

DIPLOMAMUNKA

RÉGI VASBETON IPARI CSARNOK TARTÓSZERKEZETI ELLENŐRZÉSE ÉS MEGERŐSÍTÉSE OPTIMÁLIS MEGBÍZHATÓSÁGI SZINTRE



DIPLOMAMUNKA FELADATKIÍRÁS

Név:	Antal Szabolcs	Neptun kód:	PX7NK6
Képzés:	Szerkezet-építőmérnök (MSc)	Szemeszter:	2022/23/1
Szakirány:		Törzsszám:	T117432/FI58544/1
Cím:	Régi vasbeton ipari csarnok tartószerkezeti ellenőrzése és megerősítése optimális megbízhatósági szintre		

A feladat leírása, kidolgozandó feladatrészek:

A diplomamunka keretein belül be kell mutatni a különböző szintű modellezési lehetőségeket. A szabványos vizsgálatokon túlmenően a diagnosztikai adatok felhasználásával valószínűségelméleti alapokon nyugvó módszerrel is le kell futtatni az analízist.

Kidolgozandó feladatrészek:

1. Feladat ismertetése, célkitűzés.
2. Irodalomkutatás.
3. Az esettanulmány számításához használt tartószerkezeti, illetve talajmechanikai adatok felvétele, számítása.
4. A valószínűségelméleti módszer kidolgozása, számítása.
5. Modellezési eredmények kiértékelése.
6. Eredmények összehasonlítás.
7. Megerősítési koncepciók megtervezése, becsült kivitelezési költség számítások.
8. Konklúzió, összefoglalás.

A félév során a rendszeres munka érdekében a hallgató ellenőrző lapot köteles vezetni. A feladatrészek határidőre történő teljesítését a konzulensek aláírással igazolják. Az egyes feladatrészek kidolgozottság szintjére vonatkozóan az ellenőrző lap bejegyzései a mértékadók.

Belső konzulens:

Dr. Orbán Zoltán, egyetemi docens	Építőmérnök Tanszék	100 %
-----------------------------------	---------------------	-------

Külső konzulens(ek):

--	--	--

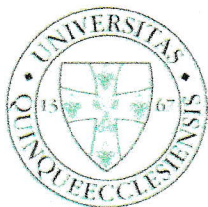
A feladat kiadásának időpontja: 2022. 09. 05.

A feladat beadásának határideje: 2023. 01. 09.

Pécs, 2022. szeptember 05.

Dr. Orbán Zoltán
szakfelelős

Professzor Dr. Medvegy Gabriella
dékán



Mérnöki és Smart Technológiák Intézet
Építőmérnök Tanszék

ELLENŐRZŐ LAP DIPLOMAMUNKA KÉSZÍTÉSÉHEZ

Név:	Antal Szabolcs	Neptun-kód:	PX7NK6
Képzés:	Szerkezet-építőmérnök (MSc)	Szemeszter:	2022/23/1
Szakirány:		Törzsszám:	T117432/FI58544/1

Konzultáció időpontja	A konzultáción egyeztetett részfeladatok rövid leírása	Aláírások	
		Belső konzulens	Külső konzulens
2022.09.30.	Munka megkezdése. Munka célkitűzései, időbeosztás		
2022.10.21	Címzavar, tanulmányi jegyzet		
2022.11.11.	FIB BULLETIN 80 alátámasztása		
2022.11.25	Szabadidőszak feladatai egyeztetése		
2022.12.09	Szabadidőszak feladatai egyeztetése		

A diplomamunka beadható / nem adható be.

Pécs, 2022.12.09.....

hallgató aláírása

belső konzulens aláírása

.....
külső konzulens aláírása



NYILATKOZAT

Alulírott, Antal Szabolcs (PX7NK6), a Pécsi Tudományegyetem Műszaki és Informatikai Karának hallgatója, büntetőjogi és fegyelmi felelősségem tudatában kijelentem és saját kezű aláírással igazolom, hogy ezt a diplomadolgozatot meg nem engedett segítség nélkül, saját magam készítettem, és dolgozatomban csak a megadott forrásokat használtam fel. Minden olyan részt, melyet szó szerint vagy azonos értelemben, de átfogalmazva más forrásból átvettem, egyértelműen, a hatályos előírásoknak megfelelően, a forrás megadásával megjelöltem.

hallgató



TARTALOMJEGYZÉK

Tartalomjegyzék	5
I. Köszönetnyilvánítás	7
II. Bevezetés	8
III. Introduction.....	9
IV. Tanulmány	9
V. Tervezési feladat leírása.....	16
V.1. Tervezés Alapadatok	16
V.2. Teherhordó szerkezet leírása	16
V.3. Helyszíni bejárás/Diagnosztika	19
VI. Tartószerkezet ellenőrzése.....	21
VI.1. Vizsgálati módszerek	21
VI.2. Terhek és hatások.....	21
VI.3. Biztonsági tényezők, hatáskombinációk	30
VII. Tartószerkezetek közelítő ellenőrzése.....	31
VII.1. Keretszerkezet ellenőrzése.....	31
VII.2. Darupálya tartó ellenőrzése	37
VII.3. Rövid konzol ellenőrzése:.....	41
VII.4. Alapozás ellenőrzése	42
VIII. Tartószerkezet részletes vizsgálata	44
VIII.1. Előzmények – Alapadatok módosítása.....	44
VIII.2. Vizsgálati módszerek kibővítése	44
VIII.3. Terhek és hatások pontosítása	46
IX. Tartószerkezetek ellenőrzése.....	48
IX.1. Keretszerkezet ellenőrzése	48



IX.2. Eredmények	55
IX.1. Darupálya tartó ellenőrzése.....	57
IX.2. Rövid konzol ellenőrzése:.....	57
IX.3. Alapozás ellenőrzése	61
IX.4. Megerősítési javastalok	64
X. Ellenőrzés fib Bulletin 80 szerint, valószínűségelméleti alapon	65
X.1. Keretszerkezet ellenőrzése	68
XI. Kivitelezési költségbecslés	70
XII. Eredmények.....	71
XIII. Összefoglalás	74
XIV. Irodalomjegyzék	76
XV. Alkalmazott Szabványok	78
XVI. Mellékletek	79



I. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Szeretnék köszönetet mondani témavezetőmnek, Dr. Orbán Zoltán egyetemi docens, intézetigazgatónak, aki szakértelmével, hasznos magyarázataival és a konzultációk során biztosított szakmai tanácsaival hatalmas segítséget nyújtott dolgozatom elkészüléséhez.



II. BEVEZETÉS

Szakmájukat aktívan gyakorló tervező mérnökök a pályafutásuk során elkerülhetetlenül találkoznak meglévő szerkezetekkel kapcsolatos tervezési feladatokkal is. A megépület tartószerkezetek erőtani vizsgálata sok szempontból eltér a zöldmezős tervezési feladatoktól. A meglévő épületekkel kapcsolatban ritka esetekben kerülnek elő az eredeti tartószerkezeti tervek, ami alapján a tervező egyebek közt be tudná azonosítani a tervezés időszakában alkalmazott anyagokat, szabályzatokat. Gyakran előfordul ugyanakkor az is, hogy a meglévő tervek és helyszíni szemle alapján az érintett tartószerkezet – későbbi átalakítás miatt, tervtől való eltérő építés miatt - nem mutat egyezést. Régi épületeknél ugyanakkor számolni kell a nem megfelelő karbantartás miatti állagromlással, esetleges túlterhelésből vagy korábbi átalakításból származó különböző kockázati szintű tartószerkezeti károkkal is. Az erőtani számításokhoz szükséges adatok ennek ellenére a legtöbb esetben az eltakart szerkezet feltárásával, az anyagjellemzők meghatározását célzó diagnosztikai vizsgálatokkal előállíthatók. A meglévő tartószerkezetek kiértékelésével kapcsolatos átfogó, konzekvens szabályozás, TSZ-01:2013 Műszaki Szabályzatán [1] kívül jelen pillanatban még nem létezik. Ugyanakkor tartószerkezetek kiértékelésével már nemzetközi szinten megjelentek olyan szabványok, melyek a hatályos tervezési előírásokkal harmonizálva lehetővé teszik a megépület szerkezetek vizsgálatát.

Jelen dolgozatban egy valós tervezési feladaton keresztül bemutatom egy régi monolit vasbeton keretszerkezet ellenőrzésének lépéseit. Az ellenőrző számításokat hazánkban jelenleg érvényben lévő EUROCODE szabványsorozat utasításai alapján végeztem. Az eredmények kiértékelése után valószínűségelméleti módszereken alapuló eljárás segítségével a hatások-, ellenállások parciális biztonsági tényezők értékeit módosítva megismétlem a teljes vizsgálatot. A kutatás célja, hogy kiderítsem mekkora hatása van az anyagjellemzők variabilitásának a tartószerkezeti megbízhatóság szintjére, illetve a igazolható-e valószínűségelméleti alapon a szerkezet megfelelősége abban az esetben, ha a megbízhatósági szintet a tervezési szabványoktól eltérően, a fib80-as Bulletinben meglévő épületekre definiált, csökkentett értékben határozom meg.



III. INTRODUCTION

Design engineers actively practising their profession will inevitably encounter design tasks related to existing structures in the course of their careers. The strength analysis of building support structures is different in many ways from greenfield design tasks. The original structural drawings of existing buildings are rarely found, enabling the designer to identify, among other things, the materials and codes used at the time of design. However, it also often happens that the existing plans and the site inspection show that the structure does not match, due to subsequent alterations or construction that differs from the design. In the case of older buildings, however, there is also the risk of structural deterioration due to inadequate maintenance, possible overloading or different levels of risk of structural damage from previous alterations. Nevertheless, the data required for strength calculations in most cases can be obtained by exploring the covered structure and performing diagnostic tests to determine the material properties. Apart from the Technical Specification TSZ-01:2013 [1], there is currently no comprehensive, consistent regulation for the evaluation of existing structures. However, standards for the evaluation of structures have already been published internationally, which allow for the testing of building structures in harmonisation with existing design specifications.

In this paper, I will present the steps of the inspection of an old monolithic reinforced concrete frame structure through a real design task. The check calculations are based on the instructions of the EUROCODE series of standards currently unabolished in our country. After the results have been evaluated, I repeat the whole check by modifying the values of the partial safety factors of the actions and resistances using a probabilistic procedure. The aim of the research is to find out the effect of the variability of the material properties on the level of structural reliability and whether the adequacy of the structure can be verified on a probabilistic basis if the reliability level is defined in a reduced value, different from the design standards, as defined in the fib 80 Bulletin for existing buildings.



TANULMÁNY

Hazánkban 1892-93 körül jelentek meg az első tervezéssel kapcsolatos szabályozások [2][3]. Tartalmát tekintve anyagok és a korszakra jellemző tartószerkezetek súlyadatait igyekezett összegyűjteni. A vasbetonszerkezetek térhódításával a századforduló után 1909-ben megjelent az első a témával foglalkozó tervezési szabályzat is [4]. A kiadványban a különböző szerkezeti típusokra – bordásfödémek, gerendák, oszlopok – már kezdeti méretezési eljárásokat fogalmaz meg. Megjelenik többek közt rugalmassági modulus mint anyagjellemző, feszültség, valamint az igénybevételekkel szembeni megengedhető feszültségi határértékek is. 1914-ben megjelenő építésügyi szabályzata [5] külön foglalkozik a hasznos terhek csoportosításával, valamint megjelennek az első ajánlások a méretezéshez figyelembe vehető meteorológia – hó és szél – terhek alapértékeire. 1931-ben kiadták a vasbetonépítés megújabb szabályzatát [6]. A kiadvány új korszerű szerkezetek – gombafödém - méretezési alapelveivel, belső erők, méreetszámítások meghatározásával, illetve különböző szerkesztési szabályokkal bővült. Az első országos érvényű terhelési szabványt 1936-ban adták ki [7]. A korábbi kiadványokhoz képest tartalmilag megegyező, viszont részletezettségében sokkal gazdagabb. Hasznos terhek fejezetben megjelennek a dinamikus hatásokhoz köthető első növelő tényezők. 1949-ben jelent meg három különálló kötetben – I. Terhelési adatok, II. Vasbeton szabályzat, III. Fa-,kő,-tégla és betonszerkezeti szabályzat – a legújabb országos szabályzat [8]. A terheléssel foglalkozó kötetben a legnagyobb változás a földteher bevezetése mellett a szélterhek modellezésében történt. Ebben a kiadványban a mai szabványokhoz hasonlóan a szél torlónyomás értékeire az építmény magasságának függvényében növekvő nyomási értékeket ad meg. Illetve megjelenik az építmény geometriai, szerkezeti kialakítását figyelembe vevő ún. alaki tényező paraméter is. A vasbetonszerkezetekkel foglalkozó kötetben megjelentek egyebek között a vasbeton faltartók, sarokmerekv keretek, merevbetétes-, valamint feszített szerkezetekkel kapcsolatos méretezési eljárások.

A korai szabványokban évtizedekig használt rugalmasságtani elveken alapuló megengedett feszültségek módszere, majd ennek az eljárásnak a továbbfejlesztésével a szerkezeti anyagok képlékeny viselkedését figyelembe vevő törési állapot vizsgálatán alapuló eljárást alkalmazták. Az 1950-es évekig **az egyetlen biztonsági tényezős** eljárás,



más néven a megengedett feszültségek elve alapján történő méretezéssel igazolták a tartószerkezetek teherbírását.

Hazánkban a világon elsőnek 1950-ben kidolgozott **osztott biztonsági tényezős** módszer, az 1953-ban kiadott MSZ 15020 szabványsorozatban került bevezetésre. Hazánkban kívül kezdetben csak a kelet-európai országok és az Amerikai Egyesült Államok, majd közel fél éves alkalmazási tapasztalatai alapján a konzervatívabb nyugat-európai országok a módszer adaptálása mellett döntöttek. Tökéletesített formában, mint **parciális tényezők módszerét** az Európai Unióban először a 90-es évek közepétől az Európai Előszabványokban (ENV), majd végleges formában 2010 óta a hazánkban jelenleg is érvényben lévő EUROCODE szabvány tartalmazza.

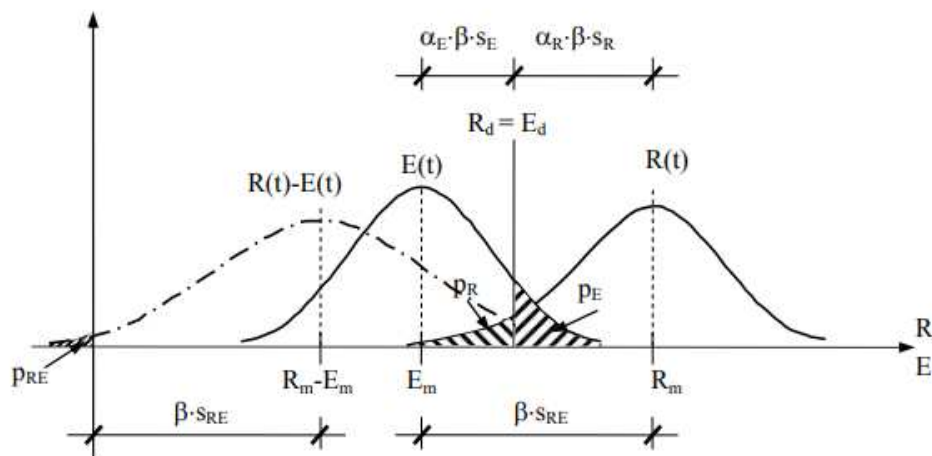
Parciális tényezők módszere a hagyományos osztott biztonsági tényezős eljáráshoz képest nagyobb mértékben támaszkodik a valószínűségelméleti alapokon nyugvó megbízhatósági elméletre. Az EC szabvány az erőtan követelmények kielégítésének ellenőrzéséhez különböző tervezési élettartam mellett teherbírási- és használhatósági határállapotokat definiál. Minden lehetséges tervezési határállapotban igazolni kell, hogy az vizsgált szerkezeti modell a hatások, anyagi jellemzők **tervezési értékeit** alkalmazva határállapot túllépés nem következik be.

A mérnöki gyakorlatban előszeretettel alkalmazzák az osztott biztonsági tényezős eljárásokat, azonban egy történeti építmények ellenőrzése során figyelembe kell venni, hogy az ellenőrző számítások alapjául szolgáló paraméterek variabilitása eltérő a tervezési szabványokban az új szerkezetekre feltételezett értékeknél. Helyszíni diagnosztikai mérések adatait felhasználva a **megbízhatósági** szint valószínűségelméleti megközelítéssel is megközelíthető.

Megbízhatóságon a szerkezet azon képességét értjük, hogy a tervezett élettartamon belül a szerkezettel szemben támasztott követelményeket egy adott (**p**) kockázattal teljesíti. A kockázat az előírt követelmények nem teljesülésének valószínűsége. A megbízhatóság (**M**) magában foglalja a tartószerkezet biztonságát, használhatóságát és tartósságát és általánosságban az alábbi összefüggéssel írható le: $M = (1 - p)$

A megbízhatóság számszerű értékét az összefüggésen kívül a **megbízhatósági index** (**β**) segítségével is megadhatjuk. Teherbírási határállapotban a szerkezet ellenállását (**R**) és igénybevételét (**E**) valószínűségi változóként kezelve, egy adott t időpontban a

kockázat és a megbízhatósági index értelmezése az alábbi ábrán látható. Az eredő gyakorisági függvény negatív szakaszának területe a teherbírás kimerülésének kockázata.



V.1. ábra: A tervezés kiindulási feltétele a megbízhatósági módszer szerint

Ellenállás és a hatás tervezési értéke:

$$R_d = R_m - \alpha_R \cdot \beta_{RE,opt} \cdot s_R = R_m \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta_{RE,opt} \cdot V_R)$$

$$E_d = E_m + \alpha_E \cdot \beta_{RE} \cdot s_E = E_m \cdot (1 + \alpha_E \cdot \beta_{RE,opt} \cdot V_E)$$

A szerkezet használati élettartamán (T) belüli bármely időpontban ($0 \leq t \leq T$) igazolni kell, hogy a nem kívánt p_{RE} kockázata nem lépi túl a $p_{RE,opt}$ optimális kockázati értékeket ($p_{RE} \leq p_{RE,opt}$). Ugyanez a megbízhatósági indexel kifejezve: $\beta_{RE} \geq \beta_{RE,opt}$.

A p_{RE} - a nem kívánt állapotok kialakulásának kockázata; $p_{RE,opt}$ - a nem kívánt állapotok kialakulásának optimális kockázata; β_{RE} a teherbírasi határállapotra vonatkozó megbízhatósági index; $\beta_{RE,opt}$ - a megbízhatósági index optimális értéke teherbírasi határállapotban.

Amennyiben az állapotjellemzőket leíró valószínűségi változókat normális eloszlásúnak tételezzük fel a β_{RE} megbízhatósági index és a p_{RE} kockázati érték között $p = \Phi(-\beta)$ matematikai összefüggés áll fenn, továbbá p_{RE} kockázathoz feltétel adható meg.

$$R_m - E_m - \beta_{RE} \cdot s_{RE} = 0$$

Az egyenletből a megbízhatósági index az alábbi módon kifejezhető:

$$\beta_{RE} = \frac{R_m - E_m}{s_{RE}}$$

Az eredőeloszlás szórása közelítően:

$$s_{RE} = \sqrt{s_R^2 + s_E^2}$$

ahol: s_R - az ellenállás szórása; s_E - a hatás szórása.

p kockázat	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
$M = 1 - p$, megbízhatóság	0,90	0,990	0,9990	0,99990	0,999990	0,9999990
β megbízhatósági index	1,282	2,326	3,090	3,719	4,265	4,753

V.1. táblázat - A kockázat, megbízhatóság és a megbízhatósági index matematikai kapcsolata

Meglévő épületekre vonatkozóan az EUROCODE nem közöl optimális megbízhatósági szintet, míg a teljes élettartamra vonatkozóan is csak az ISO 2394:1998 [9]. Ez alapján, 50 éves várható élettartamot és közepes költségvonatú megerősítési technológiát feltételezve a szerkezet optimális megbízhatósági indexére $\beta_{opt}=3,10$ feltételezhető.

A Nemzetközi Betonszövetség **fib Bulletin 80** [10] kötetben közétett módszerek segítségével nyílik lehetőség a vasbeton szerkezetekhez köthető parciális biztonsági tényezők racionalizálására. A kiadványban két módszer került kidolgozásra, a *Tervezési Érték Módszer* (DVM), valamint a *Parciális Tényezők Beszabályozásának Módszere* (APFM).

Mivel az APFM eljárás egyszerűbben végrehajtható a DVM-hez képest, ezért a vizsgálatot e módszer szerint végeztem el. Ebben az esetben a szokásos tervezési helyzetben alkalmazott parciális biztonsági tényezőket egy módosító tényezővel korrigált értékel lehet figyelembe venni. $\gamma_x = \gamma_{new} * \omega_y$ A kötet megadja az ellenállás, valamint a hatásokhoz módosító tényezőihez tartozó összefüggéseket.

A téma feldolgozásával kapcsolatban már hazai mérnök kolléga [12][13][14][15] is foglalkozott. *Váradi Attila, Megépült vasbeton szerkezetek megbízhatósági értékelése a FIB Bulletin 80 alapján* [16] című cikkjében a módszerek bemutatásán túl átlátható és

könnyen kezelhető táblázatokba kerültek rendszerezése a legfontosabb paraméterek. Hasonló megközelítéssel történt a kaposvári Csiki Gergely színház ellenőrzése is [12].

A vizsgálat végrehajtásához szükséges összefüggések, jelölések a FIB Bulletin 80-ból [10], a segéd táblázatok az említett [16] cikkből kerültek átemelésre:

Kárhányad szerinti osztály	Megbízhatósági osztály	β_{new}		β_0	β_{up}
		1 éves ref. Időszak	50 éves ref. Időszak		
CC1	RC1	4,20	3,30-0,50 (2,80)	1,80	2,80
CC2	RC2	4,70	3,80-0,50 (3,30)	2,30	3,30
CC3	RC3	5,20	4,30-0,50 (3,80)	2,80	3,80

V.2. táblázat: Megbízhatósági index javasolt értékei [16]

domináns változó				nem-domináns vált.	
0,16< σE/σR <0,7,60		egyéb esetben			
αR	αE	αR	αE	αR	αE
0,8	-0,7	maxhoz±1,0, minhez ±0,4		0,32	-0,28

V.3. táblázat: Érzékenységi tényezők javasolt értékei [16]

γ_{Rd}	γ_m	eloszlás
$\frac{1}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_{BR}}$	$\frac{\mu_x(1 - 1.645 \cdot V_x)}{\mu_x(1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_x)}$	normál
$\frac{1}{\exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_{BR})}$	$\frac{\mu_x \cdot \exp(-1.645 \cdot V_x)}{\mu_x \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_x)}$	lognormális

V.4. táblázat: Ellenállás-oldali biztonsági tényezők számítása [16]

Jellemző	Módosító tényező ω_γ
Anyagjellemzők	$\frac{\gamma_{Rd}(\beta^*)}{\gamma_{Rd}(\beta')} \cdot \exp \left(\alpha_R \beta' V_x' \left(\frac{\beta^* V_x''}{\beta' V_x'} - 1 \right) - 1.645 V_x' \left(\frac{V_x''}{V_x'} - 1 \right) \right)$
Állandó hatás	$\frac{\gamma_{Ed,G}(\beta^*)}{\gamma_{Ed,G}(\beta')} \cdot \frac{1 - \alpha_E \beta^* V_G''}{1 - \alpha_E \beta' V_G'}$
Esetleges hatás (hasznos terhek)	$\frac{\gamma_{Ed,Q}(\beta^*)}{\gamma_{Ed,Q}(\beta')} \cdot \frac{1 + V_{Qmp,5}'' [0.78 \ln(t_{ref}'/5) - 0.45 - 0.78 \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta^*)))]}{1 + V_{Qmp,5}' [0.78 \ln(t_{ref}'/5) - 0.45 - 0.78 \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta')))]}$
Esetleges hatás (meteorológiai terhek)	$\frac{\gamma_{Ed,Q}(\beta^*)}{\gamma_{Ed,Q}(\beta')} \cdot \frac{1 + V_{Qclim,l}'' [0.78 \ln t_{ref}'' - 0.45 - 0.78 \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta^*)))]}{1 + V_{Qclim,l}' [0.78 \ln t_{ref}' - 0.45 - 0.78 \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta')))]}$

V.5. táblázat: Módosító tényezők különböző összefüggései [10]

Ellenállás oldali tényezők

- β Megbízhatósági index
- $\alpha_{R'}$ Ellenállás oldali érzékenységi tényező
- V_x diagnosztikai vizsgálatok eredményeinek szórása
- $V_{\Theta R}$ Geometriai bizonytalanság szórása
- γ_M Biztonsági tényező
- γ_m Ellenállás bizonytalansága figy. tényező
- γ_{Rd} Anyagjellemző bizonytalanságát figy. tényező
- γ_{Rd1} Modell bizonytalanságát figy. tényező
- γ_{Rd2} Geometria bizonytalanságát figy. tényező

Teher oldali tényezők

- γ_x Modell bizonytalanságát figy. tényező
- γ_{Ed} Változó értékének bizonytalanságát figy. tényező
- ω_γ Módosító tényező
- V_G Hatások bizonytalanságát figy. tényező
- $\alpha_{E'}$ Teher oldali érzékenységi tényező

Az alábbiakban egy valós tervezési feladat keretében egy régi vasbetonvázás keretszerkezet ellenőrzését végzem el. Első lépésben az ellenőrzés közelítő és pontos modellen is végrehajtom. Második lépésben a módosított parciális tényezők megadásával a pontosított modellen újra futtatom a számításokat.



IV. TERVEZÉSI FELADAT LEÍRÁSA

IV.1. TERVEZÉS ALAPADATOK

Tervezési feladat: Meglévő ammónia kompresszorcsarnok ellenőrzése növelt daruteherre

Vizsgálat helye: Borsodchem Zrt. - Ammónia Üzemi Ammónia Kompresszorcsarnok

ELŐZMÉNYEK:

Megbízó az Ammónia Üzemi Ammónia Kompresszorcsarnokban fejlesztés keretén belül hídaru cseréjét tervezi. Emiatt a meglévő 15t daru helyett 2×20t daru telepítésének lehetőségeit és tartószerkezeti feltételeit kell megvizsgálni. Jelen megbízás a Tárgyi épület –közelítő- globális tartószerkezeti ellenőrzéséről szól vonatkozó szabványok alapján. Az ellenőrző számítások elkészítése a Megbízó által átadott tervdokumentáció, helyszíni szemle, diagnosztikai vizsgálatok eredménye, talajvizsgálati jelentés, valamint külsős darupálya tervező által készített adatszolgáltatás felhasználásával készült el.

IV.2. TEHERHORDÓ SZERKEZET LEÍRÁSA

A Megbízó által átadott tervdokumentáció alapján az építmény tervezése 1951-1952 években zajlott. Tartószerkezeti rendszerét tekintve kéthajós daruzott monolit vasbeton keretváz szerkezet. A két hajó egymástól eltérő 28,20m és 21,20m tengelytávolságú. A szélesebb hajóban 30t a keskenyebb hajóban jelenleg 15t hídaru üzemel. Statikai modelljét tekintve a keretoszlopok alul befogottak, keretsarkokon a keretoszlopok és keretgerendák kiékelt merev kialakításúak. A kisebb fesztávú hajó keretgerendája és a középső keretoszlop kiékelésének végén csuklós kapcsolat került kialakításra.

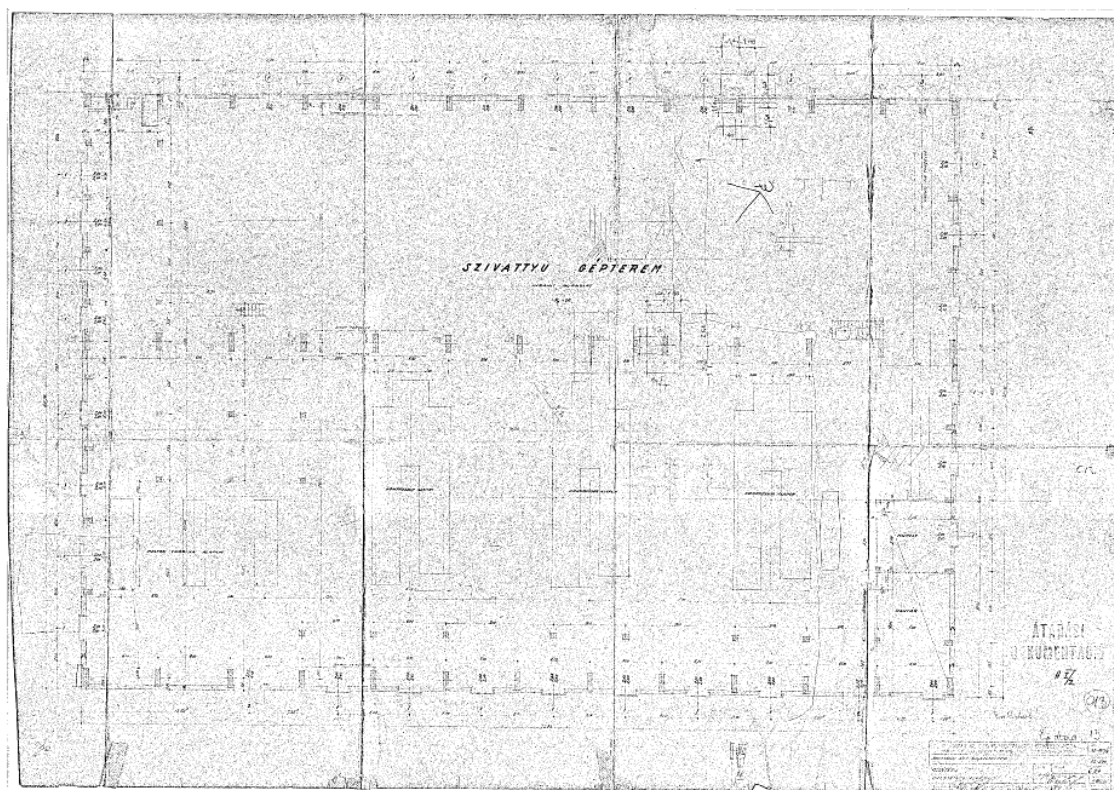
A darupálya tartó folytatólagos 5 támaszú monolit vasbeton kialakítású. A darupálya tartók a monolit vasbeton kereteken kialakított kiékelt alsó övű konzollokkal összevasaltan készültek.

Alapozását tekintve a keretoszlopok alatt monolit vasbeton kúpos, aszimmetrikus pontalapok vannak.

