = 220 \text{ mm}$$

$$t_{w,4} = 7 \text{ mm}$$

$$t_{f,4} = 11 \text{ mm}$$

$$r_4 = 18 \text{ mm}$$

$$A_4 = 64.34 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,4} = 5409.7 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,4} = 515.2 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y,4} = 568.46 \text{ cm}^3$$

$$i_{y,4} = 9.17 \text{ cm}$$

$$A_{vz,4} = 20.67 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,4} = 1954.56 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,4} = 177.69 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z,4} = 270.59 \text{ cm}^3$$

$$i_{z,4} = 5.51 \text{ cm}$$

$$S_{s,4} = 50.09 \text{ mm}$$

$$I_{t,4} = 28.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{w,4} = 1.933 \times 10^5 \text{ cm}^6$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{Ed,4} := 994.28 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,4} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,4} := 0.37 \text{ kN}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{y,4} := 1.0$$

$$\nu_{z,4} := 1.0$$

Keresztmetszet osztályozás:

övlemez:

$$c_{f,4} := \frac{b_4}{2} - \frac{t_{w,4}}{2} - r_4 = 88.5 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{f,4}}{t_{f,4}} = 8.045$$

övlemezkmosztály :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{f,4}}{t_{f,4}} < 9\epsilon$	$9\epsilon = 7.323$
	"II. km-i osztály"	if $9\epsilon < \frac{c_{f,4}}{t_{f,4}} < 10\epsilon$	$10\epsilon = 8.136$
	"III. km-i osztály"	if $10\epsilon < \frac{c_{f,4}}{t_{f,4}} < 14\epsilon$	$14\epsilon = 11.391$
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

Tehát övlemezkmosztály = "II. km-i osztály"

gerinclemez:

$$c_{w,4} := h_4 - 2 \cdot t_{f,4} - 2 \cdot r_4 = 152 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{w,4}}{t_{w,4}} = 21.714$$

gerinclemezkmhajl :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{w,4}}{t_{w,4}} < 72\epsilon$	$72\epsilon = 58.58$
	"II. km-i osztály"	if $72\epsilon < \frac{c_{w,4}}{t_{w,4}} < 83\epsilon$	$83\epsilon = 67.53$
	"III. km-i osztály"	if $83\epsilon < \frac{c_{w,4}}{t_{w,4}} < 124\epsilon$	$124\epsilon = 100.888$
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

Tehát gerinclemezkmhajl = "I. km-i osztály" hajlításra

gerinclemezkmnyom :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{w,4}}{t_{w,4}} < 33\epsilon$	$33\epsilon = 26.849$
	"II. km-i osztály"	if $33\epsilon < \frac{c_{w,4}}{t_{w,4}} < 38\epsilon$	$38\epsilon = 30.917$
	"III. km-i osztály"	if $38\epsilon < \frac{c_{w,4}}{t_{w,4}} < 42\epsilon$	$42\epsilon = 34.172$
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

Tehát gerinclemezkmnyom = "I. km-i osztály" nyomásra

Tehát a szelvény II. km-i osztályú

másodrendű hatások közelítő figyelembevétele:

$$N_{cR,4} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,4}}{(\nu_{y,4} \cdot l_4)^2} = 9699.166 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed,II,4} := M_{Ed,4} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed,4}}{N_{cR,4}}} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,4} := M_{Ed,II,4} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

8.2 Szilárdsági vizsgálatok

tiszta nyomás:

$$N_{c,Rd,4} := A_4 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2284.07 \cdot \text{kN} > N_{Ed,4} = 994.28 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,4}}{N_{c,Rd,4}} = 0.435$$

tiszta nyírás

$$V_{\max,Ed,4} := V_{Ed,4} = 0.37 \cdot \text{kN}$$

$$A_{v,4} := A_4 - 2 \cdot b_4 \cdot t_{f,4} + (t_{w,4} + 2 \cdot r_4) \cdot t_{f,4} = 20.67 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_{c,Rd,4} := \frac{A_{v,4} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 423.651 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\max,Ed,4} = 0.37 \cdot \text{kN} < 0.5 V_{c,Rd,4} = 211.825 \cdot \text{kN}$$

Tehát a nyíróerő hatása elhanyagolható

8.3 Stabilitási vizsgálatok

lokális kihajlás:

$$\lambda_{y,4} := \frac{\nu_{y,4} \cdot l_4}{i_{y,4}} = 37.077$$

$$\lambda_{z,4} := \frac{\nu_{z,4} \cdot l_4}{i_{z,4}} = 61.706$$

$$\frac{h_4}{b_4} = 0.955 < 1.2$$

$$t_{f,4} = 11 \cdot \text{mm} < 100 \cdot \text{mm}$$

$$\text{tehát: } y \text{ irányban "b" görbe} \quad \alpha_{y,4} := \alpha_b = 0.34$$

$$z \text{ irányban "c" görbe} \quad \alpha_{z,4} := \alpha_c = 0.49$$

$$\lambda_{\text{rel},y,4} := \frac{\lambda_{y,4}}{\lambda_1} = 0.485$$

$$\phi_{y,4} := \frac{1 + \alpha_{y,4} \cdot (\lambda_{\text{rel},y,4} - 0.2) + \lambda_{\text{rel},y,4}^2}{2}$$

$$\chi_{y,4} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{y,4} + \sqrt{\phi_{y,4}^2 - \lambda_{rel,y,4}^2}} \right) = 0.891$$

$$\lambda_{rel,z,4} := \frac{\lambda_{z,4}}{\lambda_1} = 0.808$$

$$\phi_{z,4} := \frac{1 + \alpha_{z,4} \cdot (\lambda_{rel,z,4} - 0.2) + \lambda_{rel,z,4}^2}{2}$$

$$\chi_{z,4} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{z,4} + \sqrt{\phi_{z,4}^2 - \lambda_{rel,z,4}^2}} \right) = 0.657$$

globális

$$\alpha_{cr,4} := 9.948$$

>

$$N_{Ed,kihajlás,4} := N_{Ed,4} = 994.28 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{ult,4} := \frac{N_{c,Rd,4}}{N_{Ed,kihajlás,4}} = 2.297$$

$$\lambda_{rel,y,glob,4} := \sqrt{\frac{\alpha_{ult,4}}{\alpha_{cr,4}}} = 0.481$$

$$\alpha_{glob,4} := \alpha_{y,4} = 0.34$$

$$\phi_{y,glob,4} := \frac{1 + \alpha_{glob,4} \cdot (\lambda_{rel,y,glob,4} - 0.2) + \lambda_{rel,y,glob,4}^2}{2} = 0.663$$

$$\chi_{y,glob,4} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{y,glob,4} + \sqrt{\phi_{y,glob,4}^2 - \lambda_{rel,y,glob,4}^2}} \right) = 0.893$$

$$\chi_4 := \min(\chi_{y,4}, \chi_{z,4}, \chi_{y,glob,4}) = 0.657$$

$$N_{b,Rd,4} := \chi_4 \cdot \frac{A_4 \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1501.385 \cdot \text{kN} > N_{Ed,4} = 994.28 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,4}}{N_{b,Rd,4}} = 0.662$$

9. Rácsozás méretezése

9.1 1-es rácsrúd

9.1.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

A rácsrúd méretei

$$l_{rr} := \sqrt{(H_1^2 + d_{főtartó}^2)} = 6.896 \cdot \text{m}$$

$$\text{szelvény:} \quad Rács_{1,0} = "120 \times 120" \quad Rács_{1,1} = 6$$

$$h_{rr} = 120 \cdot \text{mm} \quad b_{rr} = 120 \cdot \text{mm} \quad t_{rr} = 6 \cdot \text{mm} \quad r_{rr} = 6 \cdot \text{mm} \quad A_{rr} = 27 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{rr} = 579 \cdot \text{cm}^4 \quad i_{rr} = 4.63 \cdot \text{cm} \quad W_{el,rr} = 96.6 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{pl,rr} = 115 \cdot \text{cm}^3$$

$$I_{t,rr} = 911 \cdot \text{cm}^4 \quad W_{t,rr} = 141 \cdot \text{cm}^3 \quad G_{rr} = 21.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{Ed,rr} := 151.54 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,rr} := 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed,rr} := 0 \text{ kN}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{rr} := 1.0$$