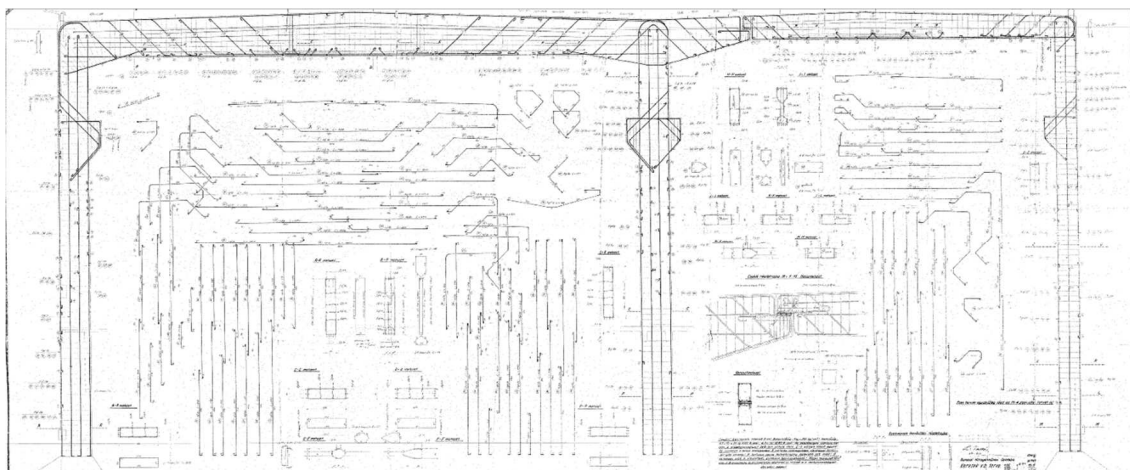
Az épület teteje lapostetős, alul-bordás monolit vasbeton födém alkotja. A gerincvonalak mentén bevilágító-szellőző szellőző sáv került kialakítása. A bevilágító sáv szintén monolit vasbeton keretszerkezet kialakítású. Oldalfali keretszlopok között kifalazás, bevilágító és szellőző felületek vannak. Az épületben monolit vasbeton szerkezetű pódiumok, technológiához szükséges aknák, lagúnák lettek kialakítva.

VÁZSZERKEZET GEOMETRIAI ADATAI:

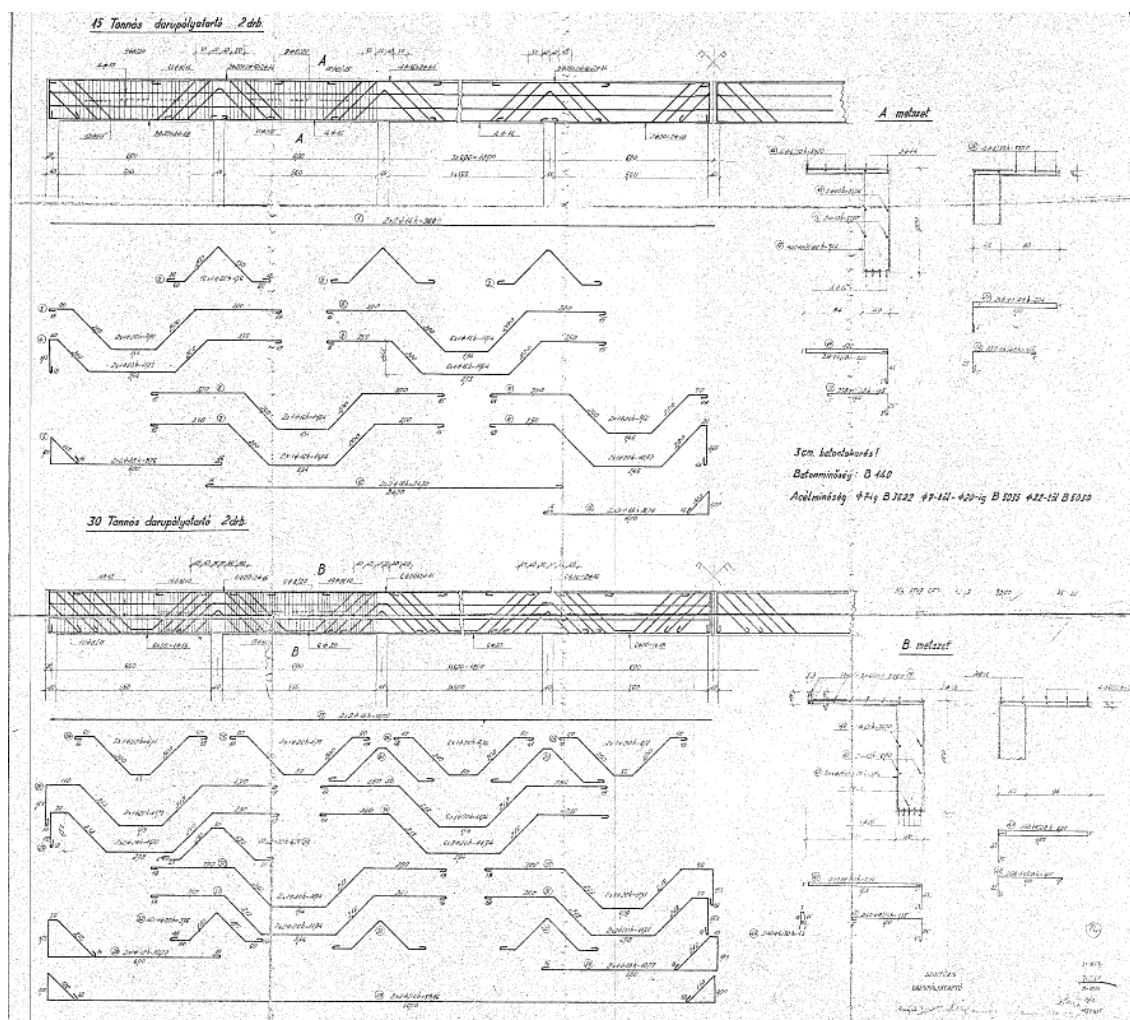
Befoglaló méret [sz×h]:	~49,76m×72,66m
Szabad fesztáv:	~28,20m, 21,20m
Kerettengely távolság:	~12×6,00m
Tetőgerinc magassága:	~22,95 m
Tetőidom típusa:	Lapostető



VI.2.1.kép. Meglévő csarnokszerkezet alaprajza



VI.2.2.kép. Meglévő monolit vasbeton keretek vasalási terve



VI.2.3.kép. Meglévő darupálya vasalási terve

IV.3. HELYSZÍNI BEJÁRÁS/DIAGNOSZTIKA

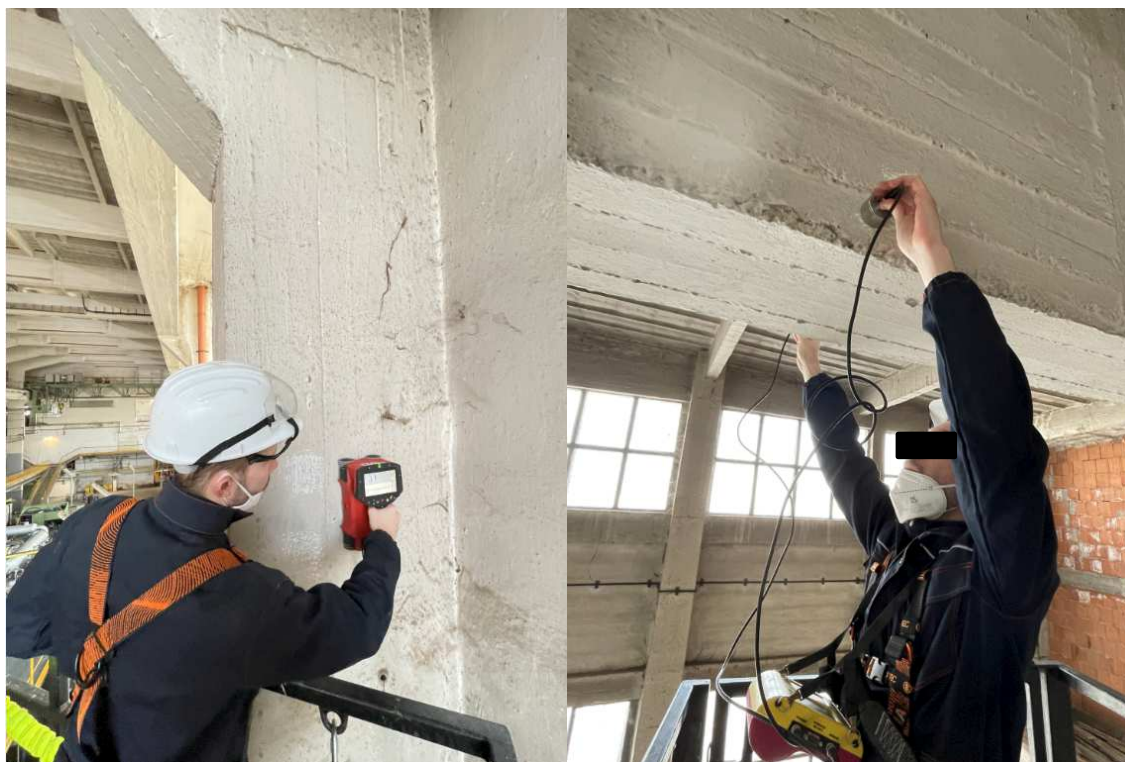
A diagnosztikai vizsgálatok eredményeit a vizsgálattól független szakvélemény tartalmazza [17]. Módszerek tekintetében csak roncsolásmentes vizsgálatokra volt lehetőség. Szemrevételezéses alapján a szerkezet teherbíró képességét befolyásoló károsodások – repedések, betonfelületek leválása – nem észlelhető. A helyszínen szilárdsági mérések Schmidt-kalapáccsal, Ultrahangos készülékkel történtek. A szilárdsági vizsgálatok eredményeinek viszonylag nagy szórása (relatív szórás: 11%) miatt C20/25 betonminőséget javasol.

A betonacélok kutatását Mágneses-vaskereső eszközzel végezték. A mérések több helyen a tervtől eltérő vasalást mutattak. Az eltérések általában a tervezetthez képest kismértékben alacsonyabb vasmennyiség irányában jellemzőek.

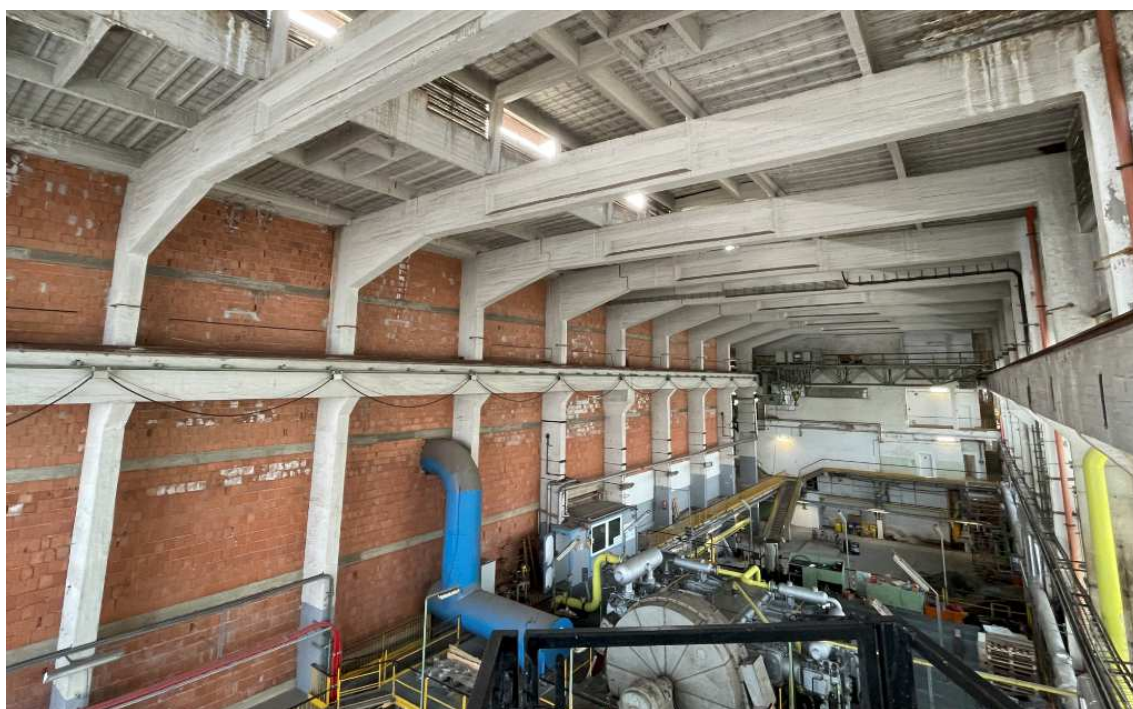
Mivel a szakvélemény nem része a dolgozatnak, illetve terjedelmi okokból csak a legszükségesebb adatok kerültek összefoglalásra az alábbi táblázatban.

Anyag	Terveken szereplő anyagminőségek	Egyenértékű anyaminőségek	Diagnosztikai vizsgálat javasolt anyagminőségek
Beton (alépitményi)	B140	C10/12	C16/20
Beton (szerkezeti)	B220	C16/20	C20/25
Betonacél (fő)	B50.30	u.a.	u.a.
Betonacél	B30.35	u.a.	u.a.

VI.3.1.táblázat. Javasolt anyagminőségek diagnosztikai vizsgálat alapján



VI.3.1.kép. Vizsgálatot végző Kollégák munka közben



VI.3.2.képek. Belső fotó a vizsgálattal érintett csarnokrészről



V. TARTÓSZERKEZET ELLENŐRZÉSE

V.1. VIZSGÁLATI MÓDSZEREK

A meglévő épületek erőtani vizsgálat módszerének kiválasztása a TSZ 01-2013 Műszaki Szabályzat [1] tartalmazza. Az építmény fennállása alatt érvényben volt, azt átélő, azokkal szemben használati tapasztalatokkal rendelkező szabványok alapján a már nem hatályos MSZ, valamint a jelenleg hatályos EUROCODE szabványsorozat is alkalmazható (megjegyzés: a korábbi szabványok alkalmazására csak abban az esetben van lehetőség, ha a szerkezetre háruló terhek jelentős mértékű növekedésére nem kell számítani. Mivel jelen feladat esetében ez nem áll fenn ezért a szerkezetet a vonatkozó EUROCODE előírásoknak kell megfeleltetni).

Erőtani követelmények kielégítésnek igazolása az alábbi módszerekkel végezhető el: használati tapasztalatok, erőtani számítással, próbaterheléssel, vagy az előzőek kombinációjával. Egy épületen belül a módszerek tetszőlegesen alkalmazhatóak.

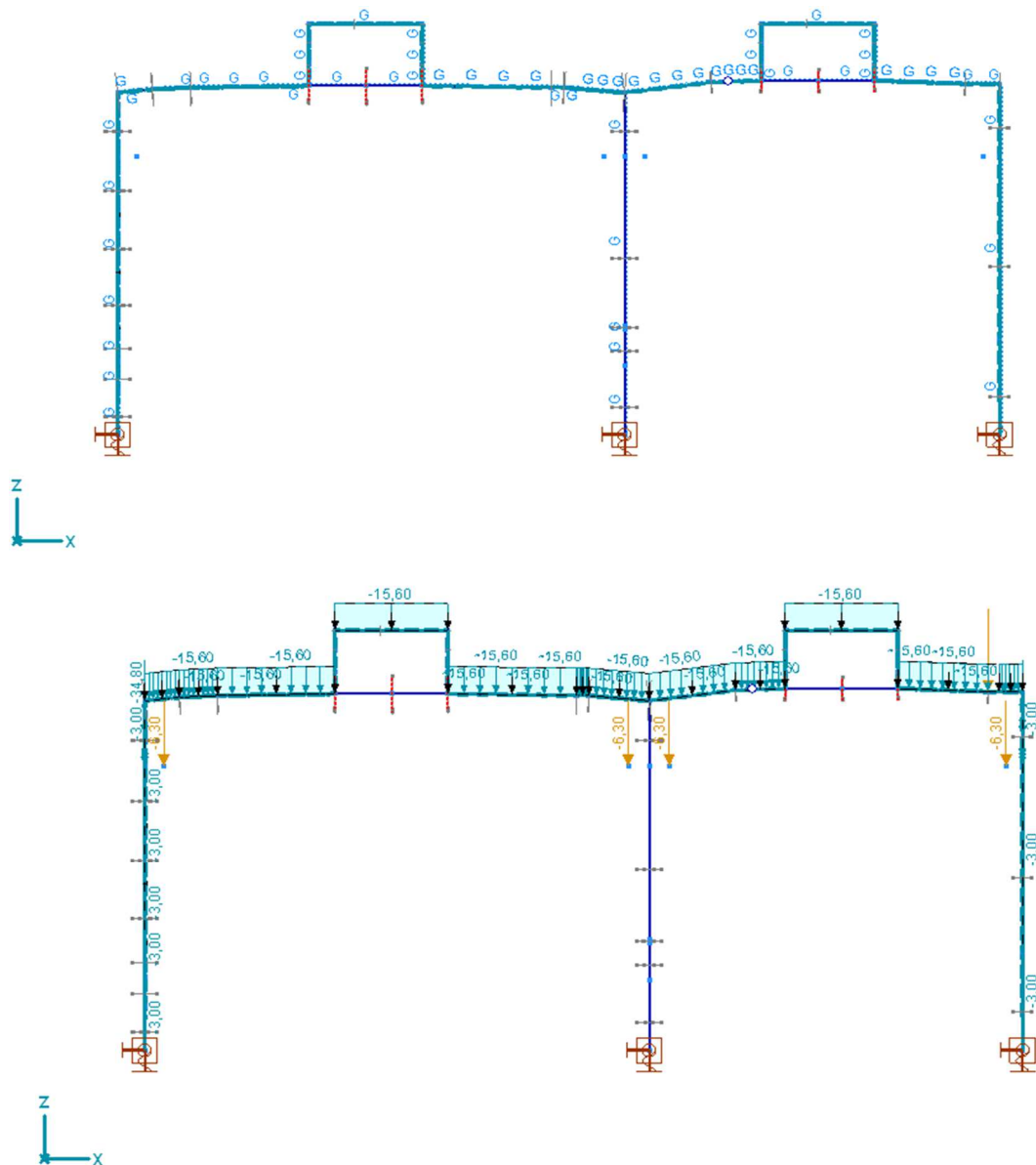
A vizsgálatnak két fontos célkitűzése van. Egyrészt a rendelkezésre álló adatok alapján rekonstruálni és igazolni a meglévő épületet a tervezés/létesítés időszakában érvényes előírásoknak. Másrészt igazolni a szerkezet teherbírását a megnövekedett daru terhek figyelembevételével. Amennyiben nem igazolható, úgy a meghatározni a hiány nagyságát, ami alapján koncepcionális szerkezet megerősítési vázlat készül.

V.2. TERHEK ÉS HATÁSOK

Az **önsúly terhek** az építész kiviteli terveken összeállított rétegrendi kiírást alapján került meghatározásra.

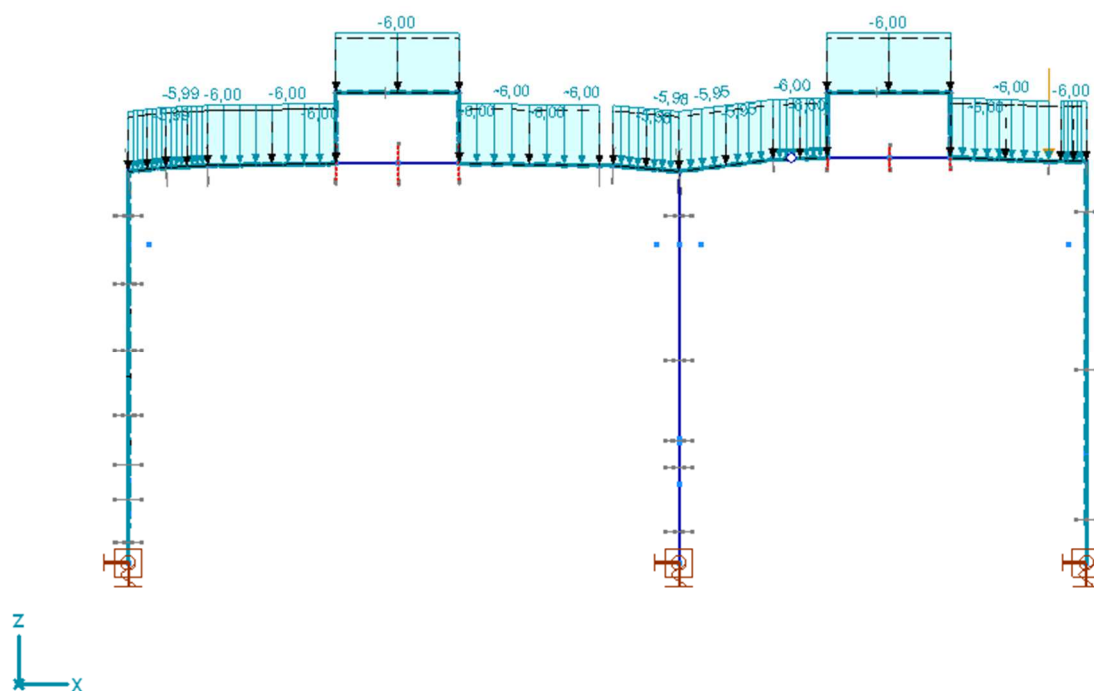
Szerkezet		Teher értéke
Tető rétegrend súlya:	Alul-bordás vb földem + tető rtg.	~2,60kN/m ²
Darupálya súlya:	40/150cm vb gerenda	~0,15 kN/ m
Oldalfal súlya:	Ablak + szellőző + kifalazás átlag.	~0,50kN/m ²
Tartószerkezet súlya:	Melegen hengerelt szelvények	Végeselemes program generálja

VII.2.1.táblázat. Önsúlyterhek



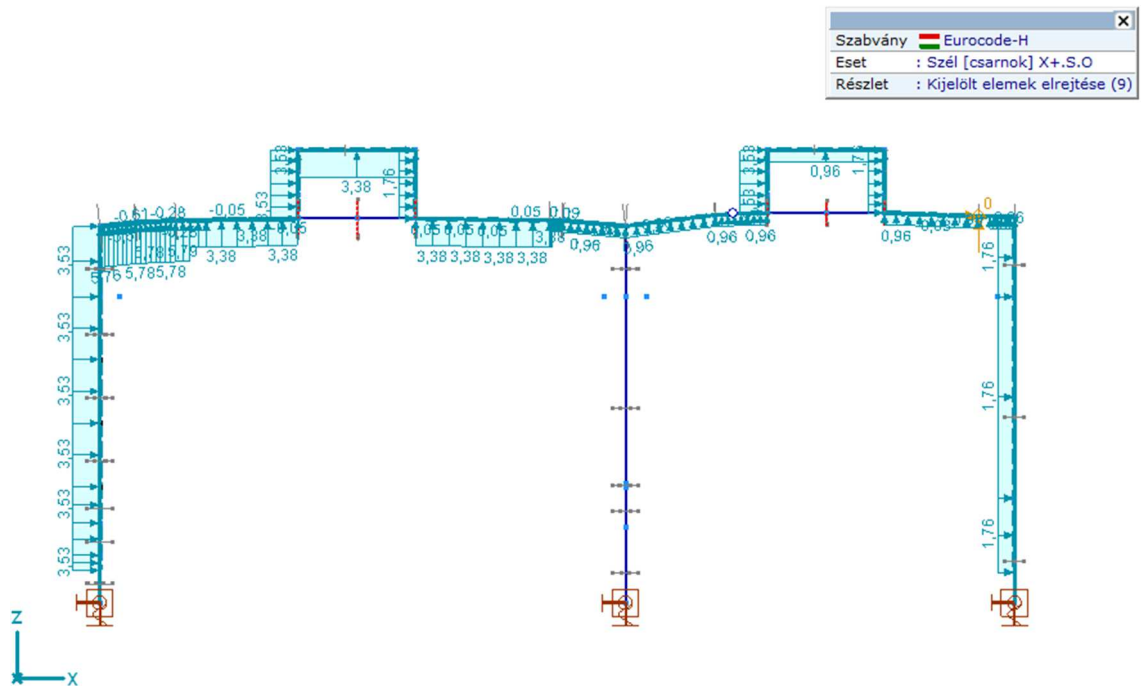
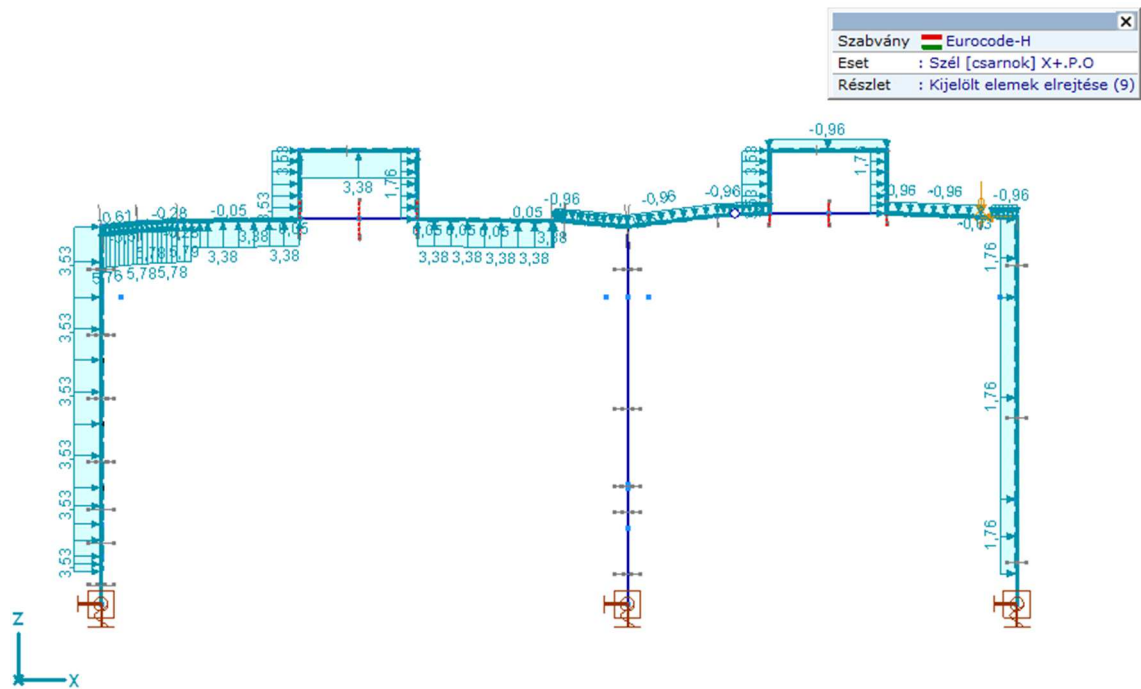
VII.2.1.kép. Csarnok önsúlyterhei

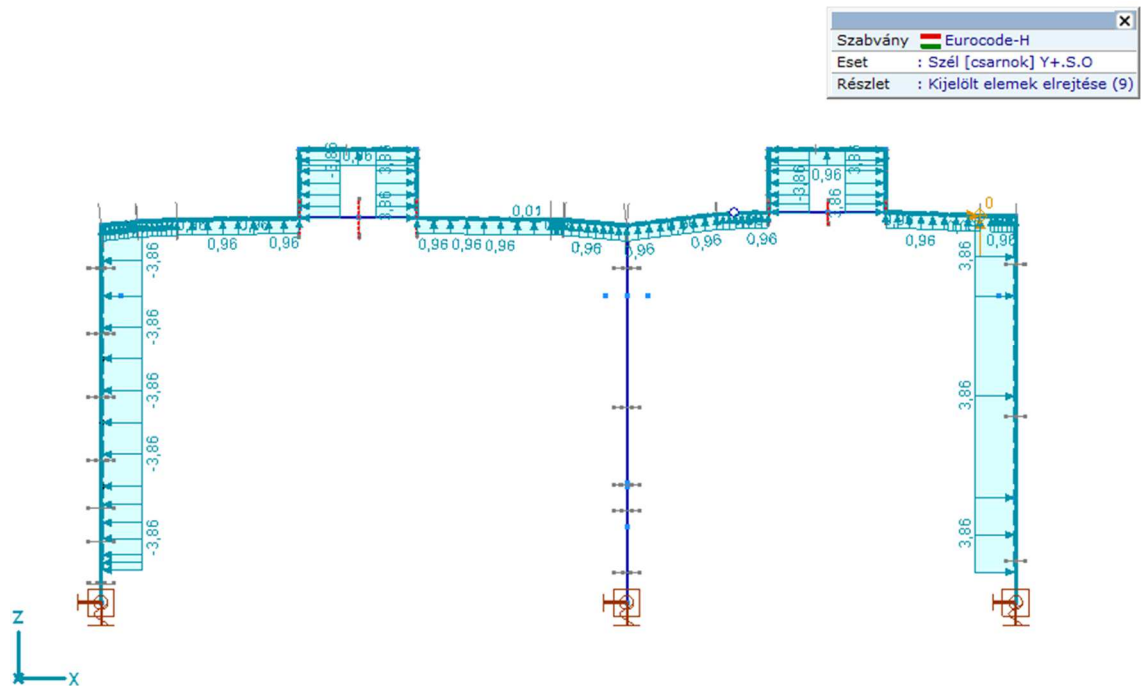
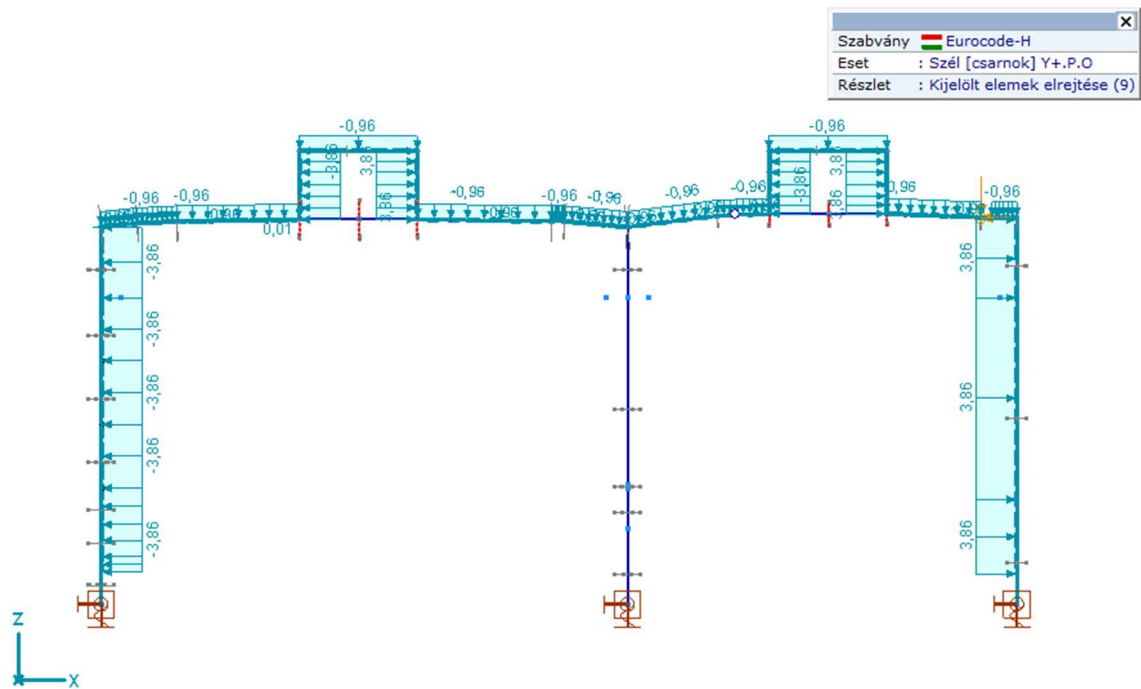
A **hóterhek karakterisztikus** értékeit a felszíni hóteher nagysága, a tető alakja, a tető érdeessége, a szomszédos épületek távolsága és magassága alapján az **MSZ EN 1991-1-3:2016** szabvány szerinti előírások alapján kell meghatározni!

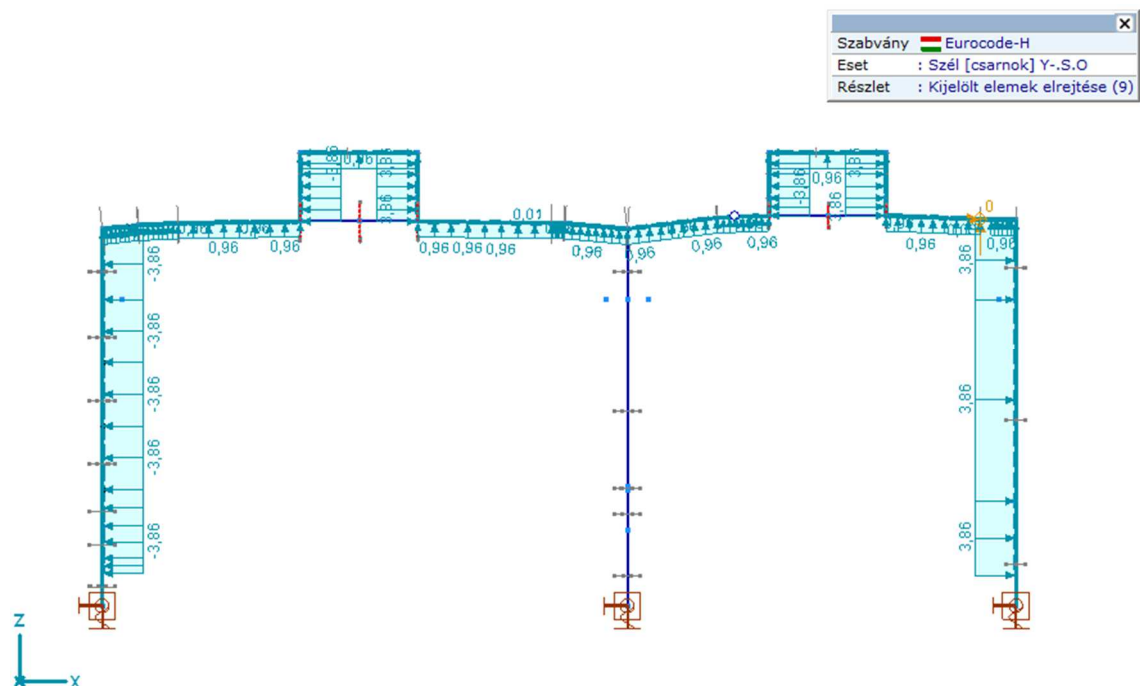
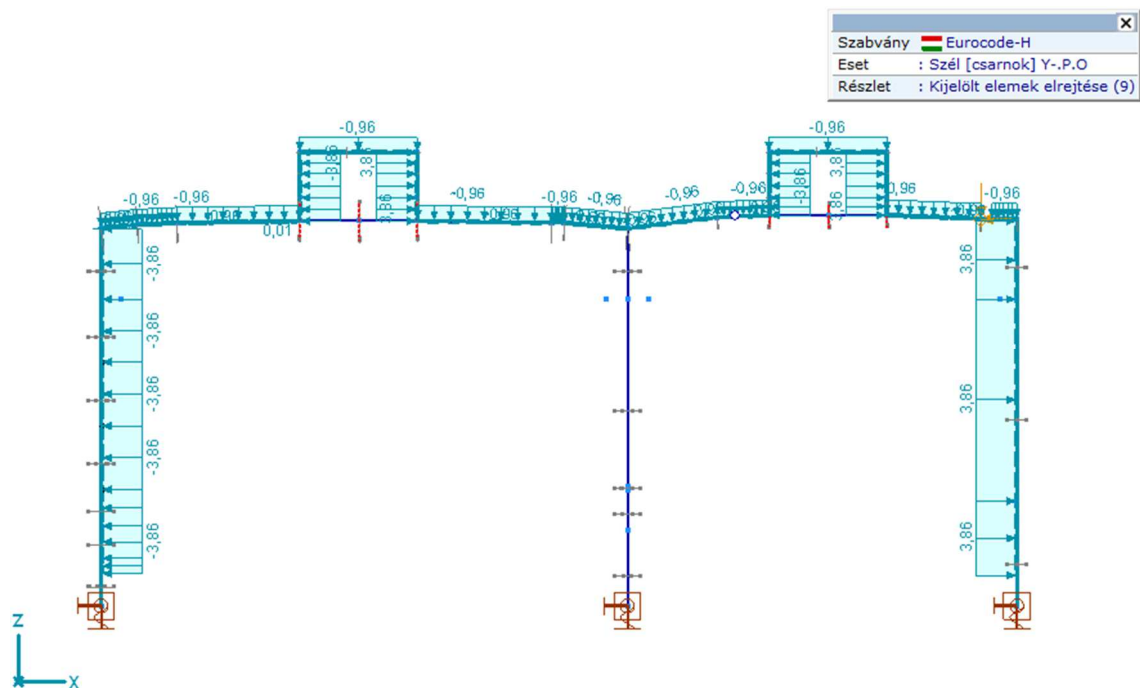


VII.2.2.kép. Csarnok hóterhei

A **szélteher karakterisztikus** értékeit a szél torlónyomás nagysága és az épület aerodinamikai tényezői alapján az **MSZ EN 1991-1-4:2007** szabvány szerinti elő-írások alapján kell meghatározni! A szélteher karakterisztikus értéke. Az alábbi egyszerűsített eljárás hasábszerű, síklapokkal határolt épületek esetére adja meg az egyes felületekhez tartozó átlagos $C_{pe,10}$ alakú tényező (külső nyomási tényező) biztonságos felső értékét. Az eljárás terhek és hatásokkal foglalkozó tervezési segédlet [18] összefüggései alapján történt.



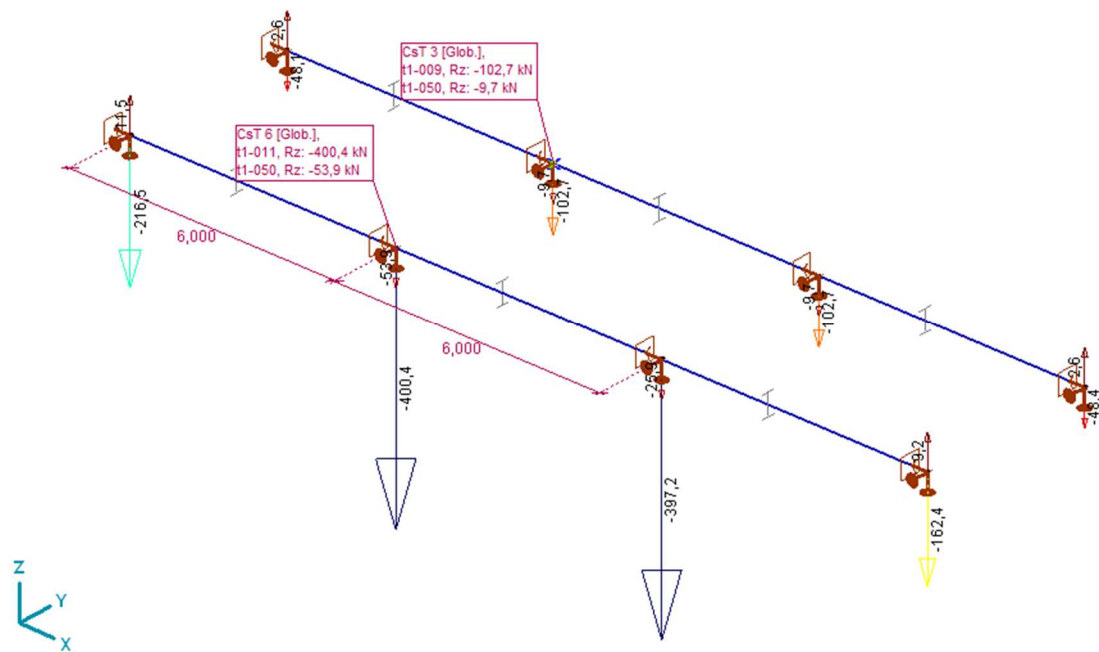




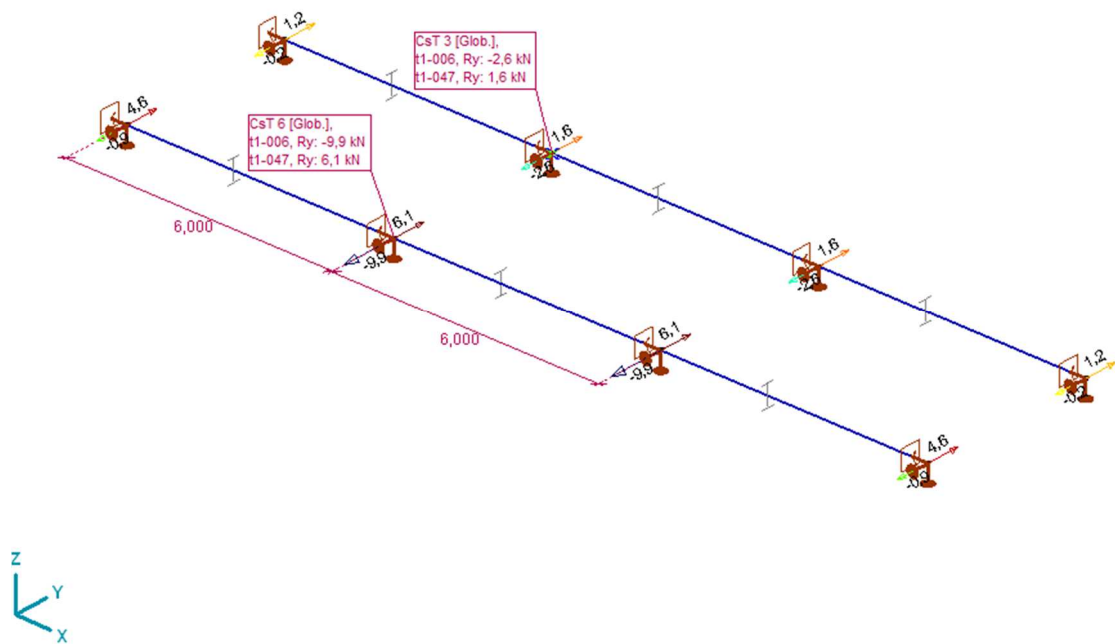
VII.2.4.kép. Csarnok szélterhei

A **daru terhek** karakterisztikus értékeit, illetve a hozzájuk tartozó a reprezentatív érték szorzótényezőit a beépítésre tervezett daru esetében a megbízott daru-pályatervező iroda [GD Gép és Daru Kft.] adatszolgáltatása alapján lett definiálva, míg a meglévő

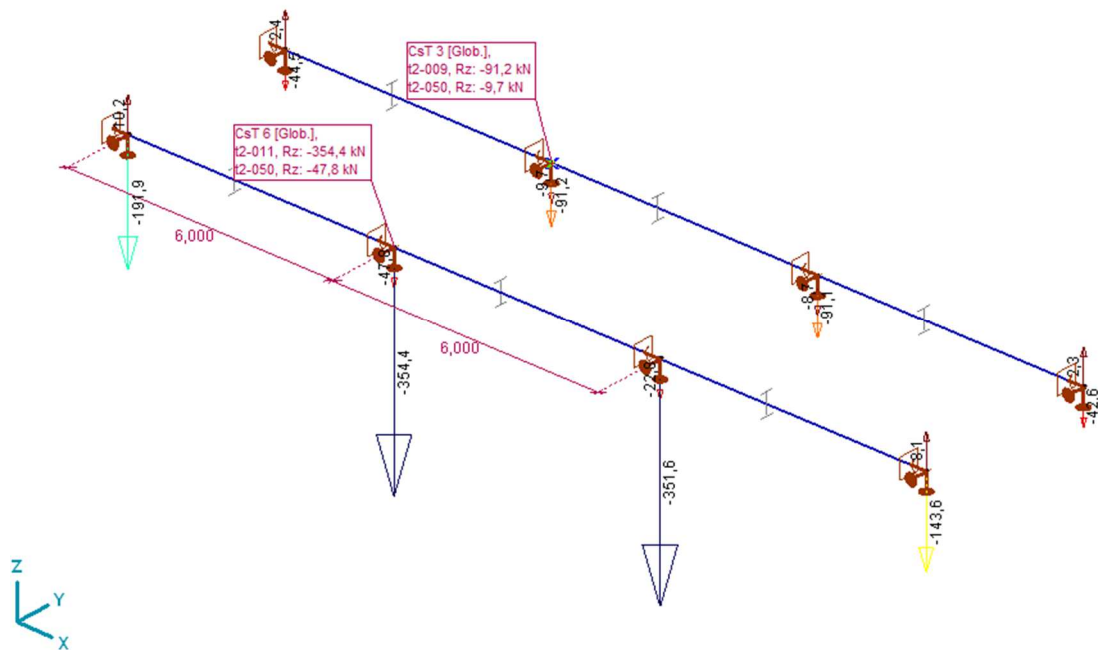
daruk esetében – adatszolgáltatás hiányában - saját tapasztalataink alapján lett becsülve. A konzolra ható erőket a szakági tervezők által átadott AxisVM modell eredményei alapján került felvételre.



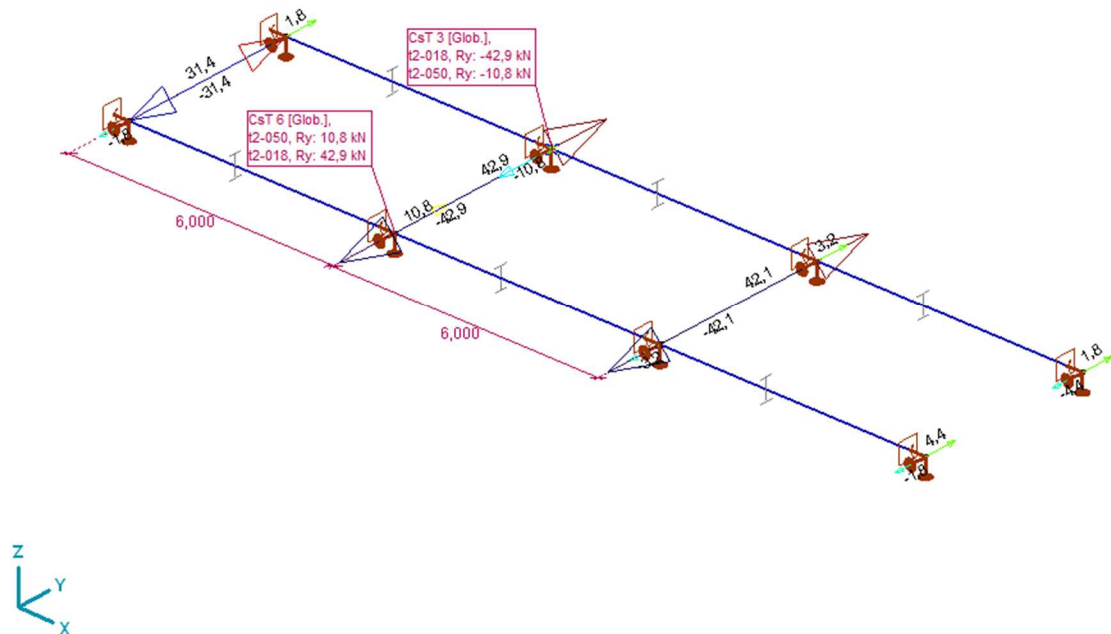
VII.2.5.kép. Rz irányú konzolteher Dinamikus kerékterhelés + HM erő



VII.2.6.kép. Ry irányú konzolteher Dinamikus kerékterhelés + HM erő



VII.2.7.kép. Rz irányú konzolteher Statikus kerékteher + HS erő



VII.2.8.kép. Ry irányú konzolteher Statikus kerékteher + HS erő



	Meglévő 30t daru	Meglévő 15t daru	Tervezett 2×20t daru
Konzolteher			
függőleges min/max	-108kN / -377kN	-50kN / -96kN	din. kerékteher + HM erő: -400kN / -102,50kN stat. kerékteher + HS erő: -355 kN / - 91 kN
keresztirányú min/max	-44kN / +44kN	-23kN / +23kN	din. kerékteher + HM erő: +10kN / +3 kN stat. kerékteher + HS erő: +43kN / -43 kN
hosszirányú min/max	-42kN / +42kN	-25kN / +25kN	n.a.

VII.2.2.táblázat. Daruterhek

A **rendkívüli hatásokkal** jelen feladatnál eltekintünk, mivel ezen hatások az Eurocode szabványsorozat bevezetése óta kerültek előtérbe.

V.3. BIZTONSÁGI TÉNYEZŐK, HATÁSKOMBINÁCIÓK

A vizsgálat során korábbi és hatályban lévő MSZ EN 1990:2011 szabvány szerint vizsgálom a szerkezetet. A korábbi szabvány mind anyagi, mind teher oldalról kedvezőbb biztonsági tényezőkkel számol. Ebből fakadóan az épületre ható terhek és az abból származó igénybevételek is kisebbek. Számításaim során, amikor azt vizsgáltam, hogy a meglévő szerkezetek a tervezéskori követelményeknek eleget tesznek-e, a feltételezés helytállónak bizonyult. Ezen ellenőrző számítások levezetését jelen dolgozatban nem fejtem ki.

Továbbiakban a meglévő szerkezet viselkedését vizsgálom a telepíteni kívánt új 2×20t daru teher figyelembevételével. A számítások során mind anyagi-szerkezeti, mint teher oldalon az EUROCODE által előírányzott biztonsági és kombinációs tényezők kerültek alkalmazásra.

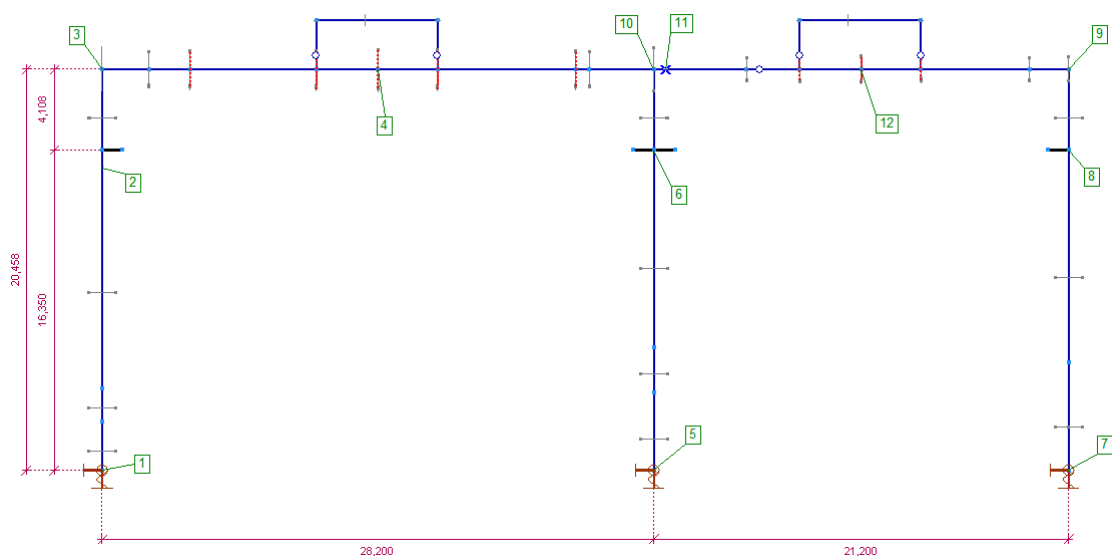
VI. TARTÓSZERKEZETEK KÖZELÍTŐ ELLENŐRZÉSE

VI.1. KERETSZERKEZET ELLENŐRZÉSE

A keretszerkezet a meglévő terveken szereplő geometriai méretek alapján lett modellezve végeelem módszerrel, **Axis VM** szoftverrel. A számítások első fázisában B50.30 betonacél és C16/20 beton szil. osztályhoz tartozó anyagjellemzőket vettünk figyelembe (meglévő tervek). Az anyag és teheroldali biztonsági tényezők az EUROCODE előírásai szerint kerültek felvételre.

A nyírásra történő ellenőrzés során a teherbírási értékek az EUROCODE utasítása alapján redukálásra kerültek, mivel a szabvány szerint az igénybevételek maximum felét lehet csak felhajlított vasakkal felvenni.

A keretek merevítetlen, ún. kilendülő keretként lettek modellezve (VIII.1.1 kép). A keretoszlopok és keretgerendák merevségét figyelembe véve a 30t oldalfali és középső keretoszlopok kihajlási hosszához tartozó korrekciós tényezőt $\sim 1,28$ -ra; a 2×20 t oldali keretoszlopét $1,78$ -ra becsültem (megj: A közölt értékek a csomópontok relatív elfordulási merevségei- csatlakozó rúdelemek rugalmassági modulusa, a keresztmetszetek inercia-nyomatéka, rúdelemek hossza, valamint azok α befogási merevségei - alapján kerültek meghatározásra).



VIII.1.1.kép. Keretszerkezet statikai váza és jellemző csomópontjai

A számítások eredményeit és az eredeti terhelésekhez képesti relatív igénybevételeket a VIII.1.1-2. táblázat foglalja össze (megj: 100%-nak tekintetem az eredeti terhelések által okozott igénybevételeket). A vizsgált keresztmetszetek teherbírási kihasználtságai szintén a VIII.1.1 táblázatban vannak feltüntetve.

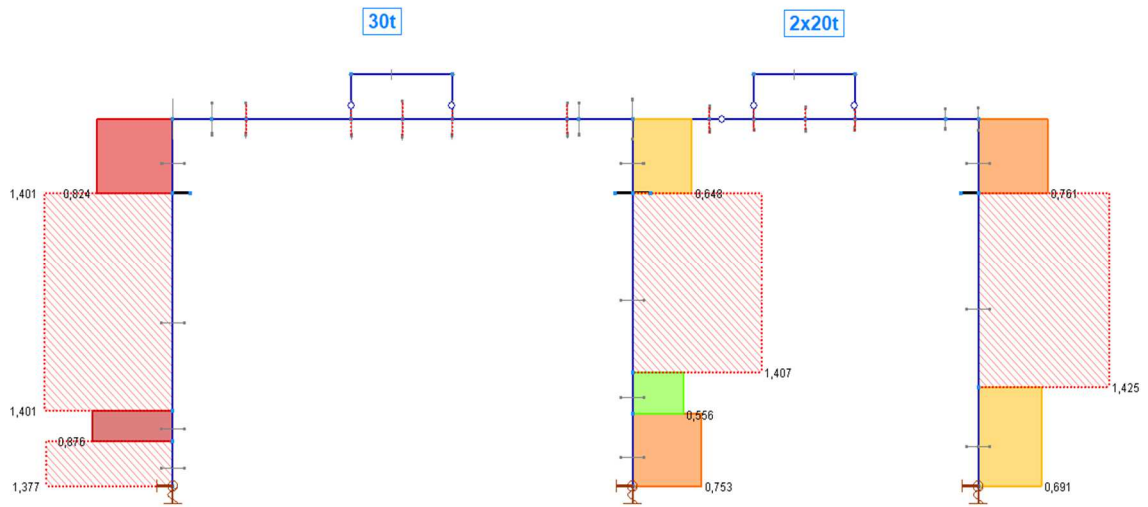
		1.	2.	3.	4.	5.	6.
Normálerő igénybevétel [kN]	Meglévő15t daru	1877	1486	721	193	2907	2581
	Tervezett 2×20t daru	1814	1422	808	173	3089	2765
	relatív igénybevétel	97%	96%	112%	90%	106%	107%
Nyíró igénybevétel [kN]	Meglévő15t daru	292	209	718	0	187	129
	Tervezett 2×20t daru	269	221	710	0	163	163
	relatív igénybevétel	92%	106%	99%		87%	126%
Hajlító igénybevétel [kNm]	Meglévő15t daru	2254	2059	2318	2720	1679	1434
	Tervezett 2×20t daru	2013	1927	2152	2670	1395	1405
	relatív igénybevétel	89%	94%	93%	98%	83%	98%

VIII.1.1.táblázat. Igénybevételi növekmények és a teherbírási kihasználtságok összefoglalása

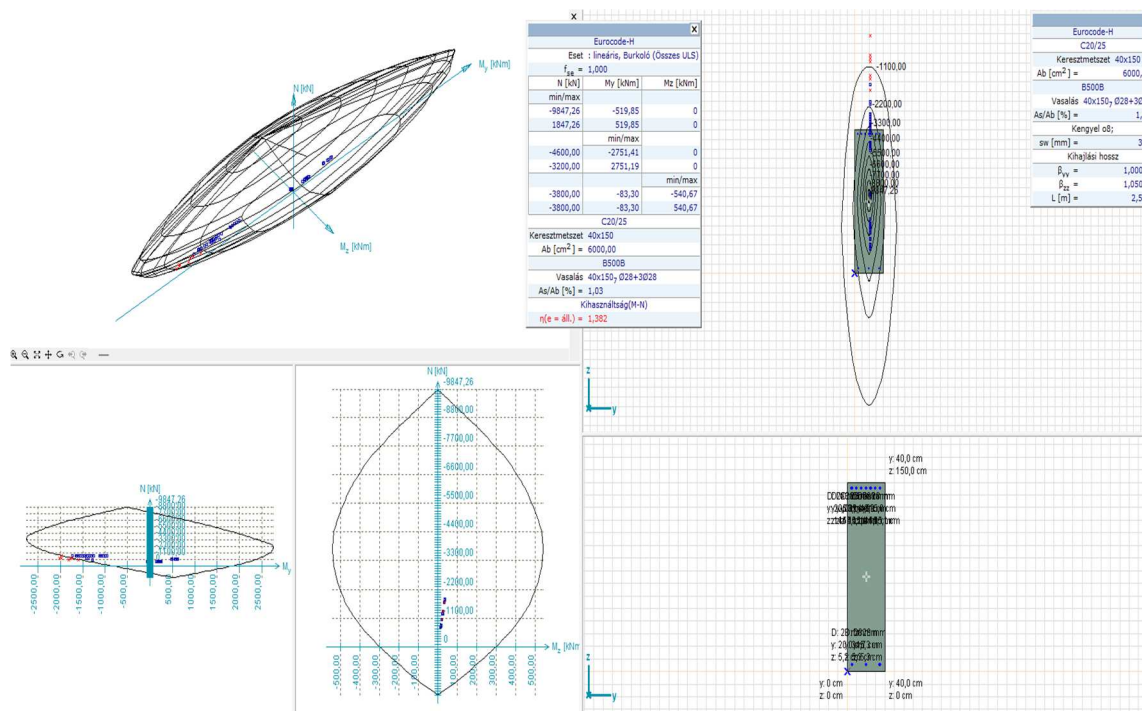
		7.	8.	9.	10.	11.	12.
Normálerő igénybevétel [kN]	Meglévő15t daru	1362	971	463			138
	Tervezett 2×20t daru	1601	1210	560			175
	kihasználtság	118%	125%	121%			127%
Nyíró igénybevétel [kN]	Meglévő15t daru	209	148	463	819	618	0
	Tervezett 2×20t daru	207	174	461	812	617	0
	kihasználtság	99%	118%	100%	99%	100%	
Hajlító igénybevétel [kNm]	Meglévő15t daru	1567	1165	1260	3640	2300	1326
	Tervezett 2×20t daru	1406	1276	1231	3615	2296	1316
	kihasználtság	90%	110%	98%	99%	100%	99%

VIII.1.2.táblázat. Igénybevételi növekmények és a teherbírási kihasználtságok összefoglalása

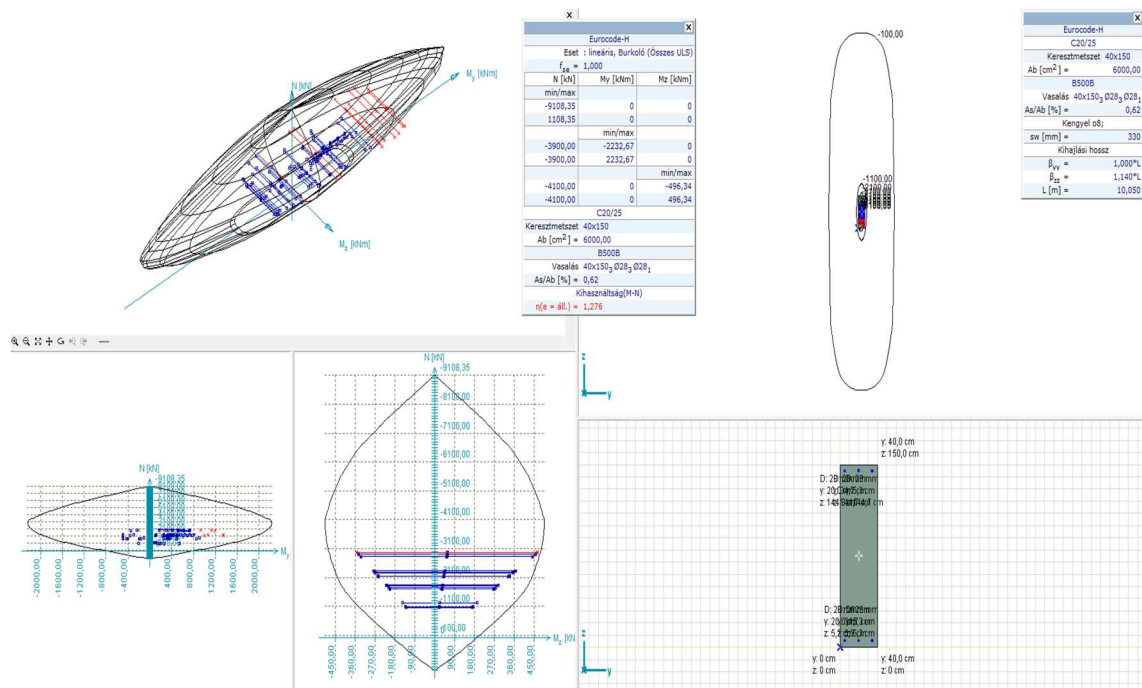
A vizsgálatok alapján az eredeti igénybevételekhez képest a keretoszlopokon 15-25%-os többletigénybevételek ébrednek. Míg a nyírási teherbírás könnyen megadható, a hajlított-nyomott összetett igénybevételek teherbírási felület segítségével ellenőriztem. Az alábbiakban 1,6,8 csomópontok N-M kihasználtságát mutatom be (VIII.1.2-5. képek, VIII.1.3 táblázat).