Keresztmetszet osztályozás:

$$c_{rr} := h_{rr} - 2 \cdot t_{rr} - 2 \cdot r_{rr} = 96 \text{ mm}$$

rácsmoszt :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{rr}}{t_{rr}} < 33\epsilon$	$33\epsilon = 26.849$
	"II. km-i osztály"	if $33\epsilon < \frac{c_{rr}}{t_{rr}} < 38\epsilon$	$38\epsilon = 30.917$
	"III. km-i osztály"	if $38\epsilon < \frac{c_{rr}}{t_{rr}} < 42\epsilon$	$42\epsilon = 34.172$
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

rácsmoszt = "I. km-i osztály"

Tehát a szelvény I. km-i osztályú

9.1.2 Szilárdsági vizsgálatok

tiszta nyomás:

$$N_{C,Rd,rr} := A_{rr} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 958.5 \text{ kN} > N_{Ed,rr} = 151.54 \text{ kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,rr}}{N_{C,Rd,rr}} = 0.158$$

9.1.3. Stabilitási vizsgálatok

lokális kihajlás:

$$\lambda_{rr} := \frac{\nu_{rr} \cdot l_{rr}}{i_{rr}} = 148.95$$

$$\alpha_a := 0.21$$

$$\alpha_{rr} := \alpha_a = 0.21$$

$$\lambda_{rel,rr} := \frac{\lambda_{rr}}{\lambda_1} = 1.95$$

$$\phi_{rr} := \frac{1 + \alpha_{rr} \cdot (\lambda_{rel,rr} - 0.2) + \lambda_{rel,rr}^2}{2}$$

$$\chi_{rr} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{rr} + \sqrt{\phi_{rr}^2 - \lambda_{rel,rr}^2}} \right) = 0.234$$

$$N_{b,Rd,rr} := \chi_{rr} \cdot \frac{A_{rr} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 223.921 \cdot \text{kN} > N_{Ed,rr} = 151.54 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,rr}}{N_{b,Rd,rr}} = 0.677$$

9.2 2-es rácsrúd

9.2.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

A rácsrúd méretei

$$l_{rr} := \sqrt{(H_1^2 + d_{főtartó}^2)} = 6.896 \cdot \text{m}$$

szelvény: Rács_{1,0} = "120 x 120" Rács_{1,1} = 6

$$h_{rr} = 70 \cdot \text{mm} \quad b_{rr} = 70 \cdot \text{mm} \quad t_{rr} = 6.3 \cdot \text{mm} \quad r_{rr} = 6.3 \cdot \text{mm} \quad A_{rr} = 18.1 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{rr} = 162 \cdot \text{cm}^4 \quad i_{rr} = 2.99 \cdot \text{cm} \quad W_{el,rr} = 40.5 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{pl,rr} = 49.7 \cdot \text{cm}^3$$

$$I_{t,rr} = 262 \cdot \text{cm}^4 \quad W_{t,rr} = 58.7 \cdot \text{cm}^3 \quad G_{rr} = 14.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{Ed,rr} := 48.95 \text{ kN} \quad (\text{ld. melléklet})$$

$$M_{Ed,rr} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,rr} := 0 \text{ kN}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{rr} := 1.0$$

Keresztmetszet osztályozás:

$$c_{rr} := h_{rr} - 2 \cdot t_{rr} - 2 \cdot r_{rr} = 44.8 \cdot \text{mm}$$

rácsmoszt :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{rr}}{t_{rr}} < 33\epsilon$	33 ϵ = 26.849
	"II. km-i osztály"	if $33\epsilon < \frac{c_{rr}}{t_{rr}} < 38\epsilon$	38 ϵ = 30.917
	"III. km-i osztály"	if $38\epsilon < \frac{c_{rr}}{t_{rr}} < 42\epsilon$	42 ϵ = 34.172
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

rácsmoszt = "I. km-i osztály"

Tehát a szelvény I. km-i osztályú

9.2.2 Szilárdsági vizsgálatok

tiszta nyomás:

$$N_{c,Rd,rr} := A_{rr} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 642.55 \cdot \text{kN} > N_{Ed,rr} = 48.95 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,rr}}{N_{c,Rd,rr}} = 0.076$$

9.2.3. Stabilitási vizsgálatok

lokális kihajlás:

$$\lambda_{rr} := \frac{\nu_{rr} \cdot l_{rr}}{i_{rr}} = 230.648$$

$$\alpha_a := 0.21$$

$$\alpha_{rr} := \alpha_a = 0.21$$

$$\lambda_{rel,rr} := \frac{\lambda_{rr}}{\lambda_1} = 3.019$$

$$\phi_{rr} := \frac{1 + \alpha_{rr} \cdot (\lambda_{rel,rr} - 0.2) + \lambda_{rel,rr}^2}{2}$$

$$\chi_{rr} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{rr} + \sqrt{\phi_{rr}^2 - \lambda_{rel,rr}^2}} \right) = 0.102$$

$$N_{b,Rd,rr} := \chi_{rr} \cdot \frac{A_{rr} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 65.742 \cdot \text{kN} \quad > \quad N_{Ed,rr} = 48.95 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,rr}}{N_{b,Rd,rr}} = 0.745$$

II. MÉRETEZÉS ROBBANÁSTEHERRE a merevítőrendszer méretezése

1. Robbantáster

/referencia teherszámításra/

1A

$$P_{d.1A_1} = 14.313 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1A_2} = 19.57 \cdot \text{kPa}$$

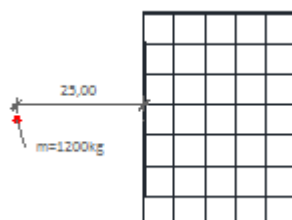
$$P_{d.1A_3} = 23.514 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1A_4} = 27.656 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1A_5} = 23.514 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1A_6} = 19.57 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1A_7} = 14.313 \cdot \text{kPa}$$



$$q_{\text{robbantás.1A.alap}} := \frac{\sum_{i=1}^7 (P_{d.1A_i} \cdot d_{\text{főtartó}})}{2} = 427.352 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

csavarásból adódó többlet az egyik merevítésen:

$$q_{\text{robbantás.1A.csav}} := \frac{\sum_{i=1}^7 \left[\frac{P_{d.1A_i} \cdot H \cdot d_{\text{főtartó}} \cdot \left[\frac{L_y}{2} - \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} - (i-1)d_{\text{főtartó}} \right]}{(L_y)} \right]}{H} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{robbantás.1A}} := q_{\text{robbantás.1A.alap}} + q_{\text{robbantás.1A.csav}} = 427.352 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

/referencia teherszámításra/

1B

$$P_{d.1B_1} = 41.418 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_2} = 31.656 \cdot \text{kPa}$$

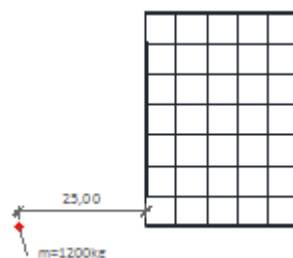
$$P_{d.1B_3} = 26.658 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_4} = 21.149 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_5} = 18.853 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_6} = 11.993 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_7} = 10.194 \cdot \text{kPa}$$



$$q_{\text{robbantás.1B.alap}} := \frac{\sum_{i=1}^7 (P_{d.1B_i} \cdot d_{\text{főtartó}})}{2} = 485.762 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

csavarásból adódó többlet az egyik merevítésen:

$$q_{\text{robbantás.1B.csav}} := \frac{\sum_{i=1}^7 \left[\frac{P_{d.1B_i} \cdot H \cdot d_{\text{főtartó}} \cdot \left[\frac{L_y}{2} - \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} - (i-1)d_{\text{főtartó}} \right]}{(L_y)} \right]}{H} = 120.687 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{robbantás.1B}} := q_{\text{robbantás.1B.alap}} + q_{\text{robbantás.1B.csav}} = 606.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