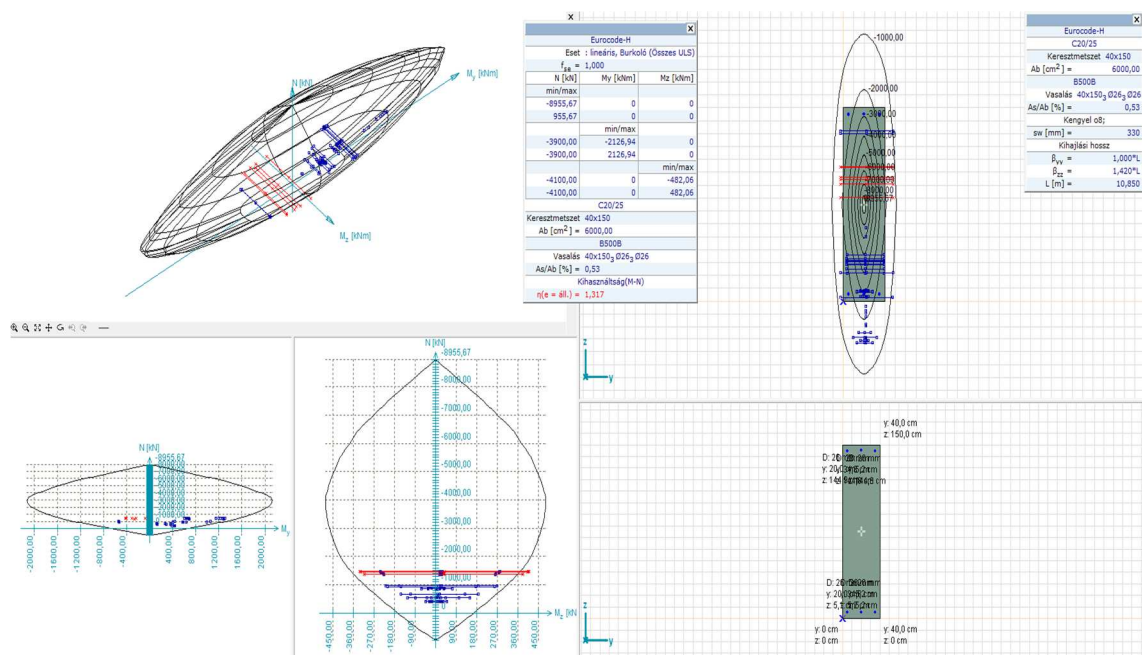
VIII.1.2.kép. Keretoszlop N-M kihasználtsági



VIII.1.3.kép. Keretoszlop N-M kihasználtsága 1. csp-ban



VIII.1.4.kép. Keretoszlop N-M kihasználtsága 6. csp-ban



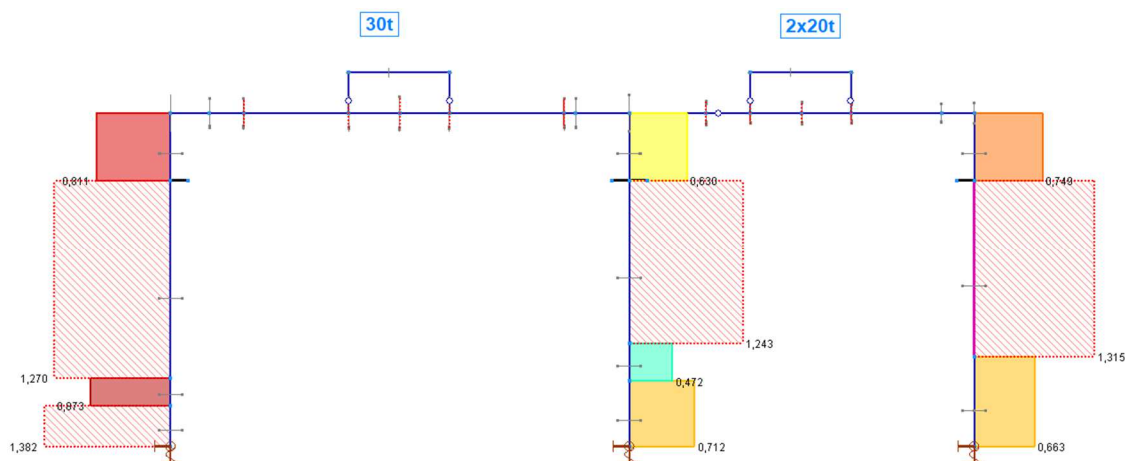
VIII.1.5.kép. Keretoszlop N-M kihasználtsága 8. csp-ban

		1.	2.	3.	4.	5.	6.
Nyíró igénybevétel [kN]	Igénybevétel	269	221	710	0	163	163
	Teherbírás	181	181	520	257	181	181
	relatív igénybevétel	149%	122%	137%	0%	90%	90%
N-M kihasználtság					2805		
					4780		
	relatív igénybevétel	137%	140%	82%	59%	75%	140%

		7.	8.	9.	10.	11.	12.
Nyíró igénybevétel [kN]	Igénybevétel	209	148	463	819	618	0
	Teherbírás	181	181	300	520	520	169
	kihasználtság	115%	82%	154%	158%	119%	0%
N-M kihasználtság				1400	3970	2357	1432
				1051	4900	3050	2432
	kihasználtság	69%	143%	76%	74%	75%	56%

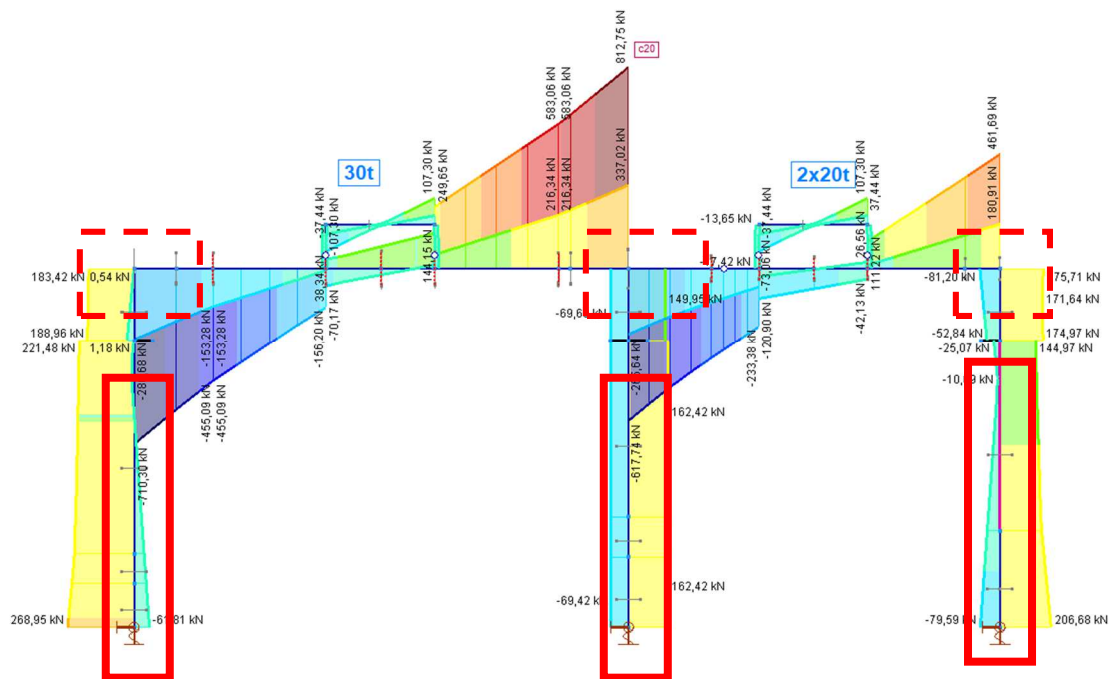
VIII.1.3.táblázat. Jellemző keresztmetszetek relatív igénybevételei és teherbírasi kihasználtsága

A diagnosztikai vizsgálatok eredményei alapján a beton szilárdságára vonatkozóan a terv szerinti C16/20-as betonminőség helyett C20/25-ös betonminőség is figyelembe vehető az ellenőrzés során. Az fenti vizsgálatokat így megismételtem a C20/25 betonminőség alkalmazása mellett is. A számítások keresztmetszeti kihasználtságokra vonatkozó eredményeit a VIII.1.6. képen ismertetem.

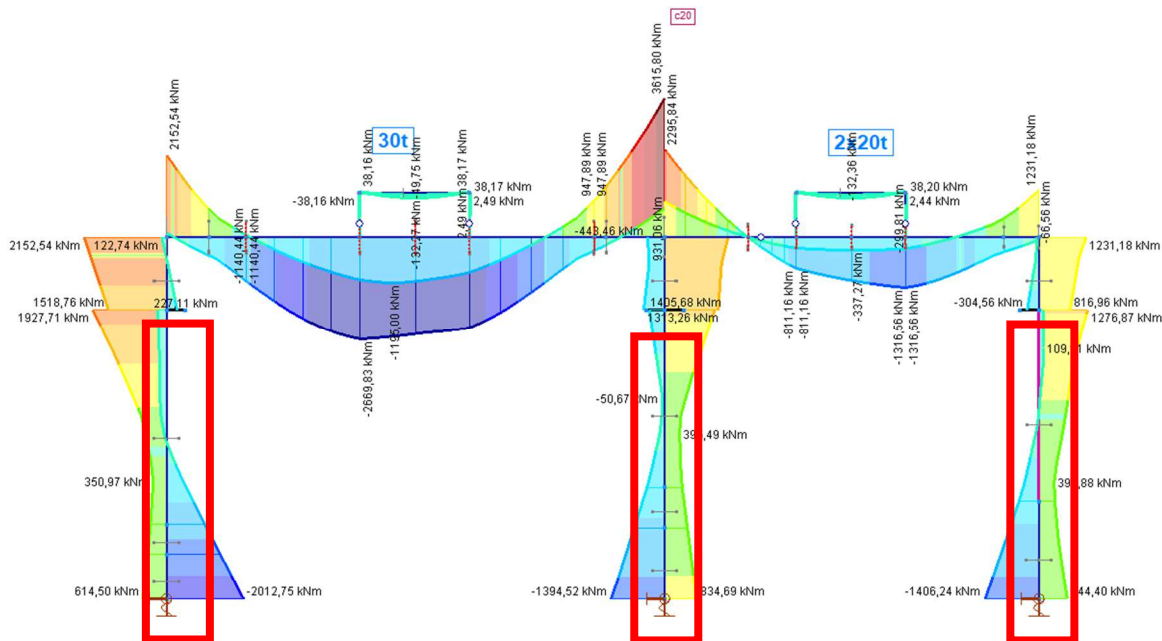


VIII.1.6.kép. Keretoszlop szakaszok N-M kihasználtságai C20/25 beton szilárdsági osztály figyelembe vétele esetén

A várakozásoknak megfelelően a keresztmetszetek teherbírása a magasabb betonszilárdság mellett növekedett, viszont a növekmény nagysága nem jelentős. Ezért csak azokban a zónákban sikerült az igénybevételekkel szembeni ellenállást igazolni, ahol eredetileg is csak 3-5%-kal léptük túl az 1,00-ás teherbírási kihasználtságot.



VIII.1.7.kép. Teherbírási hiány nyíró-igénybevétel esetén (összesítés)



VIII.1.8.kép. Teherbírási hiány összetett normál-hajlító (N-M) igénybevétel esetén (összesítés)

A kereten végrehajtott számítások alapján **megállapítható, hogy a megnövekedett daruterhek következtében az oszlopok nyírásra és hajlításra sem felelnek meg.** Emiatt a keretoszlopokat gyakorlatilag alapozástól egészen a daruvállakig meg kellene erősíteni. A keretgerendák hajlításra megfelelnek, nyírásra viszont nem. Hozzá kell tenni, hogy ez az EUROCODE által előírt kötelező teherbírás korlátozás miatt alakul ki. Ha nem követjük a szabvány előírásait (azaz a felhajlított vasakra nagyobb terhelés hárulhat), akkor a teherbírás kielégítő nagyságú lehet.

A keresztmetszeti kihasználtságok összesítése a VIII.1.7. és a VIII.1.8. képen látható.

A hosszanti teher figyelembe vétele: A darupályával párhuzamosan az eredeti daru által okozott fékező-ütköző erő $\sim 25\text{kN}$, a tervezett $2 \times 20\text{t}$ daruk esetében ez $\sim 34\text{ kN}$ nagyságú. A darupálya 5 keretállással összevasaltan készült. Az egy keretre jutó többletterhelés így $(34-25)/5 = 1,80\text{kN}$ -ra adódik. Tekintettel a tehernövekmény alacsony értékére kijelenthető, hogy ez érdemi befolyásoló hatással nincs a szerkezeti elemek kihasználtságát illetően.

VI.2. DARUPÁLYA TARTÓ ELLENŐRZÉSE

A meglévő darupálya tartó 40cm széles 150cm magas 5 támaszú monolit vasbeton gerenda. A modellezés során B50.30 betonacél és C16/20 beton anyagi jellemzőkre vizsgáltuk a szerkezetet a meglévő tervek alapján. Az anyag és teheroldali biztonsági tényezőket az EC szerint került felvételre. Nyírásnál a teherbírési értékek az EC szerinti utasítása miatt redukálásra került, mivel szabvány szerint az igénybevételek maximum felét szabad csak felhajlított vasakkal felvenni.

		1. támasz	1-2. mező	2. támasz	2-3. mező
Nyíró igénybevétel [kN]	Meglévő 15t daru	254,14	0	357,5	0
	Tervezett 2×20t daru	563,10	0	919,50	0
	kihasználtság	221%		388%	
Csavaró igénybevétel	Meglévő 15t daru	22,94	14,12	28,24	12,35
	Tervezett 2×20t daru	47,69	21,31	54,43	23,34
	kihasználtság	208%	151%	193%	189%
Hajlító igénybevétel [kNm]	Meglévő 15t daru	0	411,02	249,73	315,18
	Tervezett 2×20t daru	0	518,80	682,90	556,80
	kihasználtság		126%	273%	177%

VIII.2.1.táblázat. Igénybevételi növekmények összefoglalása

		1. támasz	1-2. mező	2. támasz	2-3. mező
Nyíró igénybevétel [kN]	Igénybevétel	563,10	317,2	919,5	297
	Teherbírás	604(1076)	226	604(1076)	226
	kihasználtság	93%	140%	153%	132%
Csavaró igénybevétel	Igénybevétel	47,69	21,31	54,43	23,34
	Teherbírás	81	108	81	108
	kihasználtság	59%	20%	67%	22%
Hajlító igénybevétel [kNm]	Igénybevétel	0	518,50	682,90	556,80
	Teherbírás	642	1210	1150	1210
	kihasználtság	0%	43%	60%	46%

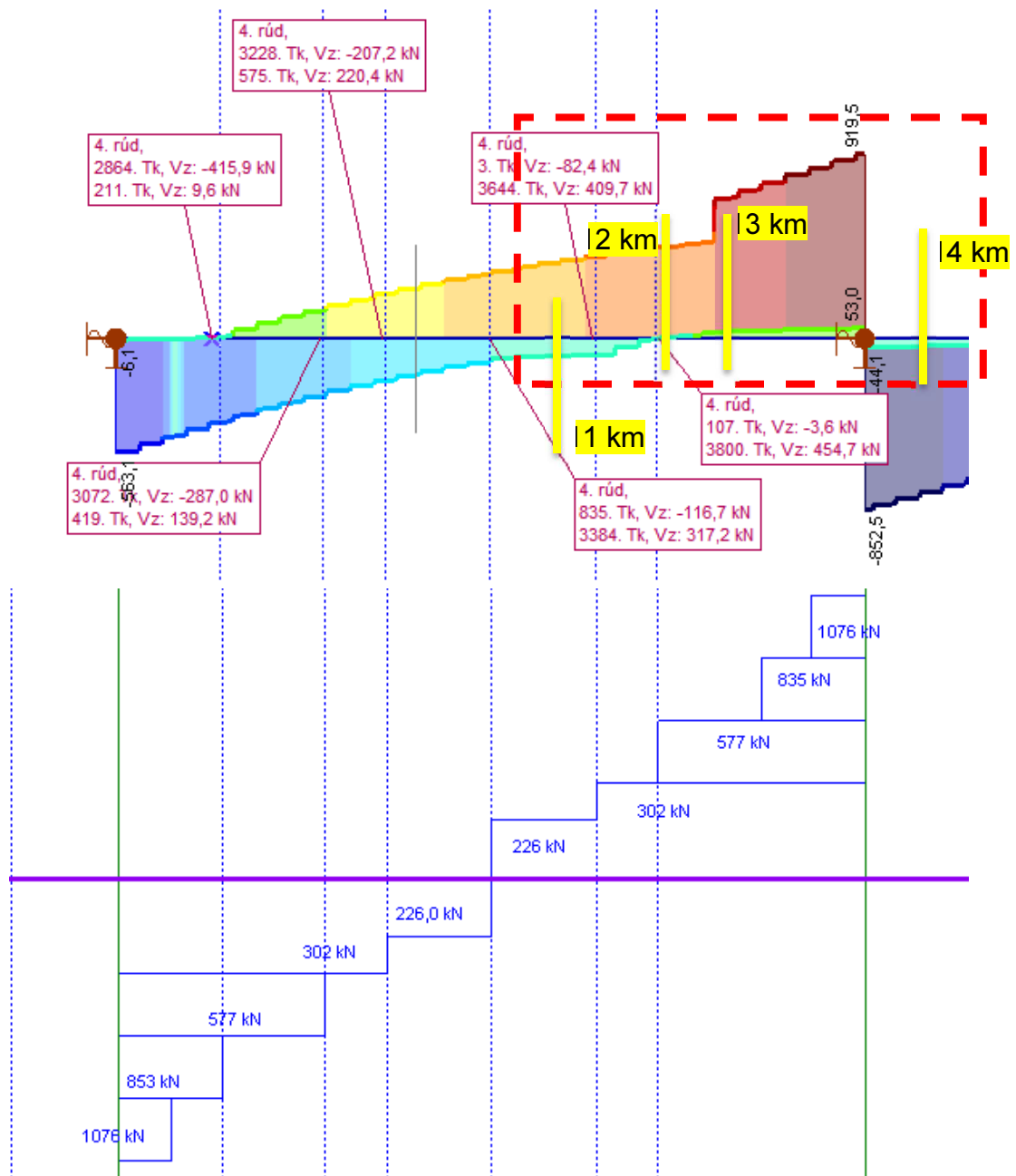
VIII.2.2.táblázat. Jellemző keresztmetszetek kihasználtsága

Jól látható, hogy az eredeti igénybevételekhez képest jelentős többletigénybevételek ébrednek a tartóban, a jellemző keresztmetszetek általánosságban így is megfelelnek. Nyírásra azonban hosszabb szakaszon kimerül a szerkezet teherbírása. A megnövekedett terhek hatására az igénybevételek leépülése is szélesebb spektrumban játszódik le a tartón, amit az eredeti igénybevételekhez igazított vasalás már nem burkol le.

A jelölt keresztmetszetekben keletkező teherbírási hiányt az alábbi táblázat foglalja össze:

		1.km	2.km	3.km	4.km
Nyíró igénybevétel [kN]	Igénybevétel	317,2	409,7	454,7	919,5
	Teherbírás	226	302	577	604(1076)
	kihasználtság	140%	136%	78	153%

VIII.2.3.táblázat. Kritikus keresztmetszetek kihasználtsága

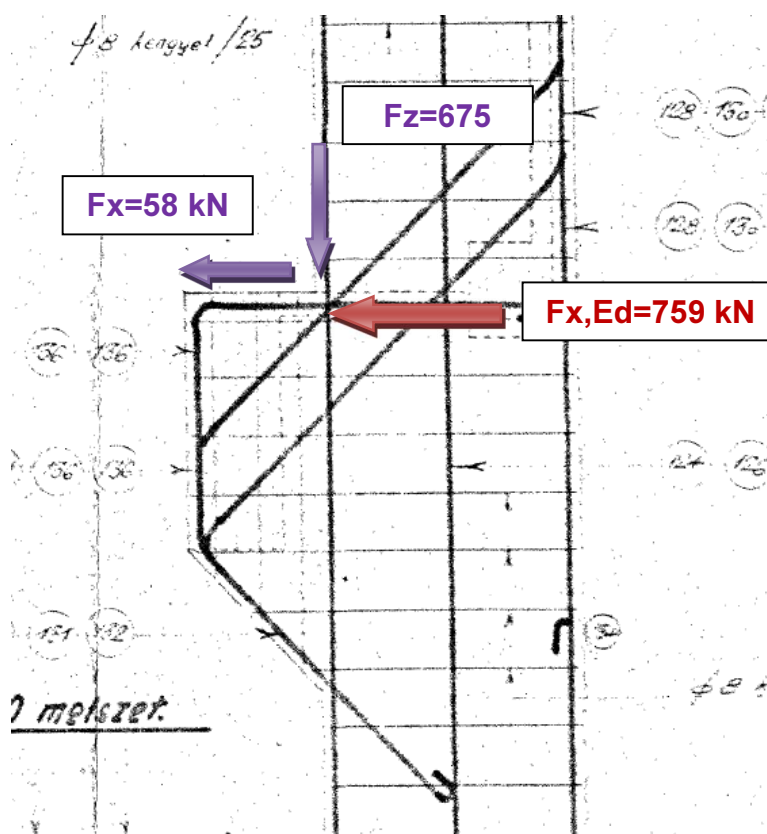


VIII.1.1.kép. Teherbírési hiány nyíró-igénybevétel esetén

VI.3. RÖVID KONZOL ELLENŐRZÉSE:

Az átadott tervek alapján a darupálya tartó a rövidkonzollal összevasaltan épült. A konzol magassága 1500mm szélessége 400mm, a konzol kinyúlása 550mm. A darusín konzolvég szélétől 200mm fut. A vízszintes húzott fővasalás 2 ϕ 30 betonacél, a nyírási vasalás 2 $\times$ 3 ϕ 10 kengyelszár és 2 $\times$ 2 ϕ 30 felhajlított vasalás. Az ellenőrzés során a betonminőséget C16/20-ra, a betonacél anyagminőségét B50.35-re vettük fel. Az ellenőrzést az EC szabványkörnyezet szerint végeztük el.

A meglévő armatúra vízszintes húzott vasalása 2 ϕ 30, ami $F_{x,Rd}=488\text{kN}$ erő felvételére képes. A 2 $\times$ 3 ϕ 10 kengyelszár és 2 $\times$ 2 ϕ 30 felhajlított vasalás teherbírása $F_{z,Rd}=164\text{kN} + 620\text{kN} = 784\text{kN}$.



VIII.3.1.kép. Rövidkonzolra ható igénybevételek

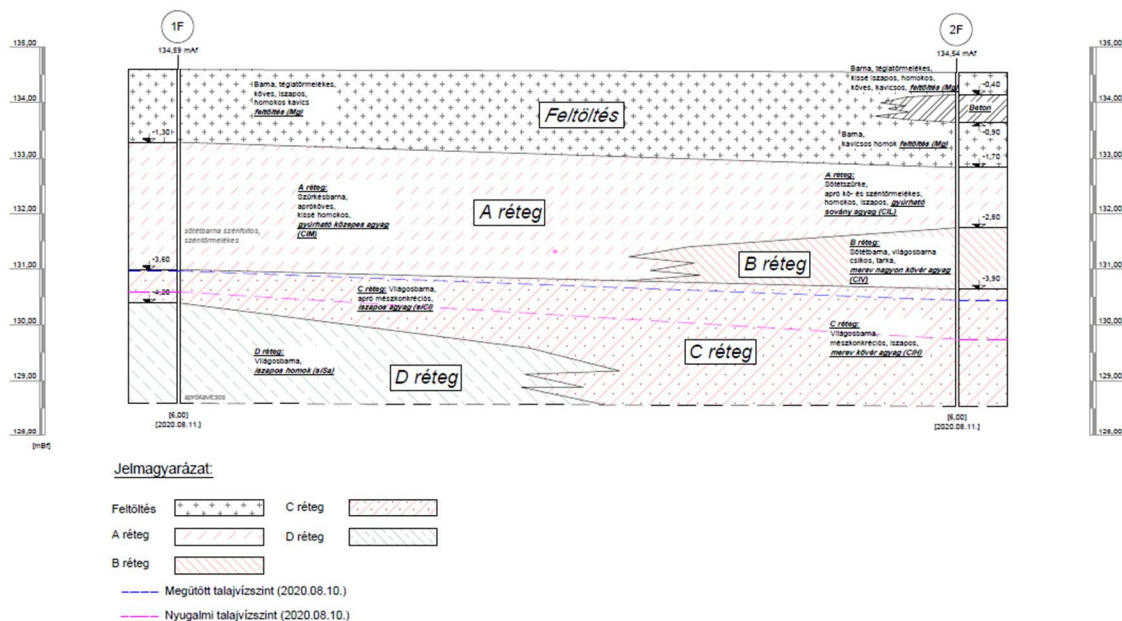
Rácsrúd modell módszer segítségével meghatározható a vízszintes húzott vasalásban ébredő erő, ami 759kN.

A meglévő vízszintes konzol vasalásának kihasználtsága **153%**, a nyíró vasalás kihasználtsága **84%**. Tehát monolit vasbeton rövidkonzol a megnövelt terhelésre nem felel meg!

VI.4. ALAPOZÁS ELLENŐRZÉSE

A szerkezetre vonatkozó talajvizsgálati jelentés [19], valamint meglévő alapokról konkrét tervek nem álltak rendelkezésre. Beruházó rendelkezésünkre bocsájtott egy az építési területen - a vizsgált építményhez relatíve közel – készült talajvizsgálati jelentést. Az épület felmérésével egy időben egy alapfeltárás is készült az kisebbik hajó oldalfala mentén. A vizsgálatok alapján a megbízó által közölt alaptest méretek: 220cm széles 420cm hosszú. Az alaptest alsó síkja -2,72m mélységben helyezkedik el.

I-I. Rétegszelvény
 Mv=1:50 Mh=1:50



H-1111 Budapest,
 Budafoki út 10/B 3. em. 5. ajtó
 info@eferte.hu

Tervező:
 Dr. Szendely János
 Rapcsok Réka

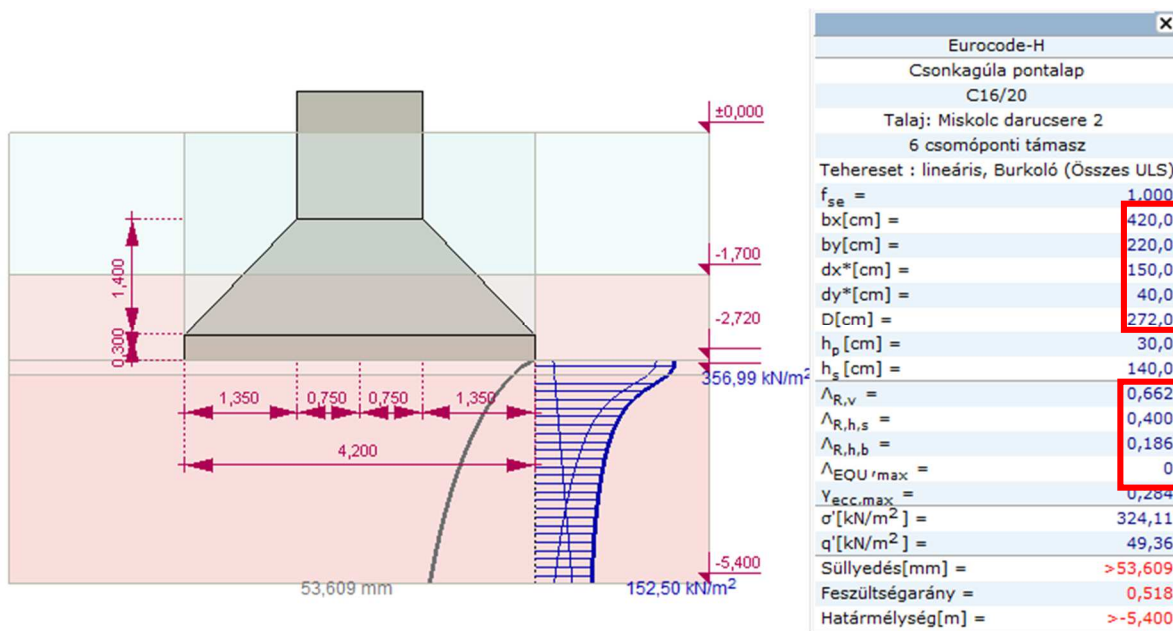
Terv tárgya:
 H-3700 Kazincbarcika, Bólyai tér 1., BorsodChem Zrt.
 Ammónia üzem

Ikt. szám:
 2020/210/03

VIII.4.1.kép. Talajvizsgálati jelentés rétegszelvénye

MEGLÉVŐ ALAPTESTEK BECSÜLT TEHERBÍRÁSA:

Jelenlegi 15t (tervezett 2x20t) daru oldali keretoszlop alatti alaptest:



VIII.4.2.kép. Becsült alaptest teherbírás a jelenlegi 15t (tervezett 2x20t) daru oldalf. ker.oszl. alatt

Megállapítás: A vizsgált alaptest az ellenőrző számítások alapján megfelel. A belső és a 30t oldalhajó keretoszlopai alatti alaptestek méretei nem kerültek feltárással meghatározásra. Az alaptestek megfelelő ellenőrzése a bemenő paraméterek hiányában így nem volt lehetséges. A VIII.2.1 táblázatban azt az esetet feltételezem, hogy mind a három keretláb alatt megegyező méretű alaptestek készültek. A számítást közelítő számításnak kell tekinteni! (megj: pontosabb számításhoz az alaptestek méreteit felátárás útján ellenőrizni kell!)

Helye	kihasználtság:
30t szélső keretoszlop	114%
középső keretoszlop	83%
15t szélső keretoszlop (tervezett 2x20t)	66%

VIII.2.1.táblázat. Alaptestek becsült kihasználtsága

A vizsgálat eredményei alapján megállapítható, hogy a megnövekedett igénybevételeket a meglévő alaptestek nem minden esetben képesek felvenni. Az alaptestek méretének vagy az altalaj teherbíró képességének növelésével emiatt számolni kell.



VII. TARTÓSZERKEZET RÉSZLETES VIZSGÁLATA

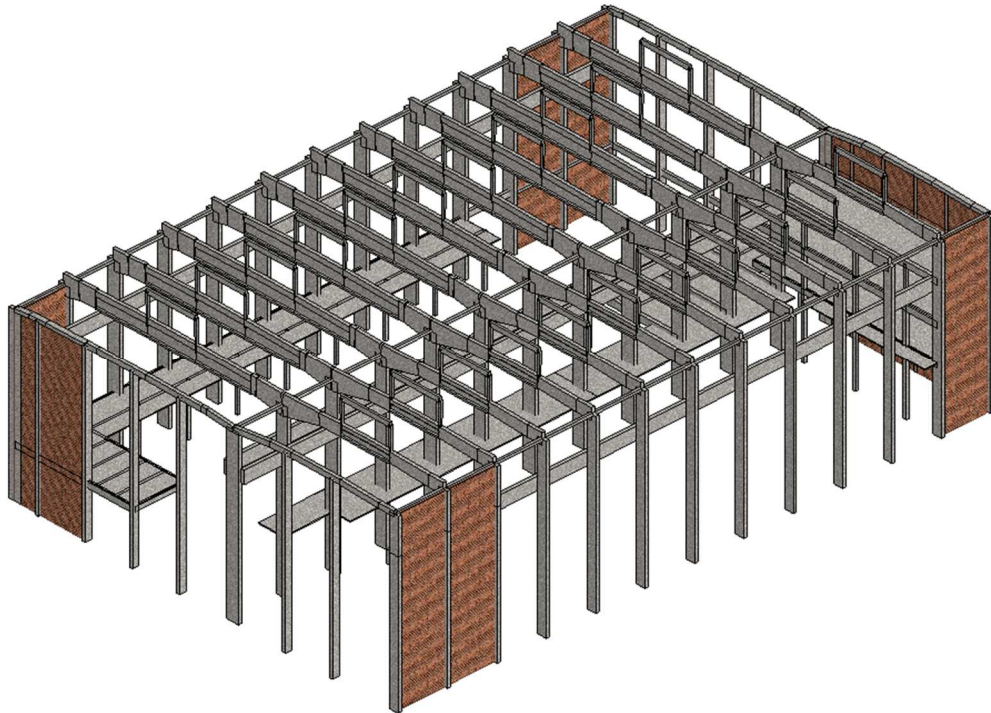
VII.1. ELŐZMÉNYEK – ALAPADATOK MÓDOSÍTÁSA

Az előző fejezet megállapításai alapján a Megbízó látva azt, hogy a tervezett $2 \times 20\text{t}$ darut telepítését csak akkor tudja véghezvinni, ha előtte jelentős anyagi ráfordítással a meglévő vasbeton tartószerkezetet megerősíti. Felülvizsgálva a saját igényeit a korábbi elképzelések helyett $2 \times 17,5\text{t}$ hídvaru telepítését irányozta elő. Időközben a vizsgált csarnok közvetlen közelében új talajvizsgálati jelentés készült. További fejlemény, hogy a külsős darupályatervező olyan független darupályatartó megépítését tervezi, mely csak a rövidkonzolokra támasztanak le, magát a darupálya tartót pedig teljes mértékben tehermentesítik.

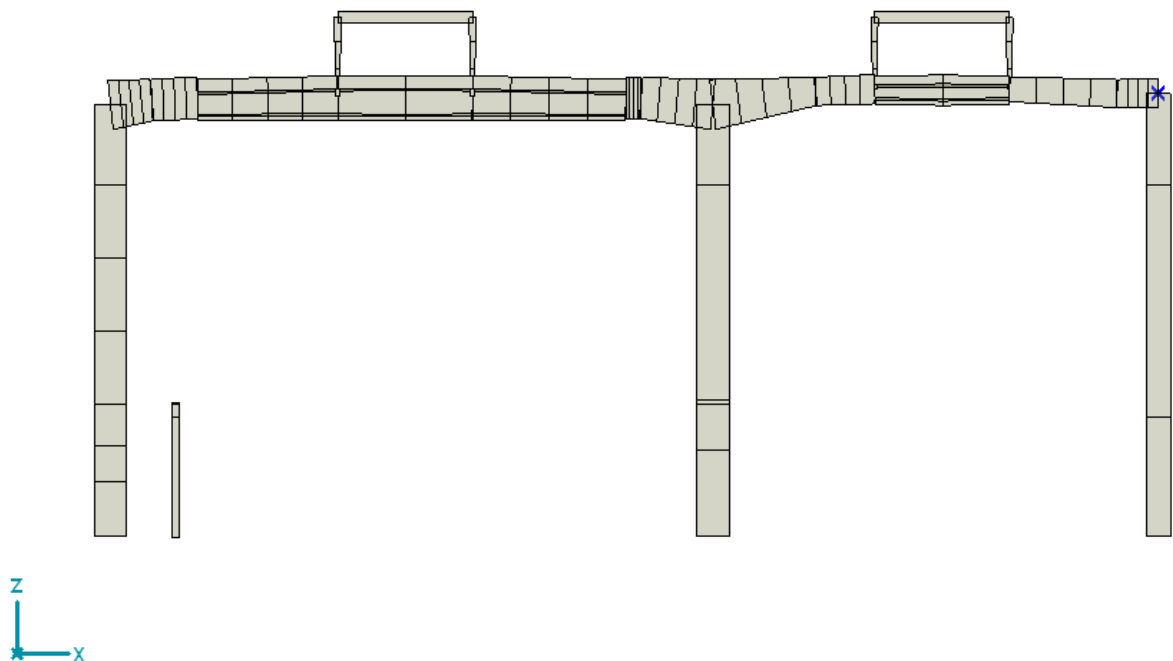
VII.2. VIZSGÁLATI MÓDSZEREK KIBŐVÍTÉSE

A korábbi vizsgálataimban a tervezés/létesítés időszakában érvényes előírásoknak és a jelenleg érvényes előírásoknak megfelelő tartószerkezeti ellenőrzést már el lett végezve egy közelítő modellen. Ezen vizsgálat egyes tartószerkezeti elemeken teherbírási hiányt mutatott ki.

Az új és pontosított adatszolgáltatás, valamint egy pontosított szerkezeti modell alapján a vizsgálatot újra elvégeztem. A számítások végrehajtásához a korábbi sík (2D) keretmodell térbeli 3D modellel egészült ki (IX.2.1 kép). Emellett a megvizsgálásra kerül a valósághoz közelítő támaszmerevségek szerkezetre gyakorolt hatása, pontosabb talajmechanikai adatszolgáltatás figyelembe vételével.



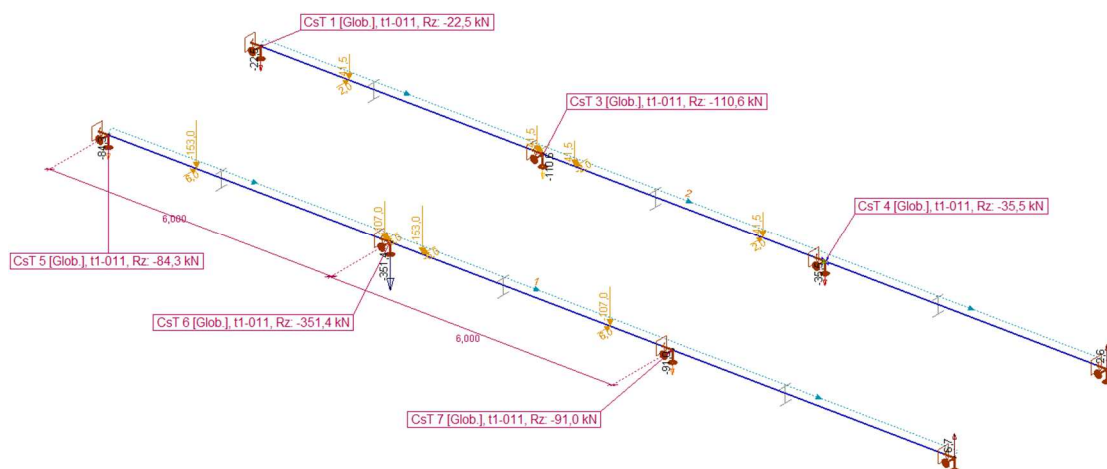
IX.2.1.kép. Vázszerkezet globális 3D végeselemes modellje



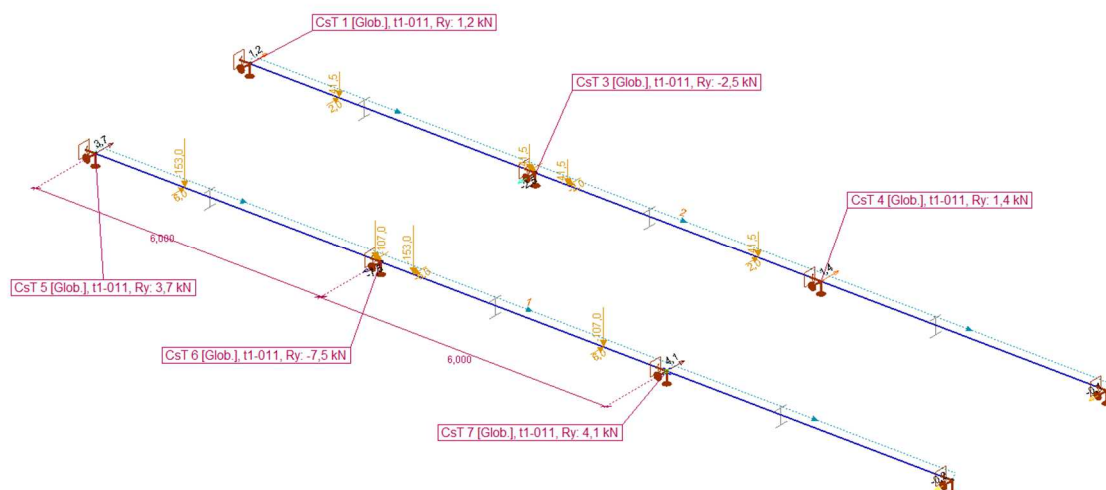
IX.2.2.kép. Vázszerkezet jellemző keretállásának látványterve

VII.3. TERHEK ÉS HATÁSOK PONTOSÍTÁSA

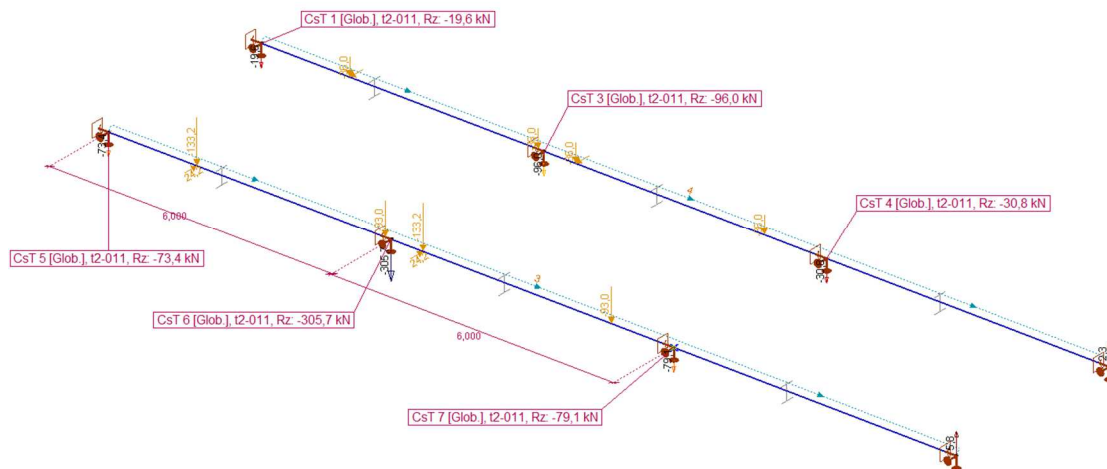
A szerkezetre ható hatások tekintetében az állandó terhek és a hőteher értékei nem változtak. A szélterhek esetében némi finomhangolás történt. A végeleemes program segítségével a térbeli modellekre automatikusan generálja a pontos EC szél torlónyomás értékeket. Az új módosított daru terheinek karakterisztikus értékei az alábbi táblázatban kerültek összefoglalásra:



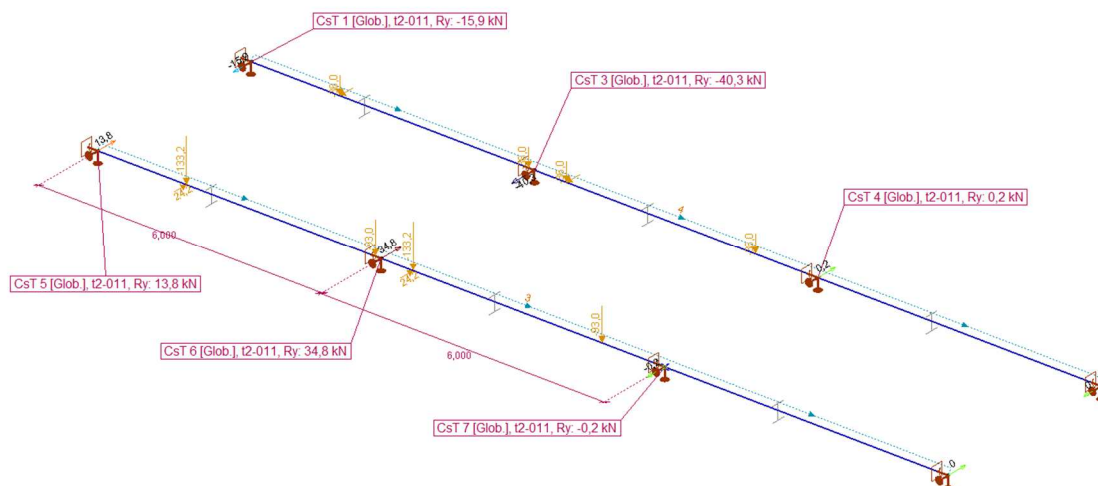
IX.3.1.kép. Rz irányú konzolteher Dinamikus kerékterher + HM erő



IX.3.2. kép. Ry irányú konzolteher Dinamikus kerékterher + HM erő



IX.3.3.kép. Rz irányú konzolteher Statikus kerékteher + HS erő



IX.3.4.kép. Ry irányú konzolteher Statikus kerékteher + HS erő



	Meglévő 30t daru	Meglévő 15t daru	Tervezett 2×17,5t daru
Konzolteher			
függőleges min/max	-108kN / -377kN	-50kN / -96kN	din. kerékteher + HM erő: -351,40 kN / -110,60kN stat. kerékteher + HS erő: -305,70 kN / - 96,00 kN
keresztirányú min/max	-44kN / +44kN	-23kN / +23kN	din. kerékteher + HM erő: +7,50 kN / +2,50 kN stat. kerékteher + HS erő: +34,8 kN / -40,30 kN
hosszirányú min/max	-42kN / +42kN	-25kN / +25kN	n.a.

IX.3.1.táblázat. Daruterhek

VIII. TARTÓSZERKEZETEK ELLENŐRZÉSE

VIII.1. KERETSZERKEZET ELLENŐRZÉSE

Az alapvető kiindulási adatok megegyeznek a VIII.1. fejezetben közöltekkel. A korábbi fejezet megállapításai alapján, amennyiben mind a két hajóban egyidejűleg működő maximális daruterhelést alkalmaztam, úgy a keretszerkezet nagy valószínűséggel nem felel meg.

Változás, hogy a két hajóban a daruk maximális terheléssel nem működnek egyidejűleg, így a kombinációk az alábbiak szerint alakulnak :

- Az önsúly, meteorológiai terhek és a tervezett 2×17,5t daruk kombináció,
- Az önsúly, meteorológiai terhek és a meglévő 30t daruk kombináció,
- Az önsúly, tervezett 2×17,5t daruk, mint kvázi rendkívüli kombináció.

Utóbbi kombináció azon megfontolásból alakult ki, hogy a 2×17,5t maximális emelés nagyjából évenként egyszer fog előfordulni (az üzemeltető adatszolgáltatása alapján).

A mértékadó igénybevételek a statikai modellen kirajzolt függvény-diagrammokkal kerülnek ábrázolásra. A szerkezeti elemek adott szakaszaihoz tartozó kihasználtsági

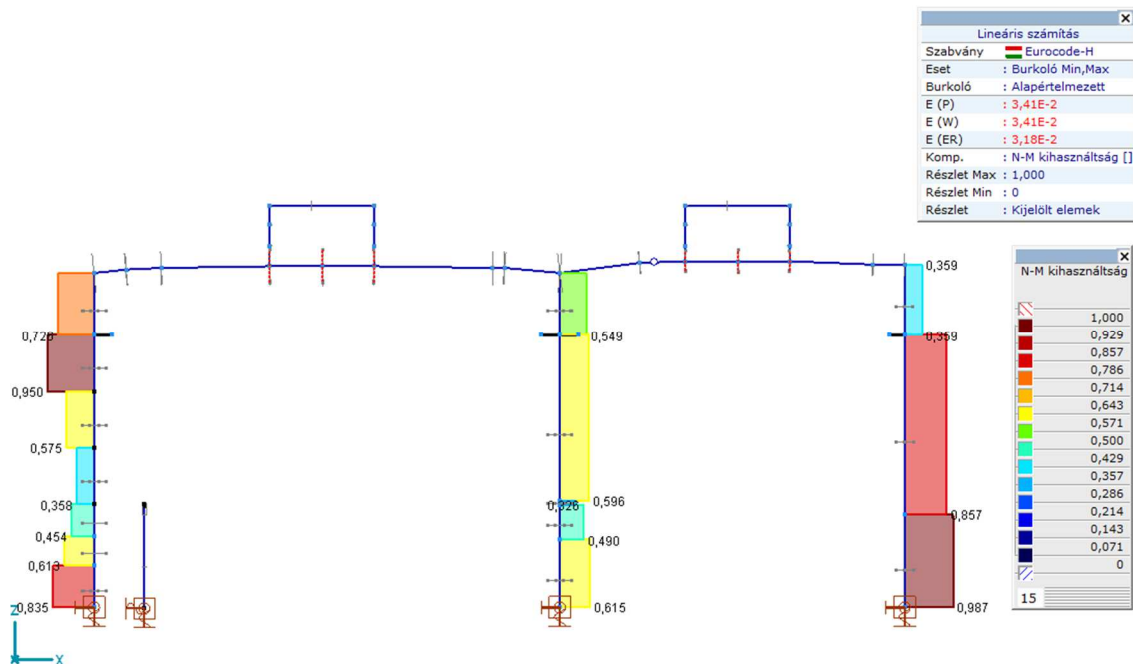
értékeit függvény-diagrammok és táblázatok foglalják össze. A részletes számítások tipikus lépései függelékben megtekinthető.

Vizsgálat I.

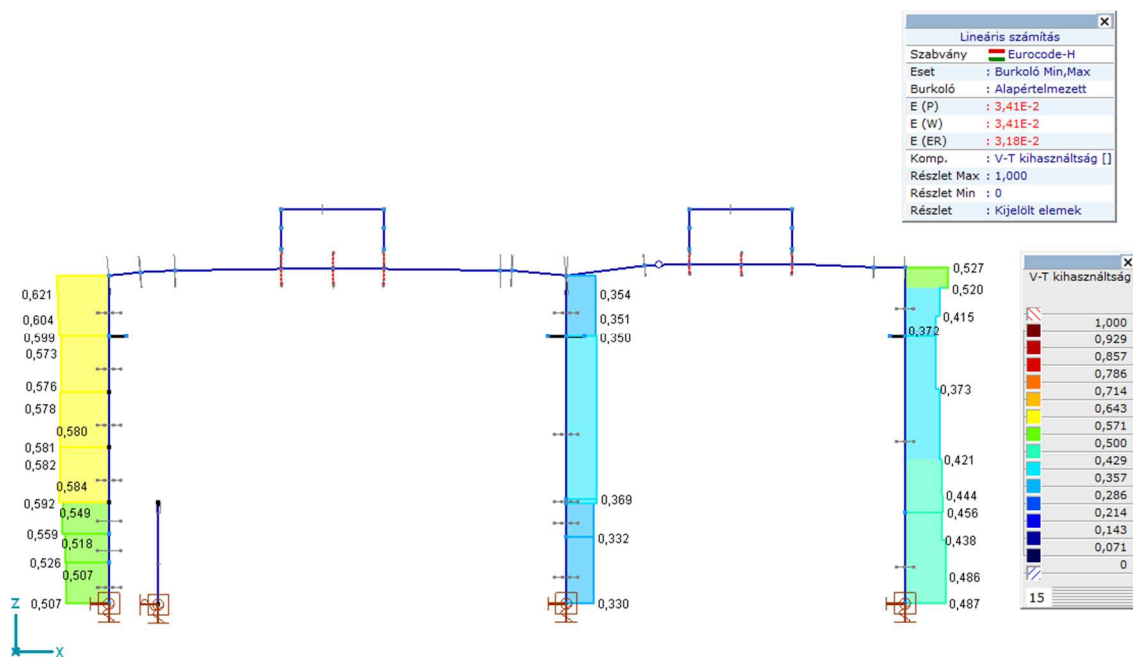
Figyelembe vett daru: **2x17,5t**

Figyelembe vett betonminőség: **C20/25**

Támaszmerevség: **Végtelen merev**



IX.1.1.kép. Keretszerkezet kihasználtsága N-M igénybevételekkel szemben



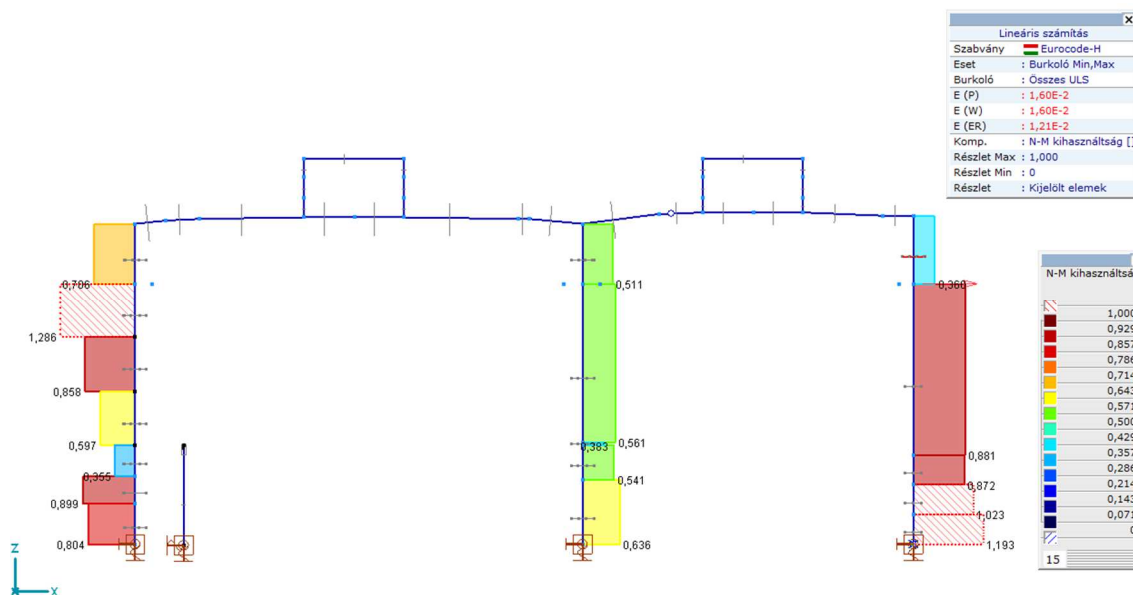
IX.1.2.kép. Keretszerket kihasználtsága V-T igénybevételekkel szemben

Vizsgálat II.

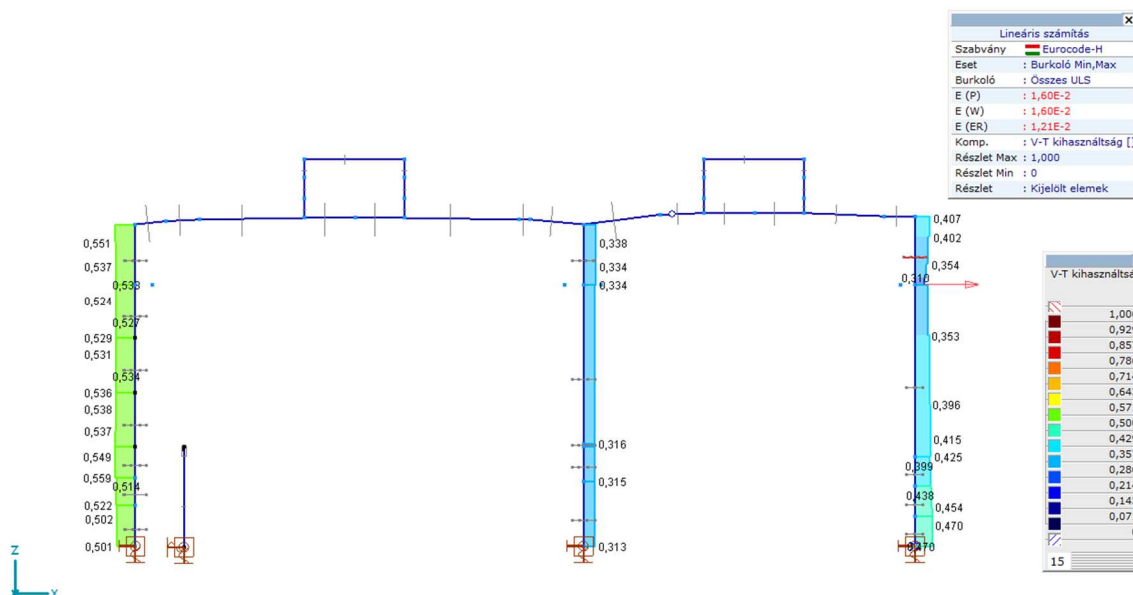
Figyelembe vett daru: **2x17,5t**

Figyelembe vett betonminőség: **C16/20**

Támaszmerevség: **Végtelen merev**



IX.1.3.kép. Keretszerket kihasználtsága N-M igénybevételekkel szemben



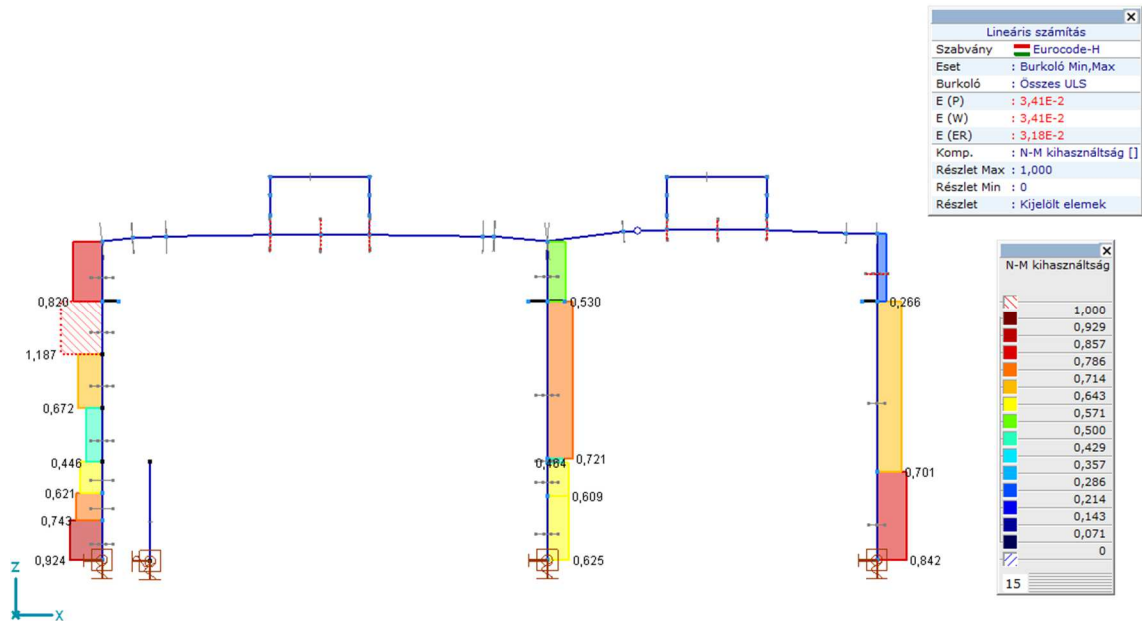
IX.1.4.kép. Keretszerket kihasználtsága V-T igénybevételekkel szemben

Vizsgálat III.

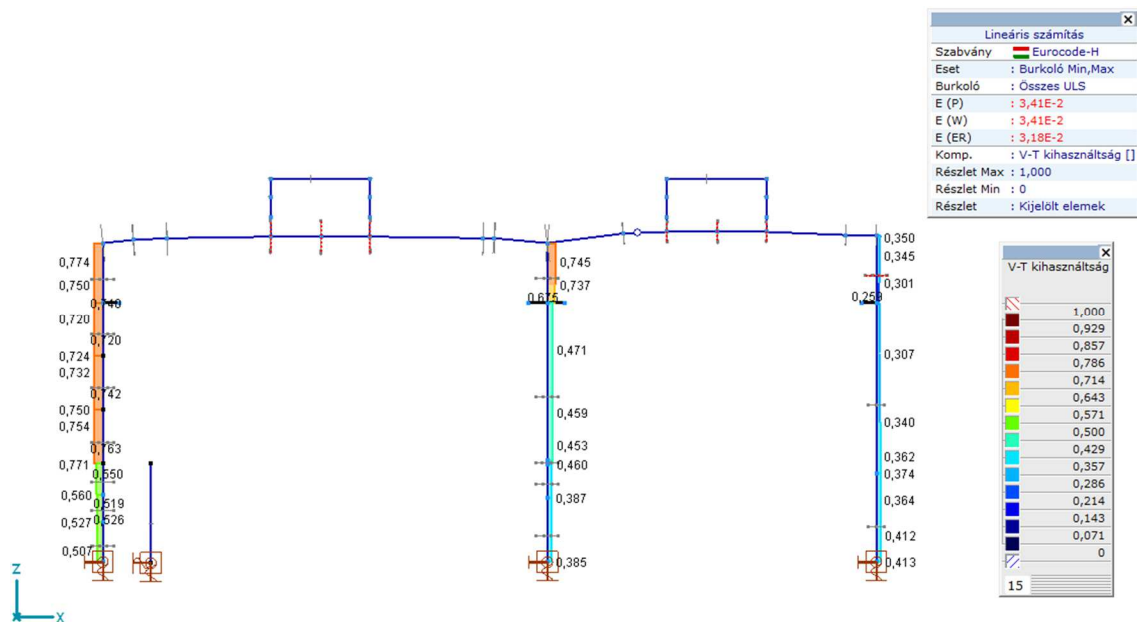
Figyelembe vett daru: **30t**

Figyelembe vett betonminőség: **C20/25**

Támaszmerevség: **Végtelen merev**



IX.1.5.kép. Keretszerket kihasználtsága N-M igénybevételekkel szemben



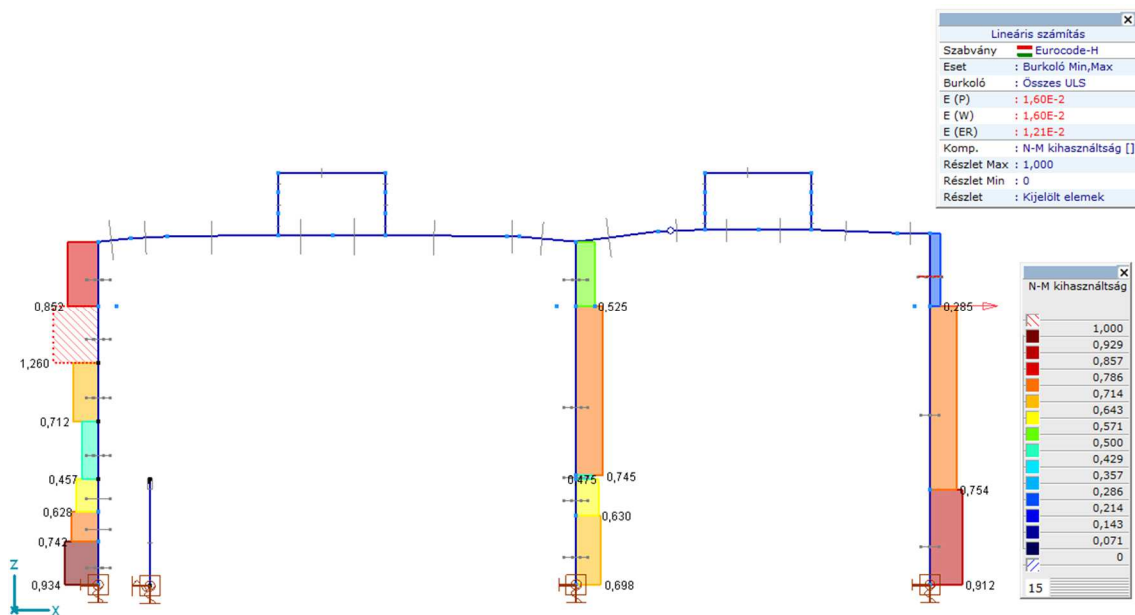
IX.1.6.kép. Keretszerket kihasználtsága V-T igénybevételekkel szemben

Vizsgálat IV.