/referencia teherszámításra/

1C

$$P_{d.1C_1} = 42.23 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1C_2} = 31.152 \cdot \text{kPa}$$

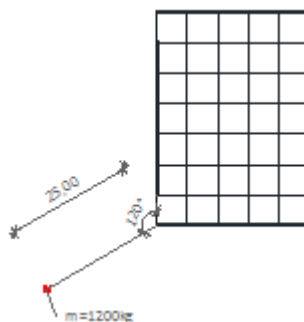
$$P_{d.1C_3} = 22.066 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1C_4} = 16.268 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1C_5} = 11.941 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1C_6} = 9.674 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1C_7} = 7.269 \cdot \text{kPa}$$



$$q_{\text{robbantás.1C.alap}} := \frac{\sum_{i=1}^7 (P_{d.1C_i} \cdot d_{\text{főtartó}})}{2} = 421.801 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

csavarásból adódó többlet az egyik merevítésen:

$$q_{\text{robbantás.1C.csav}} := \frac{\sum_{i=1}^7 \left[\frac{P_{d.1C_i} \cdot H \cdot d_{\text{főtartó}} \cdot \left[\frac{L_y}{2} - \frac{d_{\text{főtartó}}}{2} - (i-1)d_{\text{főtartó}} \right]}{L_y} \right]}{H} = 135.398 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{robbantás.1C}} := q_{\text{robbantás.1C.alap}} + q_{\text{robbantás.1C.csav}} = 557.199 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{robbantás}} := \max(q_{\text{robbantás.1A}}, q_{\text{robbantás.1B}}, q_{\text{robbantás.1C}}) = 606.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

csomópontra redukálva:

$$\begin{aligned} 1: A_{\text{robb.1}} &:= q_{\text{robbantás}} \cdot \frac{H_1}{2} = 1030.964 \cdot \text{kN} \\ 2: A_{\text{robb.2}} &:= q_{\text{robbantás}} \cdot \frac{H_1 + H_2}{2} = 1940.639 \cdot \text{kN} \\ 3: A_{\text{robb.3}} &:= q_{\text{robbantás}} \cdot H_2 = 1819.349 \cdot \text{kN} \\ 4: A_{\text{robb.4}} &:= q_{\text{robbantás}} \cdot H_2 = 1819.349 \cdot \text{kN} \\ 5: A_{\text{robb.5}} &:= q_{\text{robbantás}} \cdot \frac{H_2}{2} = 909.674 \cdot \text{kN} \end{aligned}$$

2. Dinamikus anyagjellemzők

μ kisebb mint 1, mert rugalmas méretezés

$$\begin{aligned} c_M &:= 1.20 & f_{dy.M} &:= c_M \cdot f_y = 426 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{d.M} &:= \sqrt{\frac{235 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_{dy.M}}} & \lambda_{1d.M} &:= 93.9 \epsilon_{d.M} = 69.742 \\ c_V &:= 1.10 & f_{dy.V} &:= c_V \cdot f_y = 390.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{d.V} &:= \sqrt{\frac{235 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_{dy.V}}} & \lambda_{1d.V} &:= 93.9 \epsilon_{d.V} = 72.843 \\ c_N &:= 1.10 & f_{dy.N} &:= c_N \cdot f_y = 390.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{d.N} &:= \sqrt{\frac{235 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_{dy.N}}} & \lambda_{1d.N} &:= 93.9 \epsilon_{d.N} = 72.843 \end{aligned}$$

A robbanástelherre történő méretezés során alkalmazott biztonsági tényezők

$$\gamma_{M0} := 1.00 \quad \gamma_{M1} := 1.00 \quad \gamma_{M2} := 1.00$$

3. A merevítőrendszer igénybevételei

A főtartó igénybevételeinek számítását AxisVM 11 program diákverziójával végeztem el.

4. Rácsozás méretezése

4.1 1-es típusú rácsrúd

4.1.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

A rácsrúd méretei

$$l_{rr1.r1} := \sqrt{(H_1^2 + d_{\text{főtartó}}^2)} = 6.896 \cdot \text{m}$$

$$\text{szelvény:} \quad \text{Rács}_{1.r1_{1,0}} = "300 \times 300 \text{ (Rács}_{1.r1_{1,1}} = 14.2$$

$$h_{rr1.r1} = 300 \cdot \text{mm} \quad b_{rr1.r1} = 300 \cdot \text{mm} \quad t_{rr1.r1} = 14.2 \cdot \text{mm} \quad r_{rr1.r1} = 14.2 \cdot \text{mm} \quad A_{rr1.r1} = 160 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{rr1.r1} = 21637 \cdot \text{cm}^4 \quad i_{rr1.r1} = 11.6 \cdot \text{cm} \quad W_{el,rr1.r1} = 1442 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{pl,rr1.r1} = 1708 \cdot \text{cm}^3$$

$$I_{t,rr1.r1} = 33938 \cdot \text{cm}^4 \quad W_{t,rr1.r1} = 2114 \cdot \text{cm}^3 \quad G_{rr1.r1} = 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Mértékadó igénybevételek:

$$\text{húzás: } N_{Ed,rr1,r1,h} := 3465.04 \text{ kN}$$

$$\text{nyomás: } N_{Ed,rr1,r1,ny} := 4021.67 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,rr1,r1} := 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed,rr1,r1} := 0 \text{ kN}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{rr1,r1} := 1.0$$

Keresztmetszet osztályozás:

$$c_{rr1,r1} := h_{rr1,r1} - 2 \cdot t_{rr1,r1} - 2 \cdot r_{rr1,r1} = 243.2 \cdot \text{mm}$$

rácsmoszt :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{rr1,r1}}{t_{rr1,r1}} < 33\epsilon_{d,N}$	$33\epsilon_{d,N} = 25.6$
	"II. km-i osztály"	if $33\epsilon_{d,N} < \frac{c_{rr1,r1}}{t_{rr1,r1}} < 38\epsilon_{d,N}$	$38\epsilon_{d,N} = 29.479$
	"III. km-i osztály"	if $38\epsilon_{d,N} < \frac{c_{rr1,r1}}{t_{rr1,r1}} < 42\epsilon_{d,N}$	$42\epsilon_{d,N} = 32.582$
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

$$\text{rácsmoszt} = \text{"I. km-i osztály"}$$

Tehát a szelvény I. km-i osztályú

4.1.2 Szilárdsági vizsgálat

tiszta húzás:

$$N_{c,Rd,rr1,r1} := A_{rr1,r1} \cdot \frac{f_{dy,N}}{\gamma_{M0}} = 6248 \cdot \text{kN} > N_{Ed,rr1,r1,h} = 3465.04 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,rr1,r1,h}}{N_{c,Rd,rr1,r1}} = 0.555$$

4.1.3 Stabilitási vizsgálat

lokális kihajlás:

$$\lambda_{rr1,r1} := \frac{\nu_{rr1,r1} \cdot l_{rr1,r1}}{i_{rr1,r1}} = 59.452$$

$$\alpha_{rr1,r1} := \alpha_a = 0.21$$

$$\lambda_{rel,rr1,r1} := \frac{\lambda_{rr1,r1}}{\lambda_{1d,N}} = 0.816$$

$$\phi_{rr1,r1} := \frac{1 + \alpha_{rr1,r1} \cdot (\lambda_{rel,rr1,r1} - 0.2) + \lambda_{rel,rr1,r1}^2}{2}$$

$$\chi_{rr1,r1} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{rr1,r1} + \sqrt{\phi_{rr1,r1}^2 - \lambda_{rel,rr1,r1}^2}} \right) = 0.786$$

$$N_{b,Rd,rr1,r1} := \chi_{rr1,r1} \cdot \frac{A_{rr1,r1} \cdot f_{dy,N}}{\gamma_{M1}} = 4913.051 \cdot \text{kN} > N_{Ed,rr1,r1,ny} = 4021.67 \cdot \text{kN} \text{ megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,rr1,r1,ny}}{N_{b,Rd,rr1,r1}} = 0.819$$

4.2 2-es típusú rácsrúd

4.2.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

A rácsrúd méretei

$$l_{rr2,r1} := \sqrt{(H_3^2 + d_{főtartó}^2)} = 6.708 \cdot \text{m}$$

$$\text{szelvény: } Rács_{2,r1}_{1,0} = "200 \times 200 \text{ Rács}_{2,r1}_{1,1} = 12.5$$

$$h_{rr2,r1} = 200 \cdot \text{mm} \quad b_{rr2,r1} = 200 \cdot \text{mm} \quad t_{rr2,r1} = 12.5 \cdot \text{mm} \quad r_{rr2,r1} = 12.5 \cdot \text{mm} \quad A_{rr2,r1} = 92.1 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{rr2,r1} = 5336 \cdot \text{cm}^4 \quad i_{rr2,r1} = 7.61 \cdot \text{cm} \quad W_{el,rr2,r1} = 534 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{pl,rr2,r1} = 643 \cdot \text{cm}^3$$

$$I_{t,rr2,r1} = 8491 \cdot \text{cm}^4 \quad W_{t,rr2,r1} = 778 \cdot \text{cm}^3 \quad G_{rr2,r1} = 72.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Mértékadó igénybevételek:

$$\text{húzás: } N_{Ed,rr2,r1,h} := 1094.68 \text{ kN}$$

$$\text{nyomás: } N_{Ed,rr2,r1,ny} := 1679.62 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,rr2,r1} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,rr2,r1} := 0 \text{ kN}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{rr2,r1} := 1.0$$

Keresztmetszet osztályozás:

$$c_{rr2,r1} := h_{rr2,r1} - 2 \cdot t_{rr2,r1} - 2 \cdot r_{rr2,r1} = 150 \cdot \text{mm}$$

rácsmoszt :=	"I. km-i osztály"	if $\frac{c_{rr2,r1}}{t_{rr2,r1}} < 33\epsilon_{d,N}$	$33\epsilon_{d,N} = 25.6$
	"II. km-i osztály"	if $33\epsilon_{d,N} < \frac{c_{rr2,r1}}{t_{rr2,r1}} < 38\epsilon_{d,N}$	$38\epsilon_{d,N} = 29.479$
	"III. km-i osztály"	if $38\epsilon_{d,N} < \frac{c_{rr2,r1}}{t_{rr2,r1}} < 42\epsilon_{d,N}$	$42\epsilon_{d,N} = 32.582$
	"IV. km-i osztály"	otherwise	

$$\text{rácsmoszt} = "I. \text{ km-i osztály}"$$

Tehát a szelvény I. km-i osztályú

4.2.2 Szilárdsági vizsgálat

tiszta húzás:

$$N_{c,Rd,rr2,r1} := A_{rr2,r1} \cdot \frac{f_{dy,N}}{\gamma_{M0}} = 3596.505 \cdot \text{kN} > N_{Ed,rr2,r1,h} = 1094.68 \cdot \text{kN} \text{ megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{\text{Ed,rr2,r1,h}}}{N_{\text{c,Rd,rr2,r1}}} = 0.304$$

4.2.3 Stabilitási vizsgálat lokális kihajlás:

$$\lambda_{\text{rr2,r1}} := \frac{\nu_{\text{rr2,r1}} \cdot l_{\text{rr2,r1}}}{i_{\text{rr2,r1}}} = 88.15$$

$$\alpha_{\text{rr2,r1}} := \alpha_a = 0.21$$

$$\lambda_{\text{rel,rr2,r1}} := \frac{\lambda_{\text{rr2,r1}}}{\lambda_{1\text{d,N}}} = 1.21$$

$$\phi_{\text{rr2,r1}} := \frac{1 + \alpha_{\text{rr2,r1}} \cdot (\lambda_{\text{rel,rr2,r1}} - 0.2) + \lambda_{\text{rel,rr2,r1}}^2}{2}$$

$$\chi_{\text{rr2,r1}} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{\text{rr2,r1}} + \sqrt{\phi_{\text{rr2,r1}}^2 - \lambda_{\text{rel,rr2,r1}}^2}} \right) = 0.524$$

$$N_{\text{b,Rd,rr2,r1}} := \chi_{\text{rr2,r1}} \cdot \frac{A_{\text{rr2,r1}} \cdot f_{\text{dy,N}}}{\gamma_{\text{M1}}} = 1883.259 \cdot \text{kN} > N_{\text{Ed,rr2,r1,ny}} = 1679.62 \cdot \text{kN}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{\text{Ed,rr2,r1,ny}}}{N_{\text{b,Rd,rr2,r1}}} = 0.892 \quad \text{megfelel}$$

5. Merevítésben résztvevő oszlop méretezése

5.1 Statikai váz, mértékadó igénybevételek

Az oszlop méretei:

$$l_{4,r1} := H_1 = 3.4 \cdot \text{m}$$

$$\text{szelvény: } \text{Oszl}_{4,r1_{1,0}} = \text{"HE A 700"}$$

$$h_{4,r1} = 690 \cdot \text{mm}$$

$$b_{4,r1} = 300 \cdot \text{mm}$$

$$t_{\text{w},4,r1} = 14.5 \cdot \text{mm}$$

$$t_{\text{f},4,r1} = 27 \cdot \text{mm}$$

$$r_{4,r1} = 27 \cdot \text{mm}$$

$$A_{4,r1} = 260.48 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{\text{y},4,r1} = 2.153 \times 10^5 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{\text{y},4,r1} = 6240.6 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{\text{pl,y},4,r1} = 7031.82 \cdot \text{cm}^3$$

$$i_{\text{y},4,r1} = 28.75 \cdot \text{cm}$$

$$A_{\text{vz},4,r1} = 116.97 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{\text{z},4,r1} = 12180 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{\text{z},4,r1} = 811.92 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{\text{pl,z},4,r1} = 1256.74 \cdot \text{cm}^3$$

$$i_{\text{z},4,r1} = 6.84 \cdot \text{cm}$$

$$S_{\text{s},4,r1} = 100.13 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{t},4,r1} = 513.89 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_{\text{w},4,r1} = 1.335 \times 10^7 \cdot \text{cm}^6$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{\text{Ed},4,r1} := 6481.48 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{Ed},4,r1} := 273.31 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad N_{\text{Ed,e},4,r1} := N_{\text{Ed},4,r1}$$

$$V_{\text{Ed},4,r1} := 142.14 \cdot \text{kN}$$

Befogási tényezők:

$$\nu_{\text{y},4,r1} := 1.0$$

$$\nu_{\text{z},4,r1} := 1.0$$

Keresztmetszet osztályozás:

övlemez:

$$c_{f,4,r1} := \frac{b_{4,r1}}{2} - \frac{t_{w,4,r1}}{2} - r_{4,r1} = 115.75 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{f,4,r1}}{t_{f,4,r1}} = 4.287$$

$$\text{övlemezkmosztály} := \left| \begin{array}{ll} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{f,4,r1}}{t_{f,4,r1}} < 9\varepsilon_{d,N} \quad 9\varepsilon_{d,N} = 6.982 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 9\varepsilon_{d,N} < \frac{c_{f,4,r1}}{t_{f,4,r1}} < 10\varepsilon_{d,N} \quad 10\varepsilon_{d,N} = 7.758 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 10\varepsilon_{d,N} < \frac{c_{f,4,r1}}{t_{f,4,r1}} < 14\varepsilon_{d,N} \quad 14\varepsilon_{d,N} = 10.861 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{array} \right.$$