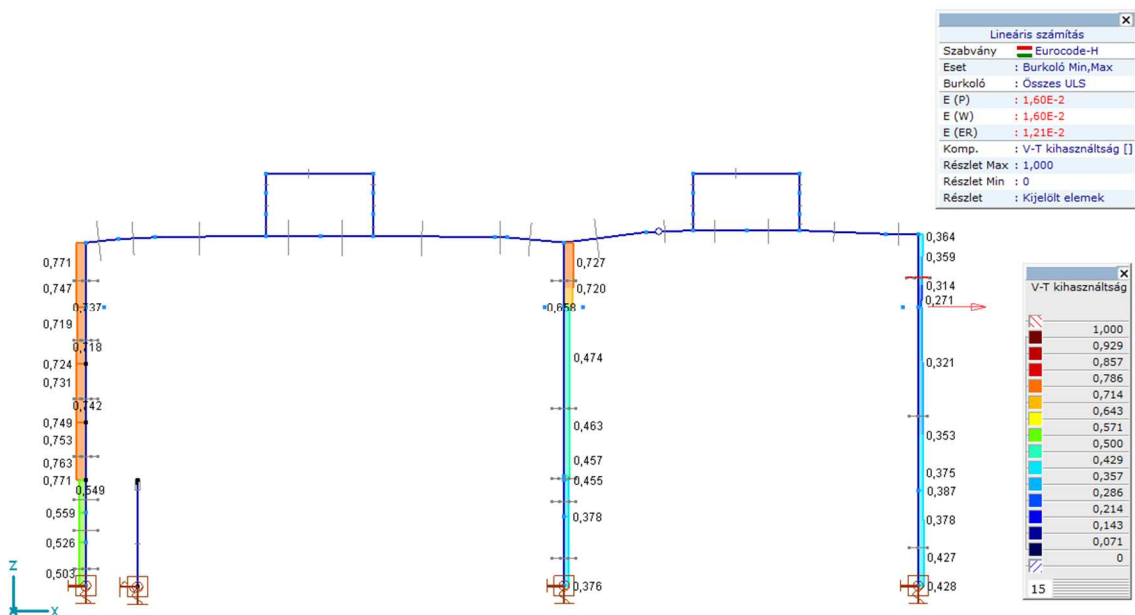
Figyelembe vett daru: **30t**

Figyelembe vett betonminőség: **C16/20**

Támaszmerevség: **Végtelen merev**



IX.1.7.kép. Keretszerket kihasználtsága N-M igénybevételekkel szemben



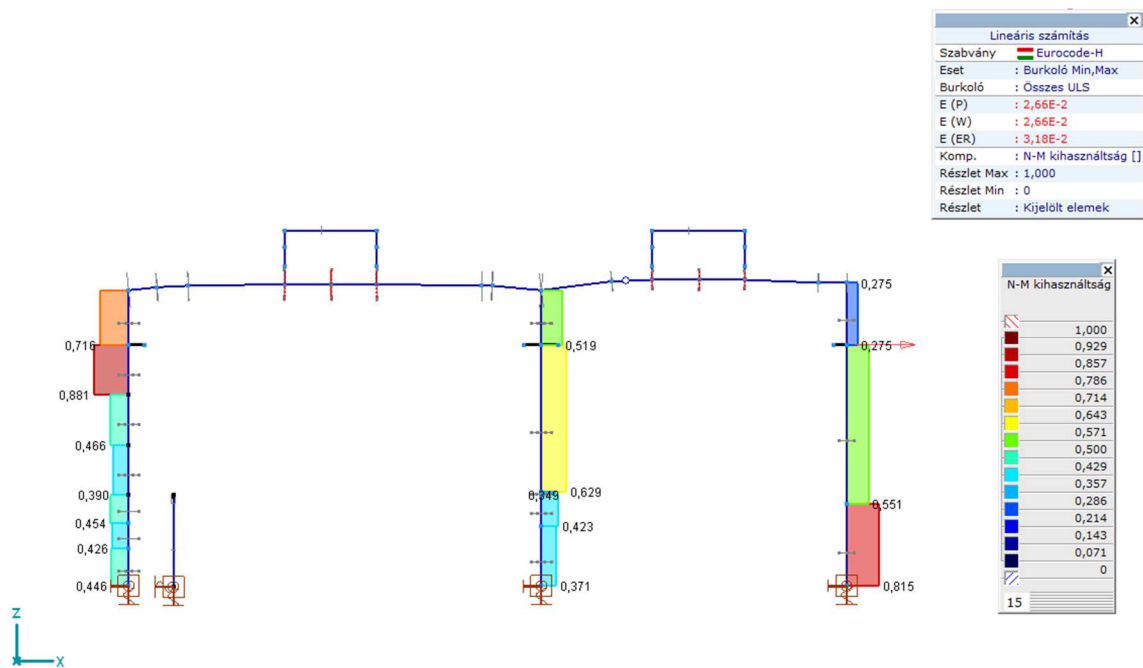
IX.1.8.kép. Keretszerket kihasználtsága V-T igénybevételekkel szemben

Vizsgálat V.

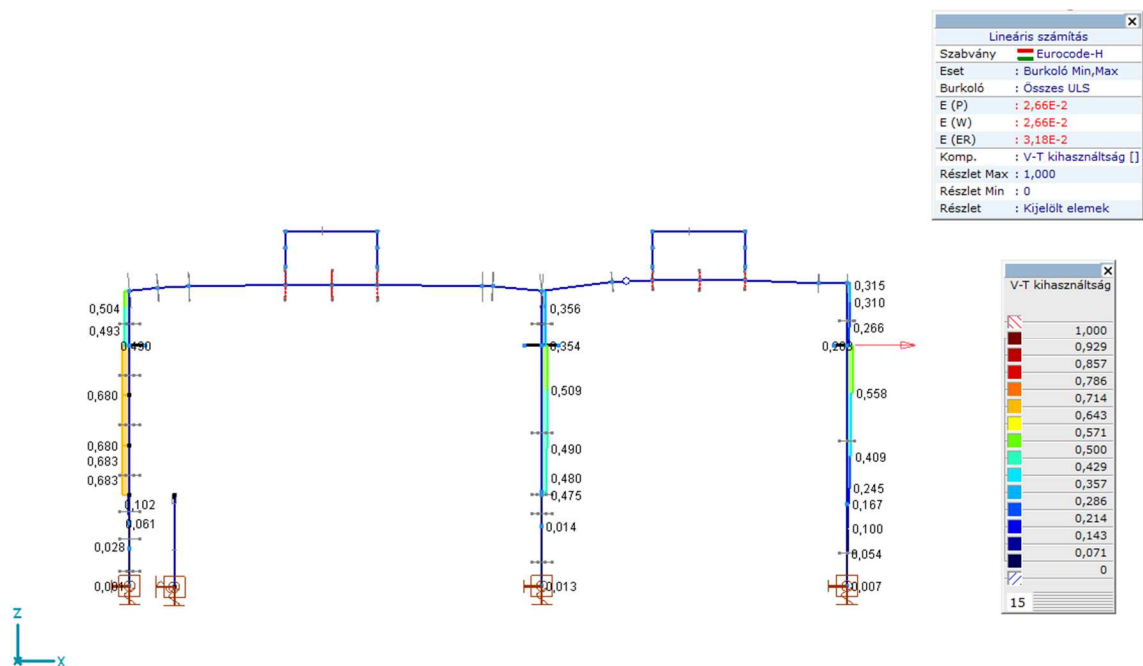
Figyelembe vett daru: **2×17,5t**

Figyelembe vett betonminőség: **C20/25**

Támaszmerevség: **Csökkentett merevség (mérések alapján)**



IX.1.9.kép. Keretszerket kihasználtsága N-M igénybevételekkel szemben



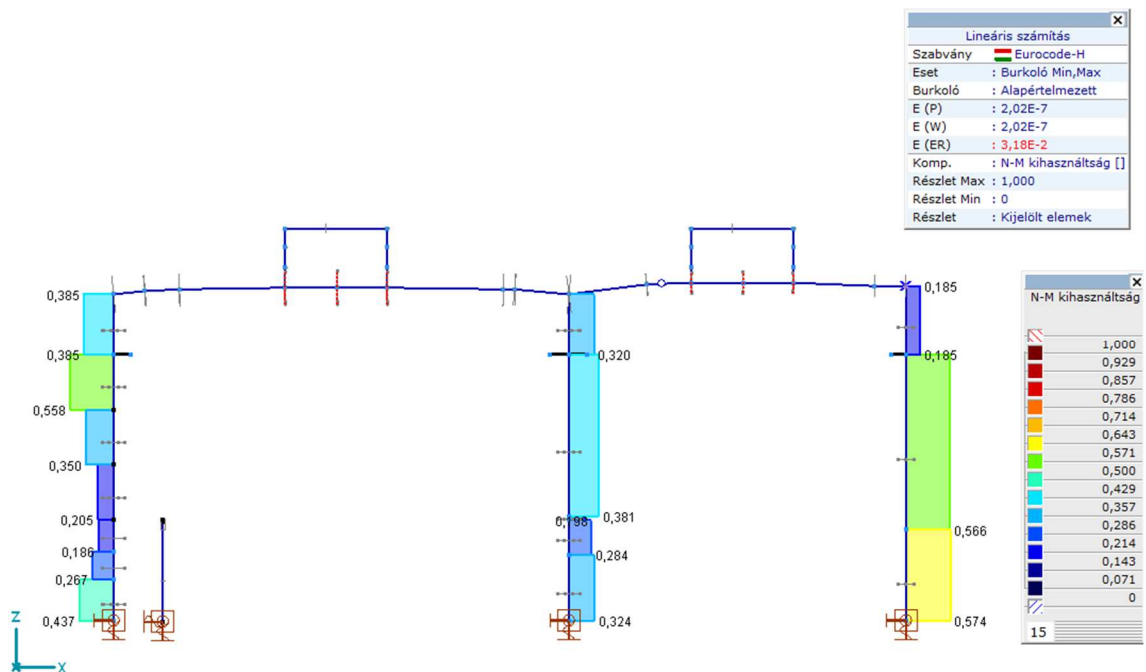
IX.1.10.kép. Keretszerket kihasználtsága V-T igénybevételekkel szemben

Vizsgálat VI.

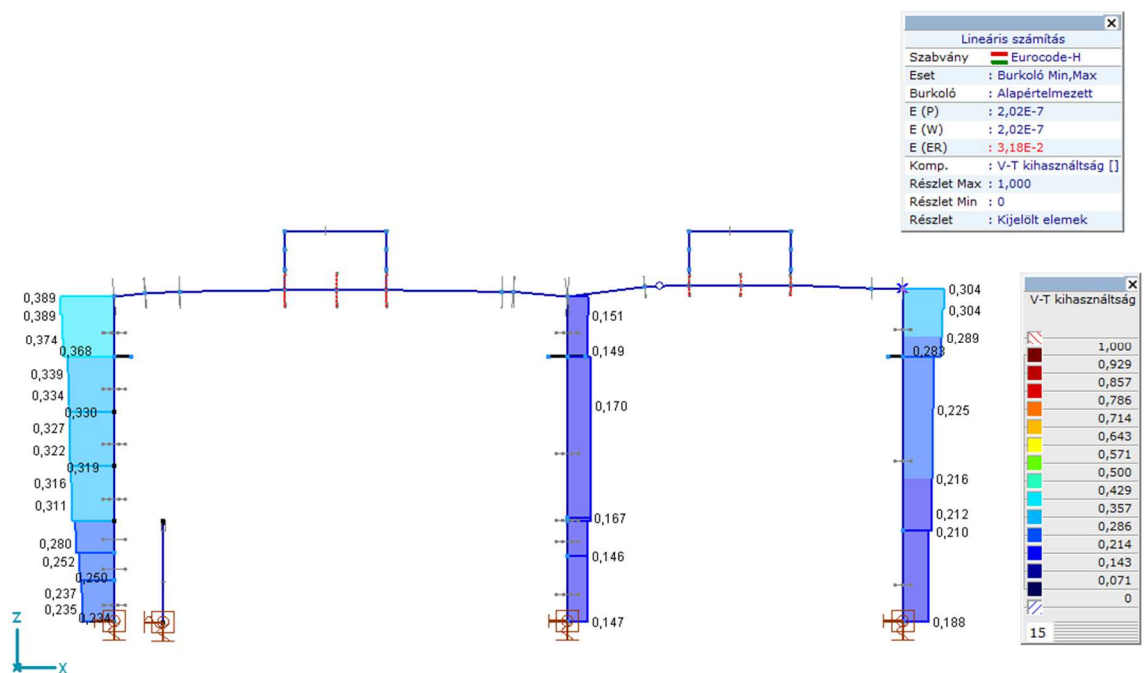
Figyelembe vett daru: **2×17,5t Rendkívüli tehereset**

Figyelembe vett betonminőség: **C20/25**

Támaszmerevség: **Végtelen merev**



IX.1.9.kép. Keretszerkezt kihasználtsága N-M igénybevételekkel szemben



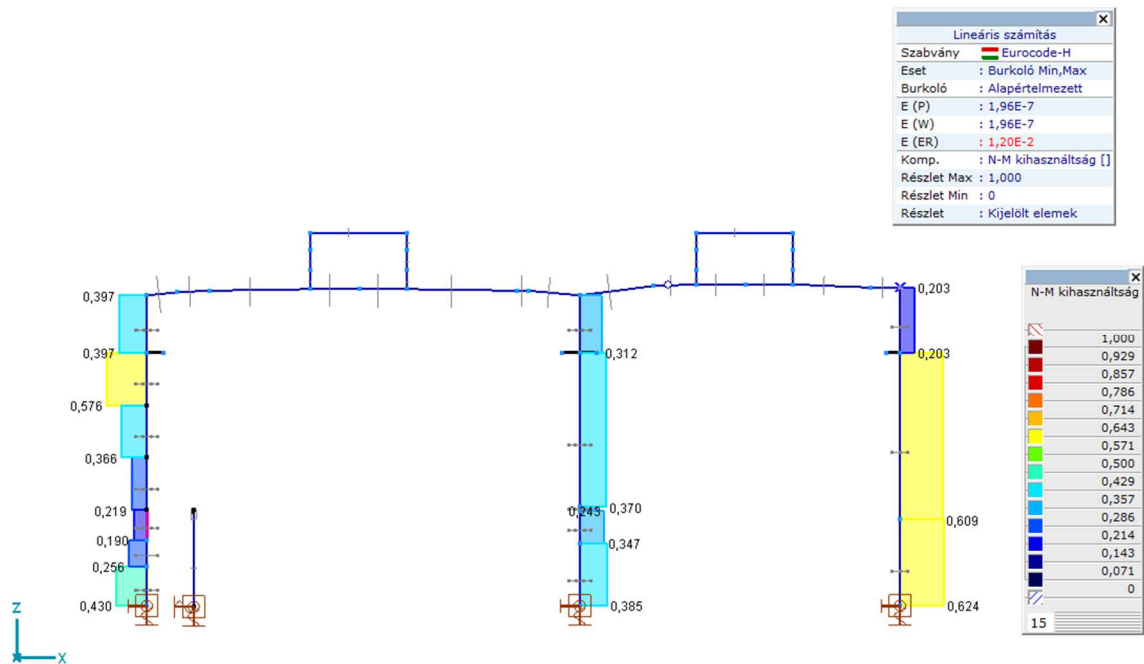
IX.1.10.kép. Keretszerkezt kihasználtsága V-T igénybevételekkel szemben

Vizsgálat VII.

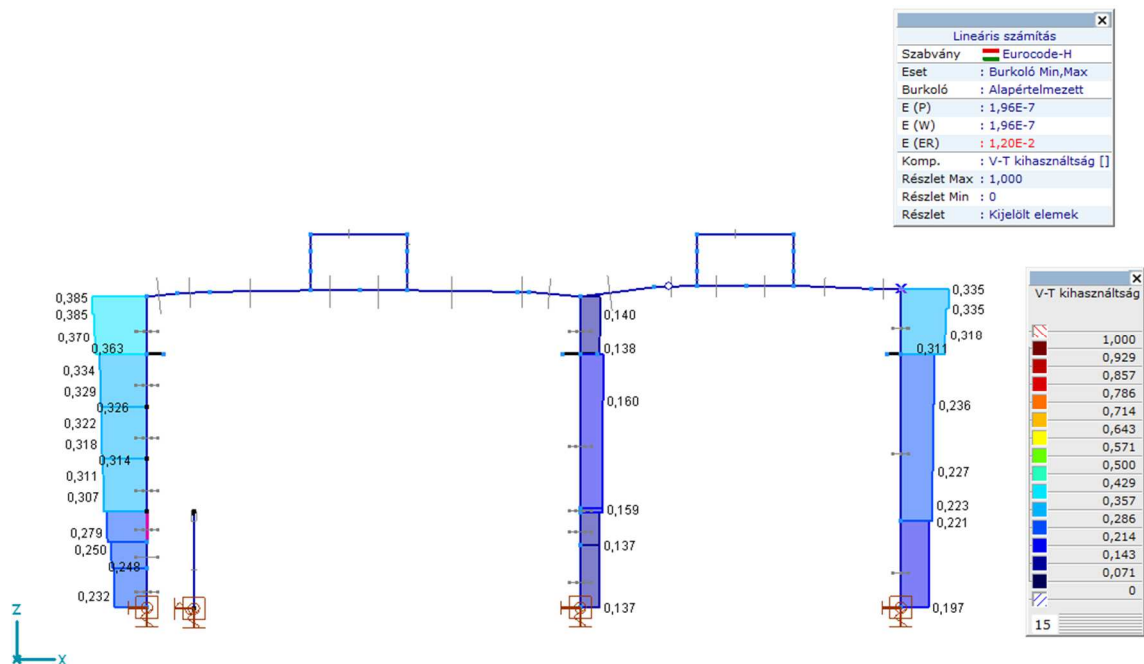
Figyelembe vett daru: **2×17,5t Rendkívüli tehereset**

Figyelembe vett betonminőség: **C16/20**

Támaszmerevség: **Végtelen merev**



IX.1.11.kép. Keretszerkezet kihasználtsága N-M igénybevételekkel szemben

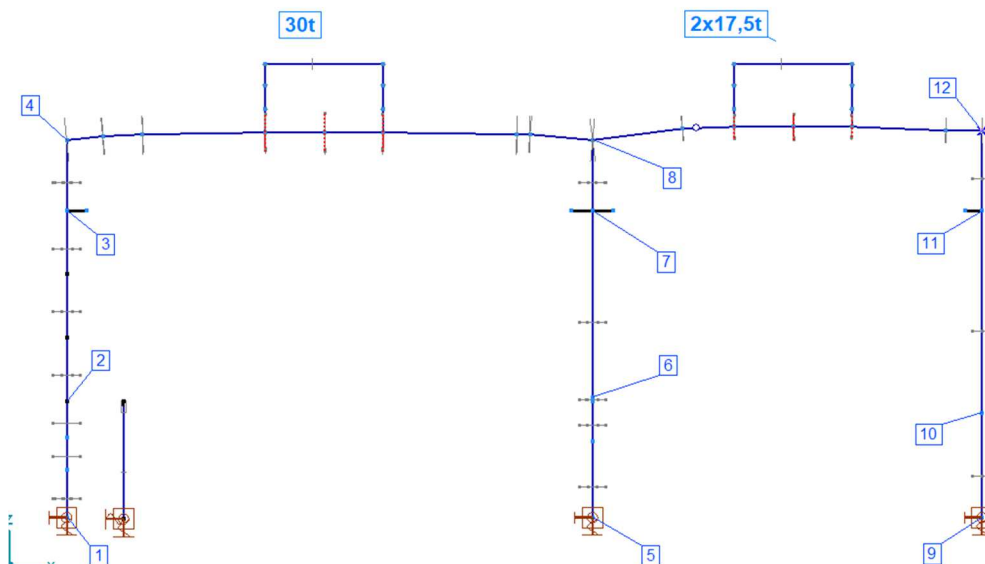


IX.1.12.kép. Keretszerkezet kihasználtsága V-T igénybevételekkel szemben

VIII.2. EREDMÉNYEK

A vizsgálatok eredményei az alábbi táblázatokban kerültek összefoglalásra. Egyes feltételek változtatásával érzékelhető a szerkezetre gyakorolt hatás. N-M kihasználtság esetében nagyságrendileg jól elhatárolható szakaszokon a kihasználtsági értékek egy

tartományon belül mozognak. Ez alól kivételt képeznek a csökkentett támasz merevséggel futtatott modell alapján kapott értékek.



X.2.1.kép. Jellemző keresztmetszetek jelölése

	N-M kihasználtság											
vizsg / csp	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.
vizsg. I.	83,5%	35,8%	95,0%	72,6%	61,5%	59,6%	59,6%	54,9%	98,7%	85,7%	85,7%	35,9%
vizsg. II.	88,9%	59,7%	128,6%	70,6%	63,6%	56,1%	56,1%	51,1%	119,3%	88,1%	88,1%	36,0%
vizsg. III.	92,4%	44,6%	118,7%	82,0%	62,5%	72,1%	72,1%	53,0%	84,2%	70,1%	70,1%	26,6%
vizsg. IV.	93,4%	45,7%	126,0%	85,2%	0,7%	75,4%	74,5%	52,5%	91,2%	75,4%	75,4%	28,5%
vizsg. V.	44,6%	39,0%	88,1%	71,6%	37,1%	62,9%	62,9%	51,9%	81,5%	55,1%	55,1%	27,5%
vizsg. VI.	43,7%	20,5%	55,8%	38,5%	32,4%	38,1%	38,1%	32,0%	57,4%	56,6%	56,6%	18,5%
vizsg. VII.	43,0%	2,2%	39,7%	39,7%	39,5%	37,0%	37,0%	31,2%	62,4%	60,9%	60,9%	20,3%

XI.2.1.táblázat. Jellemző keresztmetszetek N-M kihasználtsági értékei

A V-T kihasználtságok esetében két táblázatban kerültek összefoglalásra az eredmények. Első táblázatban közölt eredmények a vizsgált keresztmetszetre ható mértékadó igénybevételek és a nyírási teherbírás hányadosa %-ban kifejezve. A második táblázatban a keresztmetszetre ható mértékadó igénybevételek és a normálfeszítéssel növelt nyírási teherbírás hányadosa van feltüntetve, %-ban kifejezve.

A nyírási vasalás kialakítását az átadott tervek alapján a teljes keretoszlopok hossza mentén egységesen $\phi 8/25$ -ra vettem fel. A konzolok környezetében a nagy átmérőjű hajlított betonacélok többlet nyírási ellenállást biztosítanak. A táblázatban ezen ellenállás csomópontok *-gal megkülönböztetésre kerültek.

	T-V kihasználtság - Normálfeszültség nélkül											
vizsg /csp	1.	2.	3.*	4.	5.	6.	7.*	8.	9.	10.	11.*	12.
Ved [kN]	199,8	208,9	19,6	174	7,97	124,7	124,7	29,16	128	128	100,4	99,18
VRd [kN]	160,3	160,3	708,8	160,3	160,3	160,3	708,8	160,3	160,3	160,3	708,8	160,3
vizsg. I.	124,6%	130,3%	2,8%	108,5%	5,0%	77,8%	17,6%	18,2%	79,8%	79,8%	14,2%	61,9%
vizsg. II.												
Ved [kN]	200,2	265,5	40,98	218,3	130,9	156,6	156,6	5,09	108,5	108,5	60,51	66,6
VRd [kN]	160,3	160,3	708,8	160,3	160,3	160,3	708,8	160,3	160,3	160,3	708,8	160,3
vizsg. III.	124,9%	165,6%	5,8%	136,2%	81,7%	97,7%	22,1%	3,2%	67,7%	67,7%	8,5%	41,5%
vizsg. IV.												
Ved [kN]	23,33	199,5	172,9	138,8	1,00	137,3	137,3	21,95	2,11	2,11	76,67	68,46
VRd [kN]	160,3	160,3	708,8	160,3	160,3	160,3	708,8	160,3	160,3	160,3	708,8	160,3
vizsg. V.	14,6%	124,5%	24,4%	86,6%	0,6%	85,6%	19,4%	13,7%	1,3%	1,3%	10,8%	42,7%
Ved [kN]	83,79	89,02	95,33	95,33	50,16	57,47	57,47	46,2	26,18	49,31	49,31	64,88
VRd [kN]	160,3	160,3	708,8	160,3	160,3	160,3	708,8	160,3	160,3	160,3	708,8	160,3
vizsg. VI.	52,3%	55,5%	13,4%	59,5%	31,3%	35,9%	8,1%	28,8%	16,3%	30,8%	7,0%	40,5%
vizsg. VII.												

XI.2.2.táblázat. Jellemző keresztmetszetek V-T kihasználtsági értékei

	T-V kihasználtság – Normálfeszültség figyelembevételével											
vizsg /csp	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.
vizsg. I.	50,7%	59,2%	59,9%	62,1%	33,0%	36,8%	35,0%	35,4%	48,7%	44,4%	37,2%	52,7%
vizsg. II.	50,1%	54,9%	52,4%	55,1%	31,3%	31,6%	33,4%	33,8%	47,0%	42,5%	35,4%	40,7%
vizsg. III.	50,7%	77,1%	72,0%	77,4%	38,5%	46,0%	47,1%	74,5%	41,3%	36,2%	30,1%	35,0%
vizsg. IV.	50,3%	77,1%	71,9%	77,1%	37,6%	45,5%	47,4%	72,7%	42,8%	37,5%	27,1%	36,4%
vizsg. V.	6,0%	1,0%	68,0%	50,4%	1,0%	47,5%	50,9%	35,6%	1,0%	24,5%	55,8%	3,2%
vizsg. VI.	23,5%	28,0%	33,9%	38,9%	14,7%	16,7%	17,0%	14,9%	19,8%	21,0%	22,5%	30,4%
vizsg. VII.	23,2%	30,7%	33,4%	38,9%	13,7%	15,9%	16,0%	13,8%	19,7%	22,3%	31,1%	33,5%

XI.2.3.táblázat. Jellemző keresztmetszetek V-T kihasználtsági értékei

VIII.1. DARUPÁLYA TARTÓ ELLENŐRZÉSE

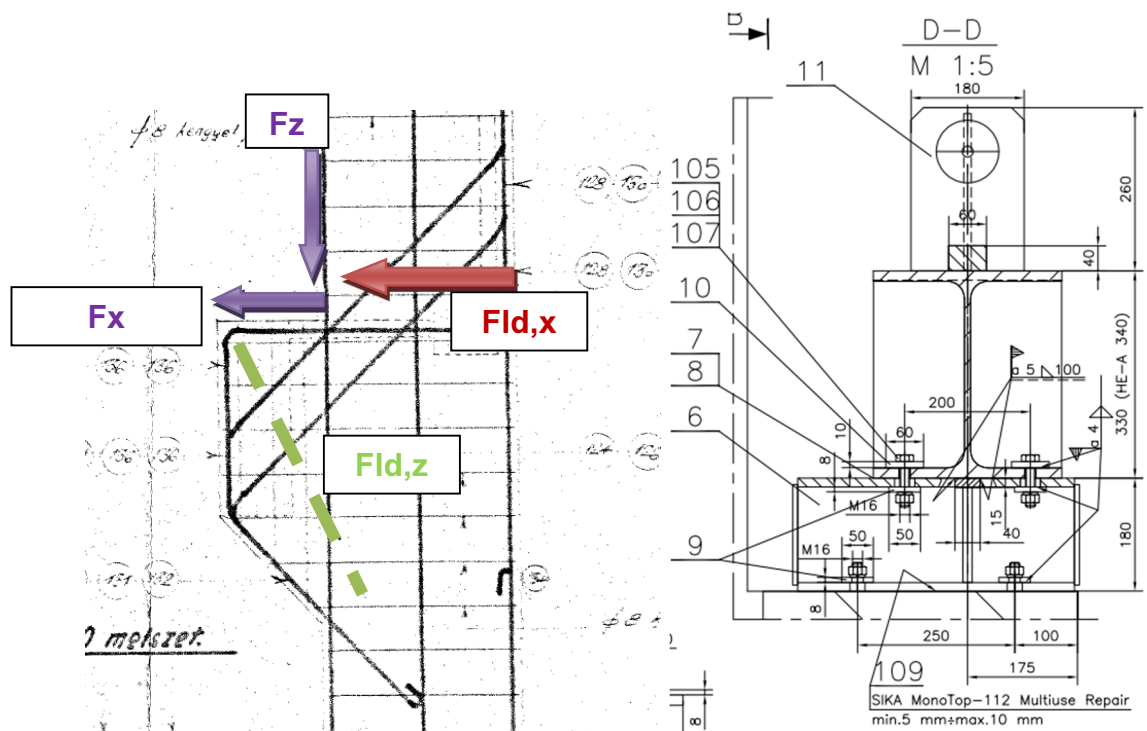
Mivel az új tervezett darupályatartó nem terheli a meglévő monolit vasbeton tartót, így azon többlet igénybevételek nem keletkeznek, ezért az ellenőrzéstől eltekintünk.

VIII.2. RÖVID KONZOL ELLENŐRZÉSE:

Az átadott tervek alapján a darupálya tartó a rövidkonzollal összevasaltan épült. A konzol magassága 1500mm, szélessége 400mm, a konzol kinyúlása 550mm. A darusín a konzolvég szélétől 200mm távolságban fut. Az új darupálya független a meglévő

vasbeton pályától. A szerkezet a konzolokra helyezett lábakon áll. A darusín felső síkja a konzol felső síkjához képest 550mm magasan pozícionált.