Tehát övlemezkmosztály = "I. km-i osztály"

gerinclemez:

$$c_{w,4,r1} := h_{4,r1} - 2 \cdot t_{f,4,r1} - 2 \cdot r_{4,r1} = 582 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c_{w,4,r1}}{t_{w,4,r1}} = 40.138$$

$$\text{gerinclemezkmhajl} := \left| \begin{array}{ll} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{w,4,r1}}{t_{w,4,r1}} < 72\varepsilon_{d,M} \quad 72\varepsilon_{d,M} = 53.476 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 72\varepsilon_{d,M} < \frac{c_{w,4,r1}}{t_{w,4,r1}} < 83\varepsilon_{d,M} \quad 83\varepsilon_{d,M} = 61.646 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 83\varepsilon_{d,M} < \frac{c_{w,4,r1}}{t_{w,4,r1}} < 124\varepsilon_{d,M} \quad 124\varepsilon_{d,M} = 92.098 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{array} \right.$$

Tehát gerinclemezkmhajl = "I. km-i osztály" hajlításra

$$\text{gerinclemezkmnyom} := \left| \begin{array}{ll} \text{"I. km-i osztály"} & \text{if } \frac{c_{w,4,r1}}{t_{w,4,r1}} < 33\varepsilon_{d,N} \quad 33\varepsilon_{d,N} = 25.6 \\ \text{"II. km-i osztály"} & \text{if } 33\varepsilon_{d,N} < \frac{c_{w,4,r1}}{t_{w,4,r1}} < 38\varepsilon_{d,N} \quad 38\varepsilon_{d,N} = 29.479 \\ \text{"III. km-i osztály"} & \text{if } 38\varepsilon_{d,N} < \frac{c_{w,4,r1}}{t_{w,4,r1}} < 42\varepsilon_{d,N} \quad 42\varepsilon_{d,N} = 32.582 \\ \text{"IV. km-i osztály"} & \text{otherwise} \end{array} \right.$$

Tehát gerinclemezkmnyom = "IV. km-i osztály" nyomásra

Tehát a szelvény IV. km-i osztályú nyomásra, I. km-i osztályú hajlításra

effektív keresztmetszet számítása:

$$\psi_{w.4.r1} := 1.0 \quad k_{\sigma.w.4.r1} := 4$$

gerinclemez karcsúsága:

$$\lambda_{p.rel.w.4.r1} := \frac{\frac{c_{w.4.r1}}{t_{w.4.r1}}}{28.4 \cdot \epsilon_{d.N} \cdot \sqrt{k_{\sigma.w.4.r1}}} = 0.911$$

$$\rho_{w.4.r1} := \frac{\lambda_{p.rel.w.4.r1} - 0.055 \cdot (3 + \psi_{w.4.r1})}{\lambda_{p.rel.w.4.r1}^2} = 0.833$$

$$c_{w,eff.4.r1} := \rho_{w.4.r1} \cdot c_{w.4.r1} = 484.605 \cdot \text{mm}$$

$$A_{eff.4.r1} := A_{4.r1} - (c_{w.4.r1} - c_{w,eff.4.r1}) \cdot t_{w.4.r1} = 246.358 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{4.r1} := A_{eff.4.r1} = 246.358 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{y.4.r1} := I_{y.4.r1} - \frac{(c_{w.4.r1} - c_{w,eff.4.r1})^3 \cdot t_{w.4.r1}}{12} = 2.152 \times 10^5 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_{z.4.r1} := I_{z.4.r1} - \frac{(c_{w.4.r1} - c_{w,eff.4.r1}) \cdot t_{w.4.r1}^3}{12} = 12177.526 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{pl.y.4.r1} := W_{pl.y.4.r1} - \frac{(c_{w.4.r1} - c_{w,eff.4.r1})^2}{2 \cdot 4} \cdot t_{w.4.r1} = 7014.627 \cdot \text{cm}^3$$

másodrendű hatások közelítő figyelembevétele:

$$N_{cR.4.r1} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.4.r1}}{(\nu_{y.4.r1} \cdot l_{4.r1})^2} = 3.858 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed.II.4.r1} := M_{Ed.4.r1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed.4.r1}}{N_{cR.4.r1}}} = 277.98 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.4.r1} := M_{Ed.II.4.r1} = 277.98 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.2 Szilárdsági vizsgálatok

tiszta nyomás:

$$N_{c.Rd.4.r1} := A_{4.r1} \cdot \frac{f_{dy.N}}{\gamma_{M0}} = 9620.271 \cdot \text{kN} > N_{Ed.4.r1} = 6481.48 \cdot \text{kN} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed.4.r1}}{N_{c.Rd.4.r1}} = 0.674$$

tiszta nyírás

$$V_{max.Ed.4.r1} := V_{Ed.4.r1} = 142.14 \cdot \text{kN}$$

$$A_{v.4.r1} := A_{4.r1} - 2 \cdot b_{4.r1} \cdot t_{f.4.r1} + (t_{w.4.r1} + 2 \cdot r_{4.r1}) \cdot t_{f.4.r1} = 102.853 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_{c.Rd.4.r1} := \frac{A_{v.4.r1} \cdot f_{dy.V}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 2318.87 \cdot \text{kN}$$

$$V_{max.Ed.4.r1} = 142.14 \cdot \text{kN} < 0.5 V_{c.Rd.4.r1} = 1159.435 \cdot \text{kN}$$

Tehát a nyíróerő hatása elhanyagolható

tiszta hajlítás

$$M_{c.Rd.4.r1} := \frac{W_{pl.y.4.r1} \cdot f_{dy.M}}{\gamma_{M0}} = 2988.231 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} > M_{Ed.4.r1} = 277.98 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{megfelel}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{M_{Ed.4.r1}}{M_{c.Rd.4.r1}} = 0.093$$

hajlítás és normálerő kölcsönhatása

$$\sigma_{x.Ed.4.r1} := \frac{N_{Ed.e.4.r1}}{A_{4.r1}} + \frac{M_{Ed.4.r1}}{I_{y.4.r1}} \cdot \frac{h_{4.r1}}{2} = 307.659 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{f_{dy.N}}{\gamma_{M0}} = 390.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{\sigma_{x.Ed.4.r1}}{\frac{f_{dy.N}}{\gamma_{M0}}} = 0.788 \quad \text{megfelel}$$

5.3. Stabilitási vizsgálatok

lokális kihajlás:

$$\lambda_{y.4.r1} := \frac{\nu_{y.4.r1} \cdot l_{4.r1}}{i_{y.4.r1}} = 11.826$$

$$\lambda_{z.4.r1} := \frac{\nu_{z.4.r1} \cdot l_{4.r1}}{i_{z.4.r1}} = 49.708$$

$$\frac{h_{4.r1}}{b_{4.r1}} = 2.3 > 1.2$$

$$t_{f.4.r1} = 27 \cdot \text{mm} < 40 \cdot \text{mm}$$

$$\text{tehát: } y \text{ irányban "a" görbe} \quad \alpha_{y.4.r1} := \alpha_a = 0.21$$

$$z \text{ irányban "b" görbe} \quad \alpha_{z.4.r1} := \alpha_b = 0.34$$

$$\lambda_{rel.y.4.r1} := \frac{\lambda_{y.4.r1}}{\lambda_{1d.N}} = 0.162$$

$$\phi_{y.4.r1} := \frac{1 + \alpha_{y.4.r1} \cdot (\lambda_{rel.y.4.r1} - 0.2) + \lambda_{rel.y.4.r1}^2}{2}$$

$$\chi_{y.4.r1} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{y.4.r1} + \sqrt{\phi_{y.4.r1}^2 - \lambda_{rel.y.4.r1}^2}} \right) = 1$$

$$\lambda_{rel.z.4.r1} := \frac{\lambda_{z.4.r1}}{\lambda_{1d.N}} = 0.682$$

$$\phi_{z.4.r1} := \frac{1 + \alpha_{z.4.r1} \cdot (\lambda_{rel.z.4.r1} - 0.2) + \lambda_{rel.z.4.r1}^2}{2}$$

$$\chi_{z,4,r1} := \min \left(1.0, \frac{1}{\phi_{z,4,r1} + \sqrt{\phi_{z,4,r1}^2 - \lambda_{rel,z,4,r1}^2}} \right) = 0.794$$

$$\chi_{4,r1} := \min(\chi_{y,4,r1}, \chi_{z,4,r1}) = 0.794$$

$$N_{b,Rd,4,r1} := \chi_{4,r1} \cdot \frac{A_{4,r1} \cdot f_{dy} \cdot N}{\gamma_{M1}} = 7634.266 \cdot \text{kN} > N_{Ed,4,r1} = 6481.48 \cdot \text{kN}$$

$$\text{kihasználtság: } \frac{N_{Ed,4,r1}}{N_{b,Rd,4,r1}} = 0.849$$

megfelel

kifordulás:

$$k_{4,r1} := 1.0$$

$$k_{w,4,r1} := 1.0$$

$$z_{j,4,r1} := 0$$

$$z_{g,4,r1} := \frac{h_{4,r1}}{2}$$

$$\psi_{4,r1} := 0$$

$$c_{1,4,r1} := 1.879$$

$$c_{2,4,r1} := 0$$

$$c_{3,4,r1} := 0.939$$

$$G := 8077 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cr,4,r1} := c_{1,4,r1} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z,4,r1}}{(k_{4,r1} \cdot l_{4,r1})^2} \cdot \left[\left(\frac{k_{4,r1}}{k_{w,4,r1}} \right)^2 \cdot \frac{I_{w,4,r1}}{I_{z,4,r1}} + \frac{(k_{4,r1} \cdot l_{4,r1})^2 \cdot G \cdot I_{t,4,r1}}{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z,4,r1}} \dots \dots \right. \\ \left. \sqrt{+ (c_{2,4,r1} \cdot z_{g,4,r1} - c_{3,4,r1} \cdot z_{j,4,r1})^2} \right. \\ \left. + - (c_{2,4,r1} \cdot z_{g,4,r1} - c_{3,4,r1} \cdot z_{j,4,r1}) \right] = 1.471 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT,rel,4,r1} := \sqrt{\frac{W_{y,4,r1} \cdot f_{dy} \cdot M}{M_{cr,4,r1}}} = 0.425$$

$$\frac{M_{Ed,4,r1}}{M_{cr,4,r1}} = 0.019$$

$$\text{vizsgálgandó} := \begin{cases} \text{"nem"} & \text{if } \lambda_{LT,rel,4,r1} < 0.4 \\ \text{"nem"} & \text{if } \frac{M_{Ed,4,r1}}{M_{cr,4,r1}} < 0.16 \\ \text{"igen"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

vizsgálgandó = "nem"

Tehát a kifordulást nem kell vizsgálni.

globális stabilitás - P-Δ hatás

szintmagasságok:

$$H_4 := H_4 = 3 \text{ m}$$

$$H_3 := H_3 = 3 \text{ m}$$

$$H_2 := H_2 = 3 \text{ m}$$

$$H_1 := H_1 = 3.4 \text{ m}$$

Axis programból:

rendkívüli1:

függőleges teher szintenként (normáligénybevételek alapján Axis VM 11 programból):

$$P_{r1.1_4} := 56.57 \text{ kN} + 110.82 \text{ kN} - 272.20 \text{ kN} + 265.76 \text{ kN} + 110.82 \text{ kN} + 56.57 \text{ kN} \dots = 561.048 \cdot \text{kN} \\ + (861.63 - 341.28) \text{ kN} \frac{H_4}{l_{rr2.r1}}$$

$$P_{r1.1_3} := 147.29 \text{ kN} + 289.63 \text{ kN} - 980.22 \text{ kN} + 1326.86 \text{ kN} + 289.63 \text{ kN} + 147.29 \text{ kN} \dots = 1482.06 \cdot \text{kN} \\ + (1675.63 - 1090.72) \text{ kN} \frac{H_3}{l_{rr2.r1}}$$

$$P_{r1.1_2} := 238.01 \text{ kN} + 468.43 \text{ kN} - 2649.06 \text{ kN} + 3216.22 \text{ kN} + 468.43 \text{ kN} + 238.01 \text{ kN} \dots = 2394.781 \cdot \text{kN} \\ + (3052.03 - 2124.64) \text{ kN} \frac{H_2}{l_{rr2.r1}}$$

$$P_{r1.1_1} := 328.73 \text{ kN} + 647.24 \text{ kN} - 5386.15 \text{ kN} + 6474.66 \text{ kN} + 647.24 \text{ kN} + 328.73 \text{ kN} \dots = 3325.321 \cdot \text{kN} \\ + (4013.66 - 3451.61) \text{ kN} \frac{H_1}{l_{rr2.r1}}$$

vízszintes teher szintenként:

$$V_{r1.1_4} := A_{robb.5} = 909.674 \cdot \text{kN}$$

$$V_{r1.1_3} := V_{r1.1_4} + A_{robb.4} = 2729.023 \cdot \text{kN}$$

$$V_{r1.1_2} := V_{r1.1_3} + A_{robb.3} = 4548.372 \cdot \text{kN}$$

$$V_{r1.1_1} := V_{r1.1_2} + A_{robb.2} = 6489.011 \cdot \text{kN}$$

eltolódás az egyes szinteken:

$$d_{r1.1_4} := 47.055 \text{ mm}$$

$$d_{r1.1_3} := 44.942 \text{ mm}$$

$$d_{r1.1_2} := 33.847 \text{ mm}$$

$$d_{r1.1_1} := 24.285 \text{ mm}$$

vizsgálat:

$$i := 1..4$$

$$\theta_1^{(i)} := \frac{P_{r1.1_i} \cdot d_{r1.1_i}}{V_{r1.1_i} \cdot H_i}$$

$$\theta_1 := \theta_1^T = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.004 \\ 0.006 \\ 0.008 \\ 0.01 \end{pmatrix}$$

```

megfelel := for i ∈ 1..4
    if (θ1i > 0.1)
        "nem"
        break
    "igen" otherwise
megfelel = "igen"

```

rendkívüli2:

függőleges teher szintenként (normáligénybevételek alapján Axis VM 11 programból):

$$P_{r1.2_4} := 56.57 \text{ kN} + 110.82 \text{ kN} - 273.13 \text{ kN} + 266.38 \text{ kN} + 110.82 \text{ kN} + 56.57 \text{ kN} \dots = 561.046 \cdot \text{kN}$$

$$+ (863.71 - 342.67) \text{ kN} \frac{H_4}{l_{rr2.r1}}$$

$$P_{r1.2_3} := 141.89 \text{ kN} + 278.83 \text{ kN} - 1000.34 \text{ kN} + 1310.37 \text{ kN} + 278.83 \text{ kN} + 141.89 \text{ kN} \dots = 1413.063 \cdot \text{kN}$$

$$+ (1679.62 - 1094.68) \text{ kN} \frac{H_3}{l_{rr2.r1}}$$

$$P_{r1.2_2} := 227.21 \text{ kN} + 446.83 \text{ kN} - 2679.22 \text{ kN} + 3202.91 \text{ kN} + 446.83 \text{ kN} + 227.21 \text{ kN} \dots = 2286.798 \cdot \text{kN}$$

$$+ (3059.76 - 2131.73) \text{ kN} \frac{H_2}{l_{rr2.r1}}$$

$$P_{r1.2_1} := 312.53 \text{ kN} + 614.84 \text{ kN} - 5434.25 \text{ kN} + 6460.63 \text{ kN} + 614.84 \text{ kN} + 312.53 \text{ kN} \dots = 3163.244 \cdot \text{kN}$$