A vízszintes húzott fővasalás 2 ϕ 30 betonacél, a nyírási vasalás 2 $\times$ 3 ϕ 10 kengyelszár és 2 $\times$ 2 ϕ 30 felhajlított vasalás. Az ellenőrzés során a betonminőséget C16/20-ra és C20/25-re, a betonacél minőségét B50.30- ra vettük fel. Az ellenőrzés az EC szabványkörnyezet alapján:



X.2.1.kép. Konzol vasalása (bal) és új darupályatartó kialakítása (jobb)

A darupálya Tervező Kollégák adatszolgáltatása alapján két (dinamikus és statikus) terhelési módot vizsgáltunk:

Meglévő és új darupálya tartó önsúlya + dinamikus daru teher értékei, biztonsági tényezővel felszorozva:

$$F_{z,eD} = 1,35 \times (90,00 \text{ kN} + 6,30 \text{ kN} + 351,40 \text{ kN}) = \mathbf{604,40 \text{ kN}}$$

$$F_{x,Ed} = 1,35 \times 7,5 \text{ kN} = \mathbf{10,13 \text{ kN}}$$

A húzott fővasalásban ébredő vízszintes erő $F_{ld,x} = \mathbf{410,27 \text{ kN}}$, a függőleges erő

$$F_{ld,z} = \mathbf{604,40 \text{ kN}}.$$

Meglévő és új darupálya tartó önsúlya + statikus daru teher értékei, biztonsági tényezővel felszorozva:

$$F_{z,Ed} = 1,35 \times (90,00 \text{ kN} + 6,30 \text{ kN} + 305,70 \text{ kN}) = \mathbf{542,70 \text{ kN}}$$

$$F_{x,Ed} = 1,35 \times 40,30 \text{ kN} = \mathbf{54,41 \text{ kN}}$$

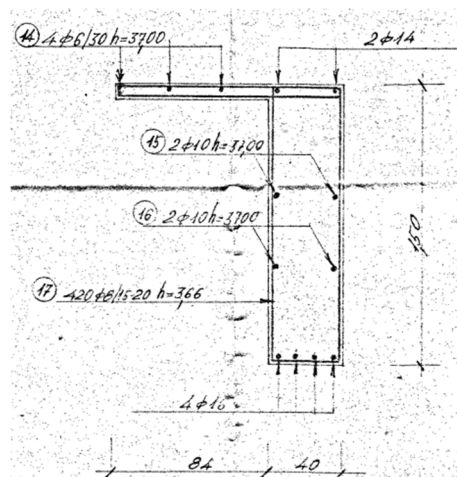
A húzott fővasalásban ébredő vízszintes erő $F_{ls,x} = \mathbf{358,71 \text{ kN}}$, a függőleges erő $F_{ls,z} = \mathbf{542,70 \text{ kN}}$

A konzol teherbírását rácsrúd-modell alapján ellenőrizzük. A fiktív nyomott rúd teherbírását a beton ellenállása, a fiktív húzott rúd ellenállását a vízszintes húzott vasalás biztosítja. Ezen felül megvizsgáljuk a felhajlított betonacélok hatását, valamint a meglévő vasbeton darupálya tartó együttdolgozásának hatását is.

A konzol geometria vizsgálata lapján az EC szerint a rövid konzolok csoportjába esik. Mivel igen magas a konzol, ezért a nyomott beton rácsrúd hajlásszöge $45 < \alpha < 68$; $\alpha = 64$ fok.

A beton rácsrúd teherbírása C16/20 betonminőség esetén $V_{Rd,max} = \mathbf{1068,42 \text{ kN}}$, C20/25 betonminőség esetén: $V_{Rd,max} = \mathbf{1312,69 \text{ kN}}$. A húzott fővasalás $F_{s,Rd} = \mathbf{368,77 \text{ kN}}$ [fyd * As,prov] erő felvételére képes.

Ahhoz, hogy a konzol tönkremenetele valóságban létre tudjon jönni, a monolit vasbeton darupálya tartót is el kellene tudnia csavarni a saját síkjából. Tehát a darupályatartó csavarással szembeni ellenállása a korábban említett igénybevétellel szemben dolgozik. A vizsgálat során ennek a csavarási ellenállásnak a jótékony hatását, annak nagyságát határozzuk meg. Célszerűen azon betonacélok kerülnek csak figyelembe véve a számítás során, amelyek jellemzően a gerenda teljes hosszán előfordulnak (erősítés nélkül). A meglévő darupályatartó magassága 1500mm, szélessége 400mm. Figyelembe vett kengyelezése $\phi 8/20$, alsó hosszvasalása 4 $\phi 16$,





figyelembe vett felső hosszvasalása 2 $\phi 14$, középen két sorban 2-2 $\phi 10$ elosztó betonacél van.

A járda keresztmetszet csavarással szemben okozta kedvezőbb hatása a biztonság javára való tekintettel elhanyagolásra kerül.

A keresztmetszet csavarási teherbírása C16/20 betonminőség esetén $TR_d = 60,42 \text{ kNm}$, ami térbeli rácsmodell beton rácsrúdjának $TR_{d,max} = 297,17 \text{ kNm}$, hosszvasalás csavarási teherb. $TR_{d,sl} = 98,08 \text{ kNm}$, kengyelek csavarási teherb. $TR_{d,sw} = 60,42 \text{ kNm}$ közül a legkisebb.

A keresztmetszet csavarási teherbírása C20/25 betonminőség esetén $TR_d = 60,42 \text{ kNm}$, ami térbeli rácsmodell beton rácsrúdjának $TR_{d,max} = 365,12 \text{ kNm}$, hosszvasalás csavarási teherb. $TR_{d,sl} = 98,08 \text{ kNm}$, kengyelek csavarási teherb. $TR_{d,sw} = 60,42 \text{ kNm}$ közül a legkisebb.

Annak a vízszintes erőnek a nagyságát, amely a konzol kicsavarodása ellen dolgozik a gerenda keresztmetszet csavarási ellenállása és a csavarási középpont távolságának hányadosa adja, azaz:

$$T_x R_d = TR_d / (d/2) = 60,42 \text{ kNm} / (1458 \text{ mm} / 2) = \mathbf{82,88 \text{ kN}}$$

Az alábbi első táblázatban (X.2.1.) a vízszintes igénybevételekkel szembeni ellenállás értékei kerültek összefoglalásra. A páratlan sorokban a konzol önálló teherbírása, a páros sorokban a kétoldali darupálya tartó csavarási ellenállásával növelt teherbírás értéke látható.

	Vízszintes igénybevétel	Húzott vasalás ellen.	Darupálya csav. ellen. 2 old.	Kihasználtság
	$F_{l,x}$ kN	$F_{s,Rd}$ kN	T_x, R_d kN	
Din	410,27	368,77	0,00	111%
Din	410,27	368,77	165,76	77%
Stat	358,71	368,77	0,00	97%
Stat	358,71	368,77	165,76	67%

X.2.1.táblázat. Konzol vízszintes teherbírás kihasználtsági értékei

(megj: Amennyiben a nyomott rácsrúd hajlásszögét a maximális **68** fokra módosítjuk, a forgási csomópont eltolódik, így tovább növelhető az erőkar és kisebb **F_{ld,x}= 377,64kN** vízszintes erőt kapunk. Ezáltal a konzol kihasználtsága a meglévő darupályatartó csavarási ellenállásának a figyelembe vétele nélkül is **102%-ra** csökken).

A második (X.2.2.) táblázatban a függőleges igénybevételekkel szembeni ellenállás értékei kerültek összefoglalásra.

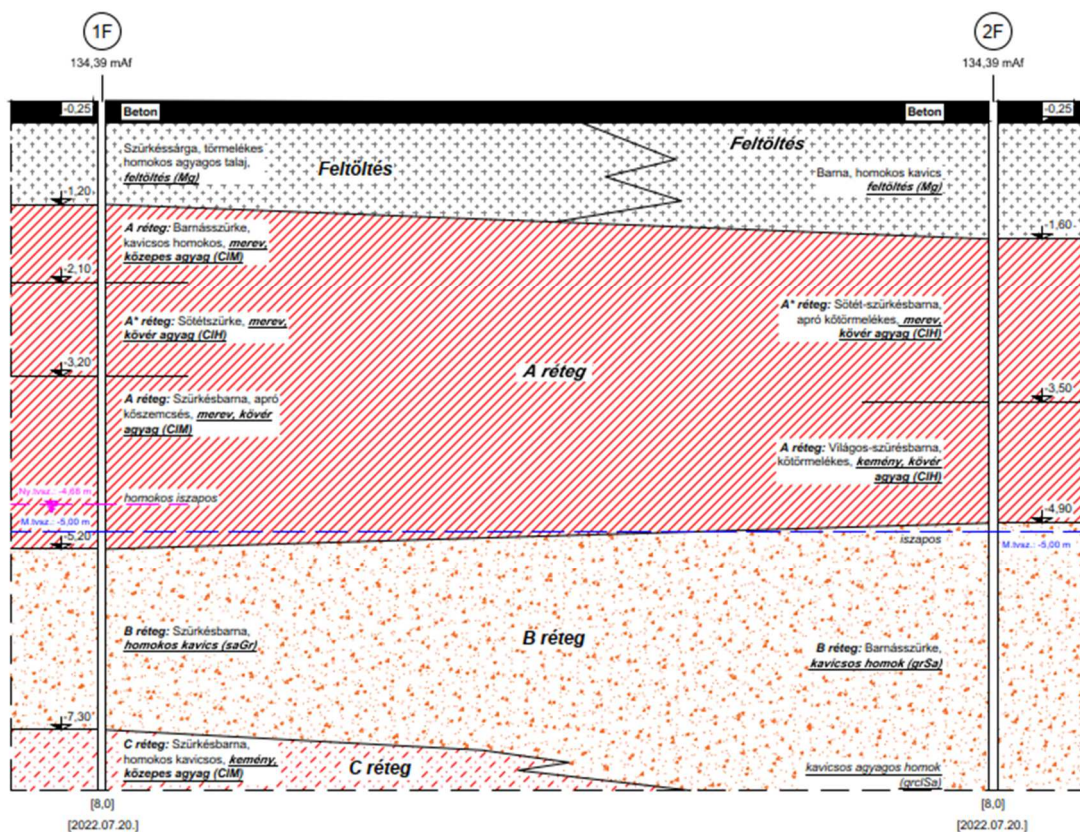
		Függőleges igénybevétel	Nyomott beton rácsrúd ellen.	Kihasználtság
		F _{l,z} kN	VR _{d,max} kN	
C16/20	Din	410,27	1068,42	38%
C20/25	Stat	358,71	1312,69	27%
C16/20	Din	410,27	1068,42	38%
C20/25	Stat	358,71	1312,69	27%

X.2.2.táblázat. Konzol függőleges teherbírás kihasználtsági értékei

VIII.3. ALAPOZÁS ELLENŐRZÉSE

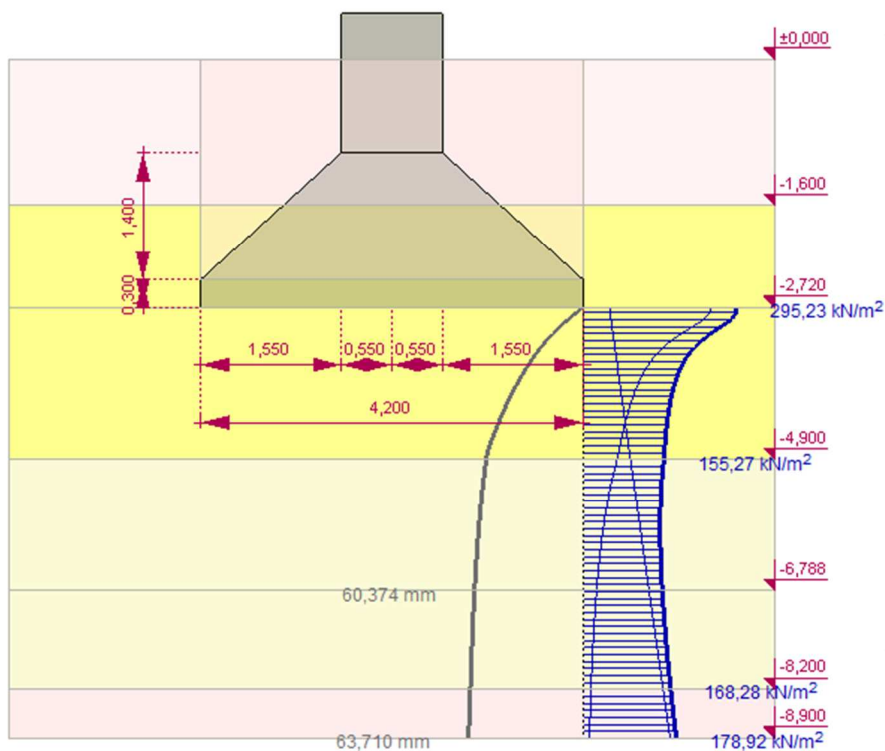
Korábbi fejezet elkészítése óta új helyszíni Talajvizsgálati jelentés [20] készült a pillérek környezetéből vett minták alapján. Ennek okán az talajfizikai jellemzők frissítésre kerültek, és az alapozások ellenőrző számításait pontosított adatokkal megismételtem.

Meg kell említeni, hogy a meglévő alapokról megbízható adatokat tartalmazó tervdokumentáció továbbra sem állt rendelkezésünkre. Az Üzemeltető által közölt információk alapján az alaptest alaprajzi méreteit a következők szerint feltételezem: 220cm szélességű, 420cm hosszúságú, az alaptest alsó síkja -2,72m mélységben található.



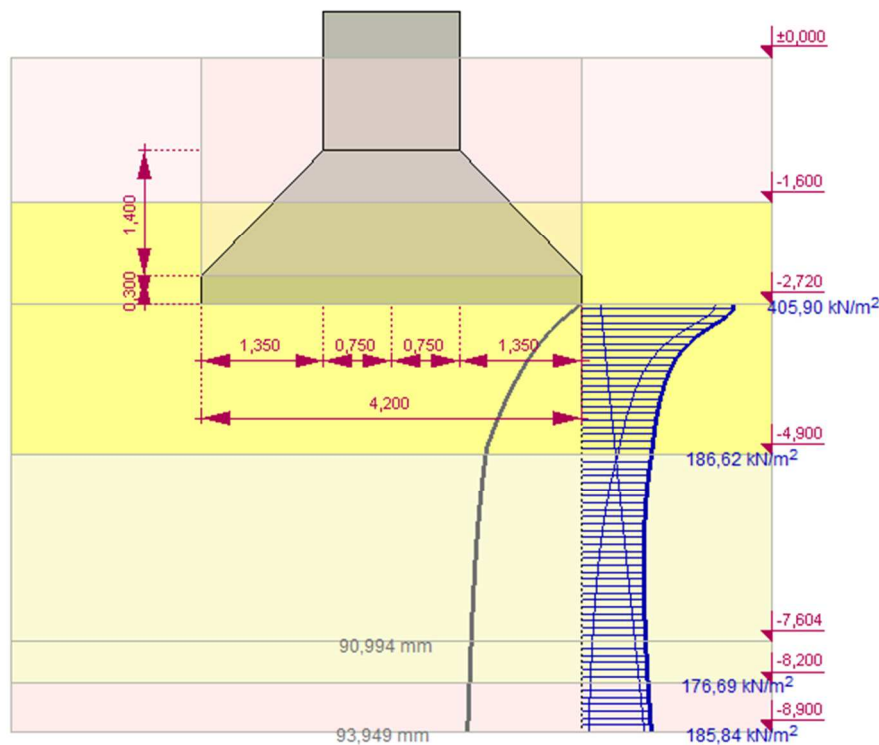
X.3.1.kép. Talajvizsgálati jelentés rétegszelvénye

MEGLÉVŐ ALAPTESTEK TEHERBÍRÁSA:



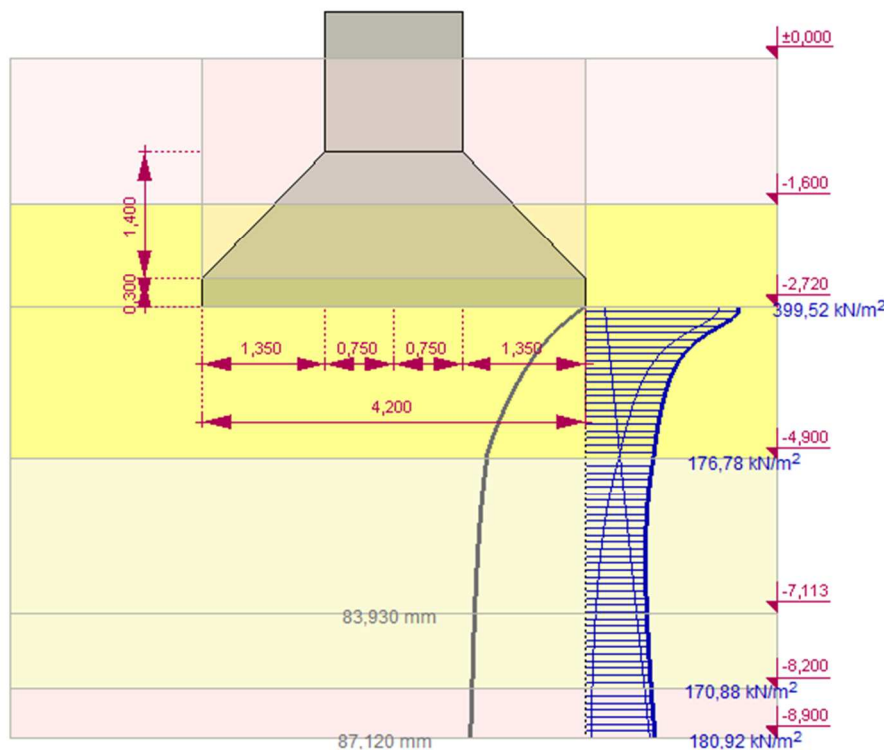
Eurocode-H	
Csonkagúla pontalap	
C16/20	
Talaj: Kazincbarcika ÚJ TJV	
18 csomóponti támasz	
Tehereset : lineáris, Burkoló (Összes ULS)	
f_{se}	1,000
b_x [cm]	420,0
b_y [cm]	220,0
d_x [cm]	110,0
d_y [cm]	40,0
D [cm]	272,0
h_p [cm]	30,0
h_s [cm]	140,0
$\Lambda_{R,v}$	0,598
$\Lambda_{R,h,s}$	0,314
$\Lambda_{R,h,b}$	0,112
Λ_{EQU}	0
$\gamma_{ecc,max}$	0,137
σ [kN/m ²]	245,32
q [kN/m ²]	49,91
Süllyedés[mm]	60,374
Határmélység[m]	-6,788

X.3.2.kép. Becsült alaptest teherbírás 2x17,5t oldalf. ker.oszl. alatt



Eurocode-H	
Csonkagúla pontalap	
C16/20	
Talaj: Kazincbarcika ÚJ TJV	
17 csomóponti támasz	
Tehereset : lineáris, Burkoló (Összes ULS)	
f_{se}	1,000
b_x [cm]	420,0
b_y [cm]	220,0
dx^* [cm]	150,0
dy^* [cm]	40,0
D [cm]	272,0
h_p [cm]	30,0
h_s [cm]	140,0
$\Lambda_{R,v}$	0,815
$\Lambda_{R,h,s}$	0,178
$\Lambda_{R,h,b}$	0,063
$\Lambda_{EQU,max}$	0
$y_{ecc,max}$	0,118
σ [kN/m ²]	355,98
q [kN/m ²]	49,91
Süllyedés[mm]	90,994
Határmélység[m]	-7,604

X.3.3.kép. Becsült alaptest teherbírás középső ker.oszl. alatt



Eurocode-H	
Csonkagúla pontalap	
C16/20	
Talaj: Kazincbarcika ÚJ TJV	
16 csomóponti támasz	
Tehereset : lineáris, Burkoló (Összes ULS)	
f_{se}	1,000
b_x [cm]	420,0
b_y [cm]	220,0
dx^* [cm]	150,0
dy^* [cm]	40,0
D [cm]	272,0
h_p [cm]	30,0
h_s [cm]	140,0
$\Lambda_{R,v}$	0,820
$\Lambda_{R,h,s}$	0,411
$\Lambda_{R,h,b}$	0,146
$\Lambda_{EQU,max}$	0
$y_{ecc,max}$	0,235
σ [kN/m ²]	349,61
q [kN/m ²]	49,91
Süllyedés[mm]	83,930
Határmélység[m]	-7,113

X.3.4.kép. Becsült alaptest teherbírás 30t oldfal. ker.oszl. alatt

A vizsgált alaptest a megismételt ellenőrző számítások alapján is megfelel.



Helye	kihasználtság:	süllyedés
30t szélső keretoszlop	79%	38mm
középső keretoszlop	81%	51,14mm
2x17,5t szélső keretoszlop	59%	31,30mm

X.3.1.táblázat. Alaptestek becsült kihasználtsága

Megállapítás: A középső keretoszlop alatti süllyedés számított értéke az 50mm-es határértéket meghaladja. Hozzá kell tenni azonban, hogy ez az érték a teljes süllyedésre vonatkozik, azaz arra az esetre, amikor újonnan épített csarnokról van szó. Jelen esetben azonban figyelembe kell venni, hogy az általaj konszolidáció jelentős része már korábban lejátszódott, illetve építés közben a geometria igazítva lett, így a számítotthoz képest a valóságban jóval kisebb süllyedés értékekre lehet számítani.

VIII.4. MEGERŐSÍTÉSI JAVASTALOK

A kialakult teherbírási hiányokat a szerkezeti elemek megerősítésével feltételezhetően biztosítani lehet. Általános esetben 120% alatti kihasználtság esetén szénaszálas technológiával, felette a szerkezet keresztmetszet növelésével vagy kiegészítő acél gyámszerkezetek beépítésével orvosolható a teherbírási hiány. A tartószerkezet megerősítésével kapcsolatban elkészült terv a mellékletben megtekinthető.



IX. ELLENŐRZÉS fib BULLETIN 80 SZERINT, **VALÓSZÍNŰSÉGELMÉLETI ALAPON**

Az eljárás módszertanát, valamint a kidolgozott összefüggéseket a II. Irodalmi áttekintés című fejezetben összefoglaltam. A fib Bulletin 80-ban [10] kiadványban ismereteket módszerek közül az APFM analógiája alapján folytatom a számítást.

A helyszínen roncsolásmentes vizsgálatok készültek. Az anyagjellemzőkre tekintetében csak a betonminőségekre vonatkozó adatok állnak rendelkezésre. Ami alapján az anyagjellemzőkre vonatkozó szórás nagysága $V'_{x,c} = 0,15$ -ről $V''_{x,c} = 0,11$ -re vehető fel. Mivel a diagnosztikai vizsgálatok során a geometriai méretek (beton szek. méretek, betontakarás) részletesen le lettek ellenőrizve a geometriai bizonytalanság értéke $\gamma_{Rd2} = 1,00$ csökkenthető.

Hatás oldalon kizárólag az állandó jellegű terhek nagysága ismert pontosan. A terhek szórása $V'_G = 0,10$ -ről $V''_G = 0,05$ -re csökkenthető, viszont ezen értékre a könyv alsó korlátot szab, ezért $V''_G = 0,065$ -re kell felvenni. A daru terhek, mint hasznos tekintetében a megbízhatósági szint csökkentése a meglévő-megmaradó és az új tervezett daru nem miatt releváns. Meteorológia teher biztonsági tényezőinek módosítására speciális megfigyelések-mérések hiányában nincs lehetőség. A megbízhatósági index értéke tervezési fázisban $\beta = 3,80$, a megvalósult szerkezet esetében adatszolgáltatás alapján $\beta = \sim 3,10$.

		Beton	Betonacél	
Új szerkezet	V_x	15%	5%	jellemzően feltételezhető variációs tényező
	γ_m	1,39	1,08	normál eloszlás mellett
	$\gamma_{Rd,1}$	1,05	1,025	általában feltételezhető érték tervezés esetén
	$\gamma_{Rd,2}$	1,05	1,05	általában feltételezhető érték tervezés esetén
	γ_M	1,53	1,16	EUROCODE γ_c és γ_s értékeivel ~egyezik
Meglévő szerkezetek	V_x	11%	5%	mintavétel és anyagvizsgálatok-kísérletek eredmények
	γ_m	1,39	1,09	számítás
	$\gamma_{Rd,1}$	1,10	1,025	közelítő érték
	$\gamma_{Rd,2}$	1,10	1,05	közelítő érték-bizonytalan geometria adatok esetén
		1,00	1,00	közelítő érték- elhanyagolható geometriai bizonytalanságnál
	$V_{\Theta R}$	14%	6%	jelentős geometriai bizonytalanság esetén
		8%	2%	ha a geometriai bizonytalanság elhanyagolható

XI.1. táblázat: Ellenállás oldali biztonsági tényezők értékei és variációs tényezők

Anyagjellemzők módosult biztonsági tényezőinek meghatározása:

Beton anyag parciális biztonsági tényezője:

$$\gamma_{Rd,c} = \gamma_{Rd1,c} * \gamma_{Rd2} = 1,10 * 1,00 = 1,10$$

$$\gamma_{m,c} = \frac{1 - 1,645 * V_{x,c}}{1 - \alpha_R * \beta * V_{x,c}} = \frac{1 - 1,645 * 0,15}{1 - 0,8 * 3,8 * 0,15} = 1,385$$

$$\gamma_{M,c} = \gamma_{Rd,c} * \gamma_{m,c} = 1,10 * 1,385 = 1,523$$

$$\omega_{\gamma,c} = 1 * \exp\left(\left(\alpha_R(\beta'' * V_{x,c}'' - \beta' * V_{x,c}') - (1,645 * (V_{x,c}'' - V_{x,c}'))\right)\right) =$$

$$= 1 * \exp\left(0,8 * (3,1 * 0,11 - 3,8 * 0,15) - (1,645 * (0,11 - 0,15))\right) = 0,8892$$

$$\gamma_{c,new} = \gamma_{M,c} * \omega_{\gamma,c} = 1,523 * 0,8892 = \mathbf{1,3544}$$

Betonacél anyag parciális biztonsági tényezője:

$$\gamma_{Rd,s} = \gamma_{Rd1,s} * \gamma_{Rd2} = 1,025 * 1,00 = 1,025$$

$$\gamma_{m,s} = \frac{1 - 1,645 * V_{x,s}}{1 - \alpha_R * \beta * V_{x,s}} = \frac{1 - 1,645 * 0,05}{1 - 0,8 * 3,8 * 0,05} = 1,082$$

$$\gamma_{M,s} = \gamma_{Rd,s} * \gamma_{m,s} = 1,025 * 1,082 = 1,109$$

$$\omega_{\gamma,s} = 1 * \exp\left(\left(\alpha_R(\beta'' * V_{x,s}'' - \beta' * V_{x,s}') - (1,645 * (V_{x,s}'' - V_{x,s}'))\right)\right) =$$

$$= 1 * \exp\left(0,8 * (3,1 * 0,05 - 3,8 * 0,05) - (1,645 * (0,05 - 0,05))\right) = 0,9724$$

$$\gamma_{s,new} = \gamma_{M,s} * \omega_{\gamma,s} = 1,109 * 0,9724 = \mathbf{1,078}$$

Terhek módosult biztonsági tényezőinek meghatározása:

Állandó terhek parciális biztonsági tényezője:

$$\gamma_{Ed,G} = 1 - \alpha_{E'} * \beta * V_{\theta G} = 1 - (-0,28) * 3,8 * 0,065 = 1,0692$$

$$\gamma_G = \gamma_{Ed,G} * (1 - \alpha_E * \beta' * V_G') = 1,0692 * (1 - (-0,70) * 3,8 * 0,10) = 1,354$$

$$\omega_{\gamma,G} = \frac{1 - \alpha_E * \beta'' * V_G''}{1 - \alpha_E * \beta' * V_G'} = \frac{1 - (-0,70) * 3,1 * 0,065}{1 - (-0,70) * 3,8 * 0,10} = 0,9013$$

$$\gamma_{G,new} = \gamma_G * \omega_{\gamma,G} = 1,354 * 0,9013 = \mathbf{1,22}$$

Ellenállás oldali biztonsági tényezők			
Anyag	Eredeti bizt. tény.	Redukált bizt. tény	eltérés
Beton	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_{c,new} = 1,354$	0,90%
Betonacél	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_{s,new} = 1,08$	0,94%

XI.2. táblázat: Ellenállás oldali biztonsági tényezők értékei

A redukált biztonsági tényezők figyelembevételével az anyagjellemzők tervezési értékei a következő képpen alakulnak:

C16/20 beton esetén:

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ N/mm}^2 \text{ helyett } f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_{c, \text{new}}} = \frac{16}{1,354} = 11,81 \text{ N/mm}^2$$

C20/25 beton esetén:

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ N/mm}^2 \text{ helyett } f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_{c, \text{new}}} = \frac{20}{1,354} = 14,77 \text{ N/mm}^2$$

B50.30 betonacél esetén:

$$f_{s,d} = \frac{f_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{300}{1,15} = 260,87 \text{ N/mm}^2 \text{ helyett } f_{s,d} = \frac{f_{s,k}}{\gamma_{s, \text{new}}} = \frac{300}{1,08} = 277,78 \text{ N/mm}^2$$

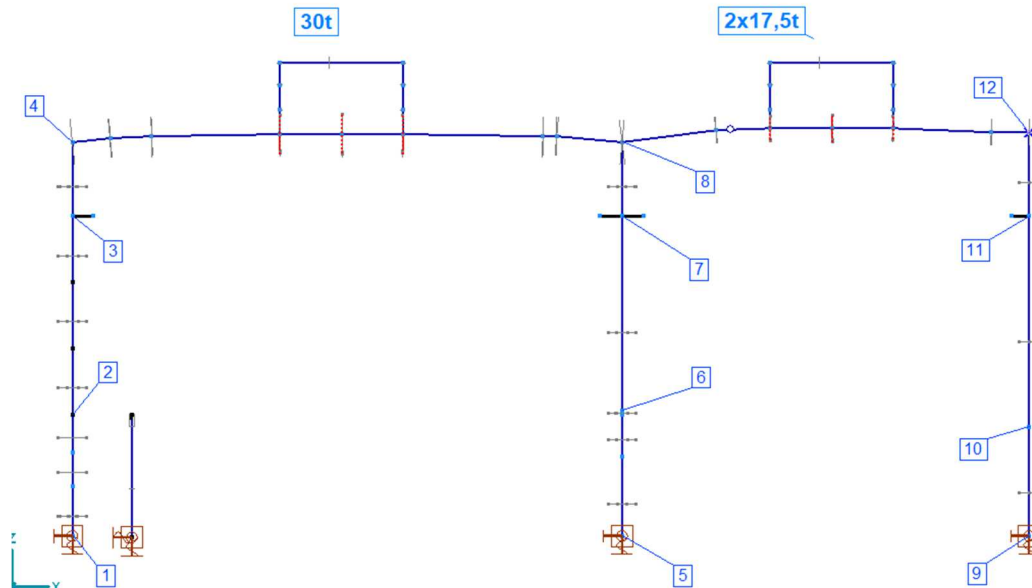
Teher oldali biztonsági tényezők			
Teher fajtája	Eredeti bizt. tény.	Redukált bizt. tény	eltérés
Állandó	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_{G, \text{new}} = 1,22$	0,90%
Esetleges	$\gamma_Q = 1,50$	-	-

XI.3. táblázat: Teher oldali biztonsági tényezők értékei

A redukált parciális biztonsági tényezőket a részletes és pontosabb modell céljára épített modell file-ba beállításra kerülnek. Az értékek beállítását követően a modell file újra futtatása, illetve a vasbeton szerkezetek ellenőrzése is megtörténik.