$$+ (4021.67 - 3465.04) \text{ kN} \frac{H_1}{l_{rr2.r1}}$$

vízszintes teher szintenként:

$$V_{r1.2_4} := A_{robb.5} + 0.2(Q_{szél.ny.5} + Q_{szél.sz.5}) = 910.728 \cdot \text{kN}$$

$$V_{r1.2_3} := V_{r1.1_4} + A_{robb.4} + 0.2(Q_{szél.ny.4} + Q_{szél.sz.4}) = 2731.13 \cdot \text{kN}$$

$$V_{r1.2_2} := V_{r1.1_3} + A_{robb.3} + 0.2(Q_{szél.ny.3} + Q_{szél.sz.3}) = 4550.479 \cdot \text{kN}$$

$$V_{r1.2_1} := V_{r1.1_2} + A_{robb.2} + 0.2(Q_{szél.ny.2} + Q_{szél.sz.2}) = 6491.258 \cdot \text{kN}$$

eltolódás az egyes szinteken:

$$d_{r1.2_4} := 47.185 \text{ mm}$$

$$d_{r1.2_3} := 45.059 \text{ mm}$$

$$d_{r1.2_2} := 33.934 \text{ mm}$$

$$d_{r1.2_1} := 24.347 \text{ mm}$$

vizsgálat

$$j := 1..4$$

$$\theta_2^{\langle j \rangle} := \frac{P_{r1.2,j} \cdot d_{r1.2,j}}{V_{r1.2,j} \cdot H_j} \quad \theta_2 := \theta_2^T = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.003 \\ 0.006 \\ 0.008 \\ 0.01 \end{pmatrix}$$

```

megfelel := for j ∈ 1..4
    if (θ2,j > 0.1)
        "nem"
        break
    "igen" otherwise

```

megfelel = "igen"

6. Másodrendű szerkezetek sérülésének korlátozása

gipszkarton válaszfalak: maximálisan 1%-os relatív eltolódás szintenként

maximális eltolódás az egyes szinteken:

$$d_{r1.2} = \begin{pmatrix} 0 \\ 24.347 \\ 33.934 \\ 45.059 \\ 47.185 \end{pmatrix} \cdot \text{mm} \quad \frac{d_{r1.2,i} - d_{r1.2,i-1}}{H_i} =$$

0.007
0.003
0.004
0.001

megfelel := for i ∈ 1..4

```

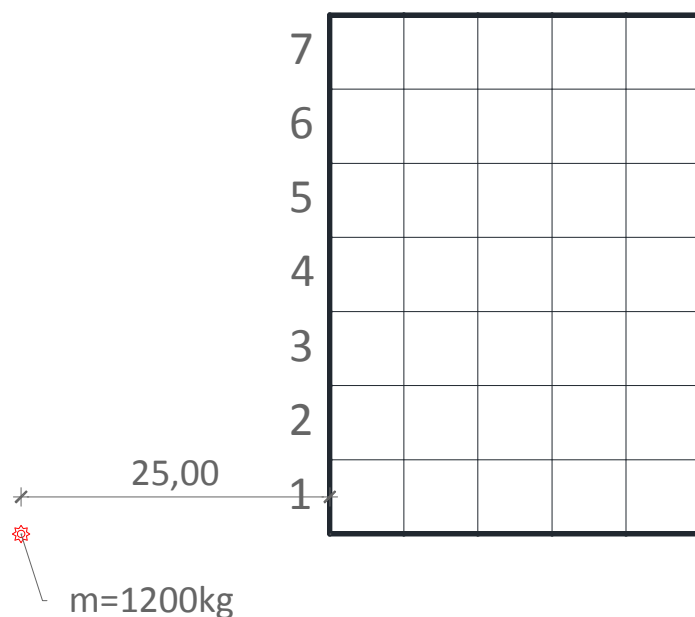
    if  $\frac{d_{r1.2,i} - d_{r1.2,i-1}}{H_i} > 0.01$ 
        "nem"
        break
    "igen" otherwise

```

megfelel = "igen"

TEHERSZÁMÍTÁS

1B



A robbanástól mért merőleges távolság:

$$R_m := 25m$$

A TNT-re átszámolt robbanóanyag tömege kg-ban:

$$W := 1200kg$$

A légköri nyomás:

$$P_0 := 1.014bar = 101.4 \cdot kPa$$

Az épület méretei: $H := 12.40m$ $B := 42m$

1. szint

$$B_1 := 6m$$

$$H_1 := 3.4m$$

$$\alpha_{r,1.sz} := \operatorname{atan}\left(\frac{\frac{H_1}{2}}{R_m}\right) = 3.89 \cdot \text{deg}$$

2. szint

$$B_2 := 6m$$

$$H_2 := 3m$$

$$\alpha_{r,2.sz} := \operatorname{atan}\left(\frac{H_1 + \frac{H_2}{2}}{R_m}\right) = 11.089 \cdot \text{deg}$$

3. szint

$$B_3 := 6m$$

$$H_3 := 3m$$

$$\alpha_{r,3.sz} := \operatorname{atan}\left(\frac{H_1 + H_2 + \frac{H_3}{2}}{R_m}\right) = 17.537 \cdot \text{deg}$$

4. szint

$$B_4 := 6m$$

$$H_4 := 3 \cdot m$$

$$\alpha_{r,4.sz} := \operatorname{atan}\left(\frac{H_1 + H_2 + H_3 + \frac{H_4}{2}}{R_m}\right) = 23.557 \cdot \text{deg}$$

Az ütközési szög az épület magasságának szempontjából:

$$\alpha_r := 0 \text{deg} \quad \text{mert } < 40 \text{deg}$$

Az ütközési szög sávonként:

$$\alpha_{T,1} := 6\text{deg} \quad \alpha_{T,5} := 47\text{deg}$$

$$\alpha_{T,2} := 20\text{deg} \quad \alpha_{T,6} := 53\text{deg}$$

$$\alpha_{T,3} := 31\text{deg} \quad \alpha_{T,7} := 57\text{deg}$$

$$\alpha_{T,4} := 40\text{deg}$$

A robbanástól mért effektív távolság (felületenként):

R [m]	1	2	3	4	5	6	7
1. szint	25,24	26,62	29,20	32,69	36,84	41,44	46,36
2. szint	25,65	27,02	29,56	33,02	37,12	41,69	46,58
3. szint	26,39	27,72	30,21	33,59	37,64	42,15	46,99
4. szint	27,44	28,72	31,13	34,42	38,38	42,81	47,59

a magasságból származó távolságkülönbséget a biztonság javára elhanyagoljuk

$$R_{11} := 25.24\text{m} \quad R_{12} := 26.62\text{m} \quad R_{13} := 29.20\text{m} \quad R_{14} := 32.69\text{m} \quad R_{15} := 36.84\text{m} \quad R_{16} := 41.44\text{m} \quad R_{17} := 49.36\text{m}$$

Arányosított távolság:

$$\begin{aligned} Z_1 &:= \frac{R_{11}}{\frac{1}{W^3}} = 2.375 \cdot \frac{\text{m}}{\frac{1}{\text{kg}^3}} & Z_1 &= 5.987 \cdot \frac{\text{ft}}{\frac{1}{\text{lb}^3}} & Z_5 &:= \frac{R_{15}}{\frac{1}{W^3}} = 3.467 \cdot \frac{\text{m}}{\frac{1}{\text{kg}^3}} & Z_5 &= 8.739 \cdot \frac{\text{ft}}{\frac{1}{\text{lb}^3}} \\ Z_2 &:= \frac{R_{12}}{\frac{1}{W^3}} = 2.505 \cdot \frac{\text{m}}{\frac{1}{\text{kg}^3}} & Z_2 &= 6.315 \cdot \frac{\text{ft}}{\frac{1}{\text{lb}^3}} & Z_6 &:= \frac{R_{16}}{\frac{1}{W^3}} = 3.9 \cdot \frac{\text{m}}{\frac{1}{\text{kg}^3}} & Z_6 &= 9.83 \cdot \frac{\text{ft}}{\frac{1}{\text{lb}^3}} \\ Z_3 &:= \frac{R_{13}}{\frac{1}{W^3}} = 2.748 \cdot \frac{\text{m}}{\frac{1}{\text{kg}^3}} & Z_3 &= 6.927 \cdot \frac{\text{ft}}{\frac{1}{\text{lb}^3}} & Z_7 &:= \frac{R_{17}}{\frac{1}{W^3}} = 4.645 \cdot \frac{\text{m}}{\frac{1}{\text{kg}^3}} & Z_7 &= 11.709 \cdot \frac{\text{ft}}{\frac{1}{\text{lb}^3}} \\ Z_4 &:= \frac{R_{14}}{\frac{1}{W^3}} = 3.076 \cdot \frac{\text{m}}{\frac{1}{\text{kg}^3}} & Z_4 &= 7.755 \cdot \frac{\text{ft}}{\frac{1}{\text{lb}^3}} \end{aligned}$$

Az oldalirányú túlnyomás (ábráról leolvasva):

$$P_{SO,1} := 29.5\text{psi} \quad P_{SO,1} = 203.395 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{SO,2} := 24 \cdot \text{psi} \quad P_{SO,2} = 165.474 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{SO,3} := 21 \cdot \text{psi} \quad P_{SO,3} = 144.79 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{SO,4} := 17.5 \cdot \text{psi} \quad P_{SO,4} = 120.658 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{SO,5} := 14 \cdot \text{psi} \quad P_{SO,5} = 96.527 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{SO,6} := 10 \cdot \text{psi} \quad P_{SO,6} = 68.948 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{SO,7} := 8.5 \cdot \text{psi} \quad P_{SO,7} = 58.605 \cdot \text{kPa}$$

A torlónyomás:

$$q_{s,1} := \frac{5P_{SO,1}^2}{2(P_{SO,1} + 7P_0)} = 113.255 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{s,5} := \frac{5P_{SO,5}^2}{2(P_{SO,2} + 7P_0)} = 26.613 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{s,2} := \frac{5P_{SO,2}^2}{2(P_{SO,2} + 7P_0)} = 78.209 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{s,6} := \frac{5P_{SO,6}^2}{2(P_{SO,2} + 7P_0)} = 13.578 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{s,3} := \frac{5P_{SO,3}^2}{2(P_{SO,3} + 7P_0)} = 61.328 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{s,7} := \frac{5P_{SO,7}^2}{2(P_{SO,2} + 7P_0)} = 9.81 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{s,4} := \frac{5P_{SO,4}^2}{2(P_{SO,4} + 7P_0)} = 43.826 \cdot \text{kPa}$$

A visszavert túlnyomás:

amíg az ütközési szög $\alpha_r \leq 40^\circ$ és $P_{SO} < 1000 \text{ psi}$

$$\alpha_{r,1} = 6^\circ$$

$$P_{SO,1} = 29.5 \cdot \text{psi}$$

$$P_{r,1} := 2P_{SO,1} \cdot \left(\frac{7P_0 + 4P_{SO,1}}{7P_0 + P_{SO,1}} \right) = 678.603 \cdot \text{kPa}$$

$$\alpha_{r,2} = 20^\circ$$

$$P_{SO,2} = 24 \cdot \text{psi}$$

$$P_{r,2} := 2P_{SO,2} \cdot \left(\frac{7P_0 + 4P_{SO,2}}{7P_0 + P_{SO,2}} \right) = 518.65 \cdot \text{kPa}$$

$$\alpha_{r,3} = 31^\circ$$

$$P_{SO,3} = 21 \cdot \text{psi}$$

$$P_{r,3} := 2P_{SO,3} \cdot \left(\frac{7P_0 + 4P_{SO,3}}{7P_0 + P_{SO,3}} \right) = 436.767 \cdot \text{kPa}$$

$$\alpha_{r,4} = 40^\circ$$

$$P_{SO,4} = 17.5 \cdot \text{psi}$$

$$P_{r,4} := 2P_{SO,4} \cdot \left(\frac{7P_0 + 4P_{SO,4}}{7P_0 + P_{SO,4}} \right) = 346.5 \cdot \text{kPa}$$

különb: ábráról leolvasva

$$\alpha_{r,5} = 47^\circ$$

$$P_{SO,5} = 14 \cdot \text{psi}$$

$$C_{r,5} := 3.2$$

$$P_{r,5} := P_{SO,5} \cdot C_{r,5} = 308.885 \cdot \text{kPa}$$

$$\alpha_{r,6} = 53^\circ$$

$$P_{SO,6} = 10 \cdot \text{psi}$$

$$C_{r,6} := 2.85$$

$$P_{r,6} := P_{SO,6} \cdot C_{r,6} = 196.501 \cdot \text{kPa}$$

$$\alpha_{r,7} = 57^\circ$$

$$P_{SO,7} = 8.5 \cdot \text{psi}$$

$$C_{r,7} := 2.85$$

$$P_{r,7} := P_{SO,7} \cdot C_{r,7} = 167.025 \cdot \text{kPa}$$

Ábráról leolvasva: (középső sávra)

a pozitív szakasz impulzusa:

$$i_{s,4} := 10 \cdot W^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\text{psi} \cdot \text{ms}}{\text{lb}^{\frac{1}{3}}} = 953.581 \cdot \text{kPa} \cdot \text{ms}$$

a pozitív fázis lecsengési ideje:

$$t_{0,4} := 2.2 \cdot W^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\text{ms}}{\text{lb}^{\frac{1}{3}}} = 30.427 \cdot \text{ms}$$

a hangsebesség a visszaverődési tartományban:

$$U_{r,4} := 1.6 \frac{\text{ft}}{\text{ms}} = 487.68 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

A virtuális lecsengési idő:

$$t_{0f,4} := 2 \cdot \frac{i_{s,4}}{P_{SO,4}} = 15.806 \cdot \text{ms}$$

A kitisztulási távolság:

$$S := \min\left(H, \frac{B}{2}\right) = 12.4 \text{ m}$$

$$G := \max\left(H, \frac{B}{2}\right) = 21 \text{ m}$$

$$R := \frac{S}{G} = 0.59$$

A visszavert túlnyomás leépülési ideje:

$$t_{ca} := \frac{4S}{(1 + R) \cdot U_{r,4}} = 63.947 \cdot \text{ms}$$

vagy

$$U_s := 340 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$t_{cb} := \frac{3S}{U_s} = 109.412 \cdot \text{ms}$$

legyen

$$t_c := t_{ca} = 63.947 \cdot \text{ms}$$

$$C_D := 1$$

$$P_{SO,4} + C_D \cdot q_{s,4} = 164.485 \cdot \text{kPa}$$

A falon mérhető visszavert túlnyomási csúcérték:

$$P_{r,4} = 346.5 \cdot \text{kPa}$$

Szerkezet sajátrezgése:

$$T := 0.737s$$

$$\omega := 8.53 \frac{\text{rad}}{s}$$

A teher és a szerkezet kapcsolata:

$$\omega \cdot t_d = 0.122 < 0.4$$

tehát a hatás impulzívnek tekinthető

$$DLF := \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot t_d = 0.061$$

$$P_{d.1B_1} := DLF \cdot P_{r.1} = 41.418 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_2} := DLF \cdot P_{r.2} = 31.656 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_3} := DLF \cdot P_{r.3} = 26.658 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_4} := DLF \cdot P_{r.4} = 21.149 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_5} := DLF \cdot P_{r.5} = 18.853 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_6} := DLF \cdot P_{r.6} = 11.993 \cdot \text{kPa}$$

$$P_{d.1B_7} := DLF \cdot P_{r.7} = 10.194 \cdot \text{kPa}$$