IX.1. KERETSZERKEZET ELLENŐRZÉSE

Az előző fejezetben meghatározott új ellenállás-, és teher oldali parciális tényezők felhasználásával a 3D modellen a teherbírás vizsgálatok újra lefuttatásra kerülnek. Az előző fejezetben a rövidkonzol, valamint az alaptestek teherbírása igazolása a rendelkezésre álló adatok alapján megtörtént. A meglévő darupálya tartó az új független acél darupálya tartó beépítésével tehermentesül, így azzal sincs további teendő. A keretszerkezet vizsgálatainak lépései megegyeznek az előző fejezetben közöltekkel. A keretgerendák már a közelítő durvább ellenőrző számítások során megfeleltek a rájuk ható igénybevételekre. Teherbírasi hiány a keretoszlopok tekintetében már csak normálerő és a kétirányú hajlító nyomatékokkal szemben maradt. Ezért ebben a fejezetben specifikusan N-M kihasználtságokhoz tartozó futtatás utáni értékek vannak prezentálva.



XI.1.1.kép. Jellemző keresztmetszetek jelölése

	N-M kihasználtság											
vizsg /csp	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.
vizsg. I.	83,5%	35,8%	95,0%	72,6%	61,5%	59,6%	59,6%	54,9%	98,7%	85,7%	85,7%	35,9%
	78,2%	30,4%	86,7%	64,7%	57,1%	55,2%	55,2%	49,5%	91,0%	79,4%	79,4%	31,7%
vizsg. II.	88,9%	59,7%	128,6%	70,6%	63,6%	56,1%	56,1%	51,1%	119,3%	88,1%	88,1%	36,0%
	77,0%	55,7%	117,9%	65,8%	56,7%	52,1%	52,1%	47,4%	109,8%	82,4%	82,4%	33,2%
vizsg. III.	92,4%	44,6%	118,7%	82,0%	62,5%	72,1%	72,1%	53,0%	84,2%	70,1%	70,1%	26,6%
	66,9%	40,8%	100%	70,7%	58,1%	67,1%	67,1%	47,7%	76,9%	64,1%	64,1%	23,4%
vizsg. IV.	93,4%	45,7%	126,0%	85,2%	70,0%	75,4%	74,5%	52,5%	91,2%	75,4%	75,4%	28,5%
	87,4%	41,7%	106,2%	70,4%	61,4%	68,1%	68,1%	46,7%	82,6%	68,4%	68,4%	25,0%
vizsg. V.	44,6%	39,0%	88,1%	71,6%	37,1%	62,9%	62,9%	51,9%	81,5%	55,1%	55,1%	27,5%
	42,1%	36,9%	80,4%	63,8%	35,1%	57,7%	57,7%	46,6%	78,3%	51,9%	51,9%	24,1%
vizsg. VI.	43,7%	20,5%	55,8%	38,5%	32,4%	38,1%	38,1%	32,0%	57,4%	56,6%	56,6%	18,5%
	43,6%	20,2%	55,4%	38,0%	31,2%	37,7%	37,7%	31,6%	56,2%	55,6%	55,6%	18,3%
vizsg. VII.	43,0%	2,2%	39,7%	39,7%	39,5%	37,0%	37,0%	31,2%	62,4%	60,9%	60,9%	20,3%
	21,7%	26,3%	33,7%	35,5%	12,3%	14,7%	14,7%	13,1%	18,1%	20,9%	20,9%	30,7%

XI.1.1.táblázat. Jellemző keresztmetszetek N-M kihasználtsági értékei



X. KIVITELEZÉSI KÖLTSÉGBECSLÉS

Az előző fejezeteken végig haladva tulajdonképpen jól látható, hogy egy szerkezet megbízhatósága az analízisbe felhasznált adatok mennyiségével arányosan növekszik. A mérnöki munkavégzés filozófiája tulajdonképpen az, hogy a leggazdaságosabb szerkezeti konstrukciót alkossunk, ami a szerkezetre ható hatásokkal szemben az elvárt biztonsági szinten teljesíti a követelményeket.

A vizsgálatok alapján megerősítési terveket készültek. Míg a konzervatívnak mondható EUROCODE-os elmélet (X. fejezet) alapján a kéthajós csarnoknak a háromból két keretoszlopát is meg kellett erősíteni (6. sz. melléklet), úgy a biztonsági tényezők csökkentését követően (XI. fejezet) már csak a három keretoszlopból csak egy és annak is az alsó zónájában kell (7. sz. melléklet) beavatkozni. A megerősítési technológia szénszálal szövetek és lamellák elhelyezése a megfelelő zónákban.

A két megerősítési terv alapján két különböző költségvetés is elkészült (2022.12.20 normák alapján). Feltételezve, hogy az összes belső 11db keretálláson készül.

Két keretoszlop becsült kivitelezési költsége:

Költségvetés főösszesítő		
Megnevezés	Anyagköltség	Dijköltség
1. Építmény közvetlen költségei	73 306 292 Ft	13 501 725 Ft
1.1 Közvetlen önköltség összesen	73 306 292 Ft	13 501 725 Ft
2.1 ÁFA vetítési alap		86 808 017 Ft
2.2 Áfa	27,00%	23 438 165 Ft
3. A munka ára		110 246 182 Ft

Egy keretoszlop becsült kivitelezési költsége:

Költségvetés főösszesítő		
Megnevezés	Anyagköltség	Dijköltség
1. Építmény közvetlen költségei	8 079 878 Ft	1 671 970 Ft
1.1 Közvetlen önköltség összesen	8 079 878 Ft	1 671 970 Ft
2.1 ÁFA vetítési alap		9 751 848 Ft
2.2 Áfa	27,00%	2 632 999 Ft
3. A munka ára		12 384 847 Ft

Az elkészült költségvetések alapján markáns különbség rajzolódik ki. Míg az első esetben a megbízónak ~110 MFt beruházási költséggel kell számolnia, addig a másik esetben csupán ~ 12 M Ft összeget kell ráfordítani a tartószerkezet megerősítésére.



XI. EREDMÉNYEK

A tervezett 2×20 t daruk telepítése esetén a meglévő szerkezeten a jelenkori körülményekhez viszonyítva többlet terhek keletkeznek. A tehertöbblet hatására megnőnek az egyes szerkezeti elemekben ébredő igénybevételek is. A vizsgálat során a daruval közvetlen és közvetett szerkezeti elemeket, valamint a vázszerkezet globális vizsgálatát is elvégeztem. A számításokat - a biztonság javára – a hatályos EUROCODE szabvány utasításai alapján végeztem el.

A keretszerkezet azon részei amelyek kevésbé vannak kitéve a daruk okozta hatásoknak - keretgerenda- továbbra is megfelelnek. A keretoszlopok ezzel szemben egyáltalán nem lehet igazolni, tehát nem felelnek meg!

A kialakult teherbírási hiányokat a szerkezeti elemek megerősítésével biztosítani lehet. Általános esetben 20% alatti kihasználtság esetén szénszálas technológiával, felette a szerkezet keresztmetszet növelésével vagy kiegészítő acél gyámszerkezetek beépítésével orvosolható.

Az alapozással kapcsolatos megerősítés előtt új kiegészítő talajvizsgálati jelentést, illetve alapfeltárásokat kell végezni. A feltárások a két szélső és a közbenső keretoszlopokat is érintenie kell, mivel az alaptestek geometriai méretei nem tisztázottak.

Az előzetes diagnosztikai vizsgálatok rávilágítottak többek között arra is, hogy a megvalósult szerkezetek nem minden esetben egyeznek meg a terveken látható kialakítással. Ezen eltéréseket a megerősítések tervezése előtt fel kell tární. Átfogó geometriai ellenőrzést, betonacél detektálást, az anyagjellemzők pontos meghatározás elengedhetetlen.

Frissített alapadatok ismeretében a tervezett új, $2 \times 17,5$ t daruk telepítése esetén a meglévő szerkezeten a jelenkori körülményekhez viszonyítva továbbra is többlet terhek keletkeznek.

A keretszerkezet vizsgálatát több eltérő modellel vizsgáltam. Az eltérő anyagjellemzők alkalmazása nagyságrendi változás nem eredményezett a kihasználtsági értékekben.

Külpontos hajlítás ellenőrzésekor az egyes keretgerenda szakaszokon kihasználtsági értékek **97-128%** tartományba estek. Még akkor is, amikor meglévő szerkezeten a meglévő megmaradó 30t daru terheire vizsgáltam a vázat. Amennyiben támaszmerevséget csökkentettem, [ami a végtelen merev támasz merevségekhez képest a valóságban jobban közelíti a szerkezet viselkedését] az igénybevételek **90%** alá csökkentek. Az előzőekben közölt eredmények ULS teherkombinációból származó eredmények. Amennyiben a konzolhoz hasonlóan az emelt terhet rendkívül tervezési helyzetnek tekintem, úgy az önsúly és daru terheit karakterisztikus értékkel veszem számításba. A meteorológia terhek ebben a kombinációban kiesnek. A keretoszlopok kihasználtsága a kritikus zónákban is közel **50%** körüli értéket mutatnak.

Nyírással egyidejű csavarás vizsgálatot két féleképpen végeztem el. Először a klasszikus gerenda elemként tekintettünk a keretoszlopokra, ahol nem vettem figyelembe a normálfeszültség hatását, majd egy olyan vizsgálatot ahol igen. Normálfeszültség hatásának mellőzésekor jelentős – akár **165%** teherbírési hiányok is alakultak ki. Mivel a keretoszlopokat jelentős normálerő terheli, ezért a normálfeszültség okozta többlet nyírási teherbírasi ellenállással számolhatam, számolni kell. A táblázatban szereplő eredmények alapján jelentős különbségek adódnak. A kihasználtsági értékek kvázi lefeleződtek, a legnagyobb kihasználtsági érték **77%** körül maximalizálódik. Tehát a keretoszlopok nagy valószínűséggel a meglévő adatok figyelembevételével megfelel!

A vizsgálatok rámutatnak arra, hogy meglévő épületek ellenőrzése esetében a kihasználtsági értékek igen csak széles spektrumon mozognak. Attól függően, hogy mennyire szigorúan akarjuk betartani a szabvány által előírt biztonsági tényezőket meglévő szerkezetek esetén. Amennyiben a modellalkotáshoz hasonlóan a teher oldalon is arra törekszünk, hogy a valóságot érdemi igénybevételi csökkenések mutathatók ki. Ez által költséghatékonyabb szerkezeti megoldások tervezhetőek, már amennyiben szükséges.

A parciális biztonsági tényezők redukálását követően a kihasználtsági eredmények világosan tükrözik a módszer hasznosságát. Annak ellenére, hogy csak az állandó terhek parciális biztonsági tényezőjét sikerült (csak) 13%-kal redukálni, már ez elég volt ahhoz jelentősen mérséklődjenek a mértékadó terhek, ezáltal a szerkezetre ható igénybevételek. Ezzel párhuzamosan az ellenállás oldalon az anyagjellemzők tervezési értékei, azzal



együtt a vizsgált keresztmetszetek mértékadó igénybevételekkel szembeni teherbírása is javult. Kihasználtsági értékek **5-20%** körüli javulása figyelhető meg, ami biztatóan jó eredménynek mondható!

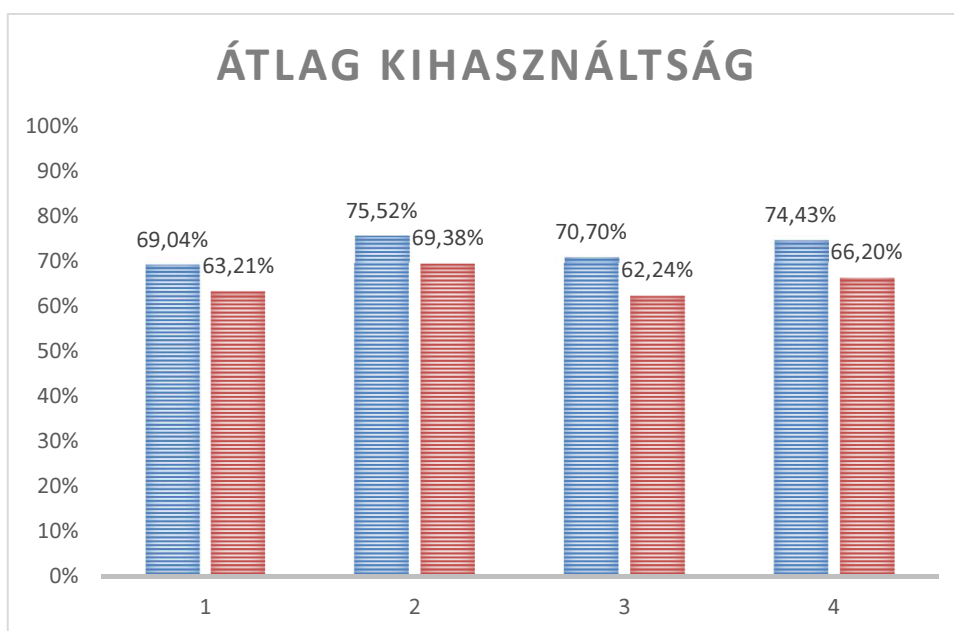
XII. ÖSSZEFOGLALÁS

Az ellenőrző számításokat hazánkban jelenleg érvényben lévő EUROCODE szabvány utasításai alapján történt, ahol a valószínűségelméleti módszereken alapuló eljárás segítségével meghatározott a hatások-, ellenállások parciális biztonsági tényezők értékeivel kombináltam. A vizsgálatot az APFM módszer metodikája alapján végeztem el.

Az anyagjellemzőkre vonatkozó szórás nagysága $V'_{x,c} = 0,15$ -ről $V''_{x,c} = 0,11$ -re vehető fel, a geometriai bizonytalanság értéke $\gamma_{Rd2} = 1,00$. Hatás oldalon kizárólag az állandó jellegű terhek nagysága annak szórása ismeretében $V'_G = 0,10$ -ről $V''_G = 0,065$ -re csökken. Az optimális megbízhatósági index értéke tervezési fázisban $\beta = 3,80$, a megvalósult szerkezet esetében adatszolgáltatás alapján $\beta = \sim 3,10$. Az eljárás eredményeként az önsúly jellegű hatások parciális biztonsági tényezője $\gamma_G = 1,35$ -ről 1,22-re, ellenállás oldalon a beton esetében a biztonsági tényező értéke $\gamma_c = 1,5$ -ről 1,354-re, a betonacélé $\gamma_s = 1,15$ -ről 1,08-ra módosult.

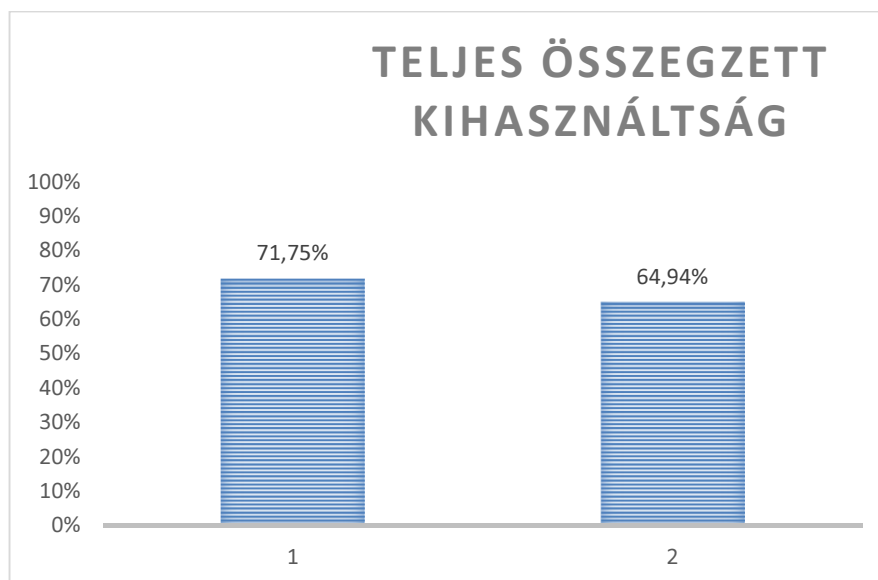
Az ellenőrző számítások végeredményei alapján jól látható, kihasználtsági értékek 5-20% csökkenése is megjelent.

A következő diagrammon a hatáskombinációk a teljes szerkezetre összegzett átlag kihasználtságait láthatóak.



XIV.1. diagramm. Átlag kihasználtságok

A következő diagrammon pedig az előző átlag kihasználtságok összegzett kihasználtságait láthatóak.

*XIV.2. diagramm. Teljes összegzett kihasználtságok*

A parciális biztonsági tényezők valószínűségelméleti alapokon történ redukálásnak segítségével a teherbírás kihasználtsági értéke további ~ 10%-kal javult. Amivel így a **szerkezet megerősítés költségeit 89%-kal csökkentette**. Hozzá kell tenni, hogy a jelen tervezési feladat során a helyszíni diagnosztika csak a betonszilárdsági, valamint az önsúly jellegű terhek vizsgálatára terjedt ki. Amennyiben a betonacélok, vagy a hasznos terhek megbízhatóságának variabilitását is jó mérnöki megfontolásokkal racionalizálhatni lehetett volna, akkor megközelítőleg ~15-20%-os javulás is prognosztizálható. A módszer eredményessége mindenképpen hasznos segítség lehet a gyakorló mérnökök körében. A jövőbeli szabványok remélhetőleg valamilyen formában visszaköszönnek, hogy széleskörűen alkalmazzák a mindennapi tervezések során.

XIII. IRODALOMJEGYZÉK

- [1] DR. DULÁCSKA ENDRE- DR. KORDA JÁNOS- DR. KÖRMÖCZI ERNŐ (2013) *TSZ 01-2013 MŰSZAKI SZABÁLYZAT ÉPÜLETEK MEGÉPÜLT TEHERHORDÓ SZERKEZETEINEK ERŐTANI VIZSGÁLATA ÉS TERVEZÉSI ELVEI - ÁTDOLGOZOTT KIADÁS AZ EC SZEMPONTOK FIGYELEMBE VÉTELÉVEL*, Magyar Mérnöki Kamara
- [2] Építési szabályzat Budapest fő- és székvárosok területén (1892)
- [3] Részletes építésügyi szabályzat (1893)
- [4] Szabályzat vasbetétes beton-szerkezetek tervezés és építése tárgyban (1909)
- [5] Építésügyi Szabályzat Budapest székhely város területére (1914)
- [6] A Magyar Mérnök- és Építész-Egylet vasbeton szabályzata (1931)
- [7] Magyar Országos Szabványok (1936)
- [8] Országos Magasépítési Méretezési Szabályzat (1949)
- [9] ISO 2394 (1998), *General principles on reliability for structures*
- [11] fib Bulletin 80 (2016), *Partial factor methods for existing concrete structures*
- [12] ORBÁN, Z. (2018). *A Kaposvár, Csiky Gergely Színház bővítése, felújítása projekt műemléki épületrészének diagnosztikai vizsgálata és speciális szerkezet-megerősítési és javítási megoldások terve*
- [13] ORBÁN, Z. (2018). *Korai vasbeton építmények tartószerkezeti megbízhatóságának megítélése diagnosztikai módszerek alkalmazásával*. BETON, XXVI.(5.), 20–22.
- [14] VUKOSZÁVLYEV, ZORÁN (2019) *Újrarekonstrukció : A kaposvári Csiky Gergely Színház műemléki épületének megújulása az ezredforduló utáni elvárások szerint*, METSZET: ÉPÍTÉSZET ÚJDONSÁGOK SZERKEZETEK RÉSZLETEK 2061-2710 10 (7) pp. 60-65
- [15] ORBÁN, Z., TÖRÖK, B., & DORMÁNY, A. (2019). *ASSESSMENT AND REHABILITATION OF HERITAGE STRUCTURES HELPED BY COMBINED NON-DESTRUCTIVE TESTS*. In Conference Proceedings 6th International Academic Conference on Places and Technologies (pp. 64–71).

- [16] VÁRDAI ATTILA (2020) *Megépült vasbetonszerkezetek megbízhatósági értékelése a fib Bulletin 80 alapján*. Vasbetonépítés, 22 (2). pp. 43-52. ISSN 1419-6441
- [17] ORBÁN Z. (2022) 2022-222/03 jelű Szakvélemény, ORISOFT Kft.
- [18] DR. VISNÖVITZ GYÖRGY (SZERK.) EERDÉLYI TAMÁS - DR. KOLLÁR LÁSZLÓ, (2022) *TERHEK ÉS HATÁSOK. A TARTÓSZERKEZETI TERVEZÉS ALAPJAI - TERVEZÉS AZ EUROCODE ELŐÍRÁSAI ALAPJÁN 2. JAVÍTOTT KIADÁS*, ARTIFEX KIADÓ
- [19] SZENDEFY J. (2020) 2020/140/03 jelű Szakvélemény, EFERTE Kft.
- [20] SZENDEFY J. (2022) 2022/222/03 jelű Szakvélemény, EFERTE Kft.
- Szép János (2010), Szechenyi Egyetem - Tartószerkezetek II.-
Vasbetonszerkezet című tárgy 01 előadás 2010.02.05
- Visnovitz György (2012): *Történeti építéstechnikák* (előadás), BME.
- Lampl Hugó, Sajó Elemér (1914): *A beton – Pátria Irodalmi V. és Nyomdai Rt. Bp. S-22: Régi méretezési előírások 1839-1950, Tervezésfejlesztési és Technikai Építészeti Intézet, Budapest, 1987.*
- Hellebois et. al (2013): *100-year-old Hennebique concrete, from composition to performance*”, Construction and Building Materials, Vol 44, pp.149–160
- Dr. Balázs György (1994): *Beton és Vasbeton I.*, Akadémiai Kiadó Budapest
- Fuller, R. – Thompson, S (1907): *The Laws of Proportioning Concrete.- Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 1907, Vol. LIX, Issue 2, Pg. 67-143
- Dulácska E (2008): *Épületek Tartószerkezeteinek diagnosztikája és rekonstrukciója*, ISBN: 978-963-420-942-3.
- Beke József – Richter Károly (1906): *Vasbetétes betonszerkezetek*
- Bölcskei Elemér akadémiai székfoglalója, 1968.
- Abrams, D.A (1918).: *Design of Concrete Mixtures*. – Bull. 1. Structural Materials Research, Laboratory, Lewis Inst. Chicago.
- Fib Bulletin 14: *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Technical report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures*, 2001.



A Nowak, R Collins: *Reliability of Structures*, CRP Press, New York, ISBN:

978-0-415-67578-8, 2013.

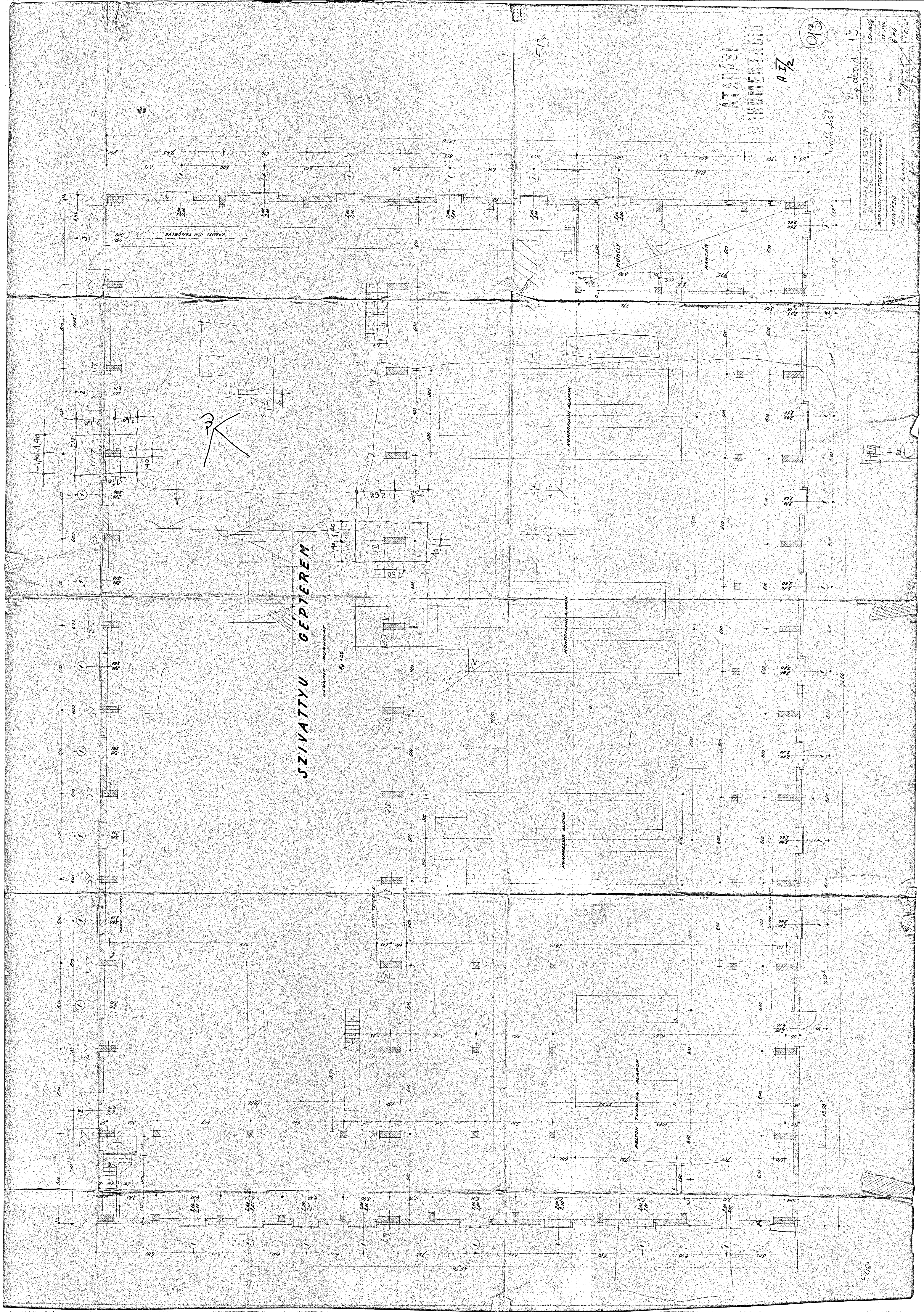
XIV. ALKALMAZOTT SZABVÁNYOK

MSZ EN 1990:2011	Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész:
MSZ EN 1991-1-1:2005	Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3. rész:
MSZ EN 1991-1-3:2016	Általános hatások. Hóteher Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész:
MSZ EN 1991-1-4:2007	Általános hatások. Szélhatás Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-5. rész:
MSZ EN 1991-1-5:2005	Általános hatások. Hőmérsékleti hatások Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-7. rész:
MSZ EN 1991-1-7:2015	Általános hatások. Rendkívüli hatások Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 3. rész: Daru
MSZ EN 1991-3:2007	és más gépek hatásai Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általanc
MSZ EN 1992-1-1:2010	és az épületekre vonatkozó szabályok Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általanc
MSZ EN 1992-1-2:2013	szabályok. Szerkezetek tervezése tűzhatásra Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános
MSZ EN 1997-1:2006	szabályok Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1. rész
MSZ EN 1998-1:2008	Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok



XV. MELLÉKLETEK

- 1.sz melléklet – Csarnokszerkezet alaprajza
- 2.sz melléklet – Általános keretállás vasalási terve
- 3.sz melléklet – Darupályatartó vasalási terve
- 4.sz melléklet – Rétegszelvény /A
- 5.sz melléklet – Rétegszelvény / B
- 6 sz melléklet – Megerősítési terv / A
- 7.sz melléklet – Megerősítési terv / B

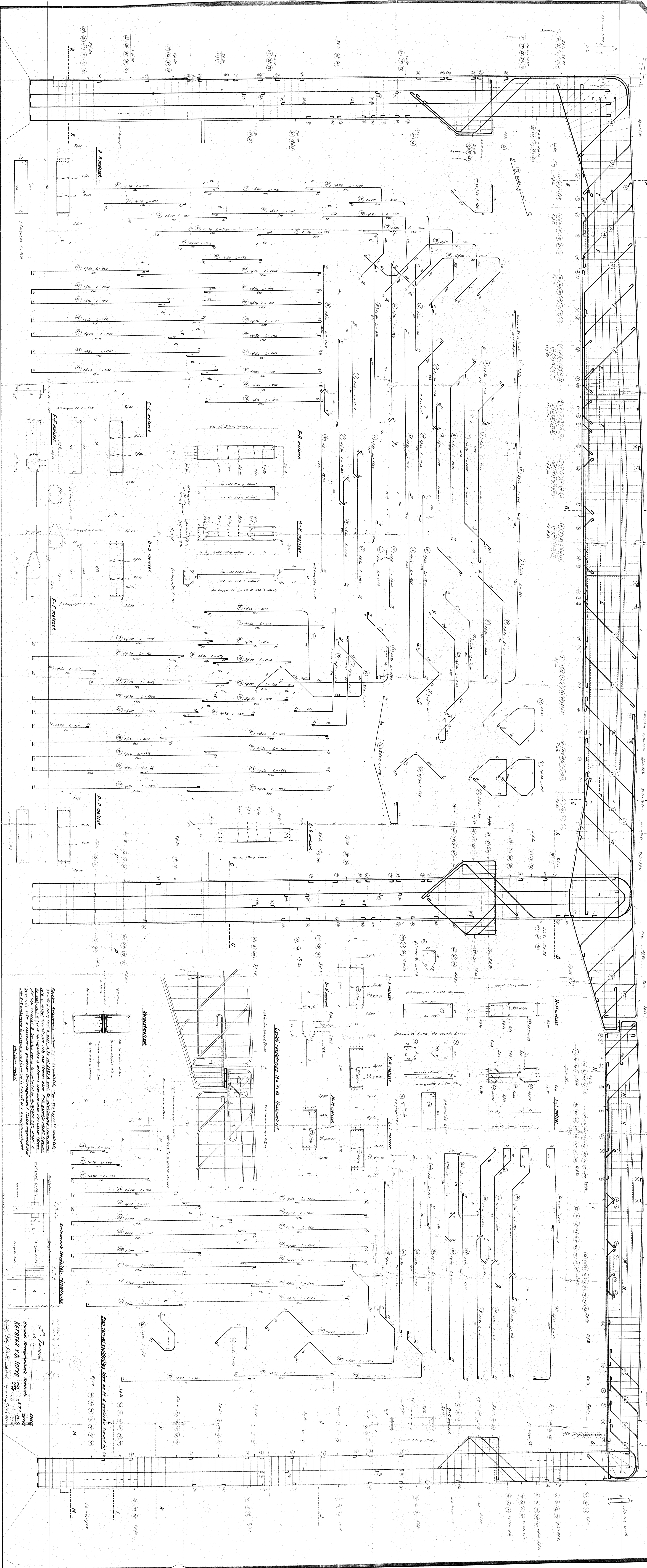


ATLASZ
DOKUMENTACIÓ
A72

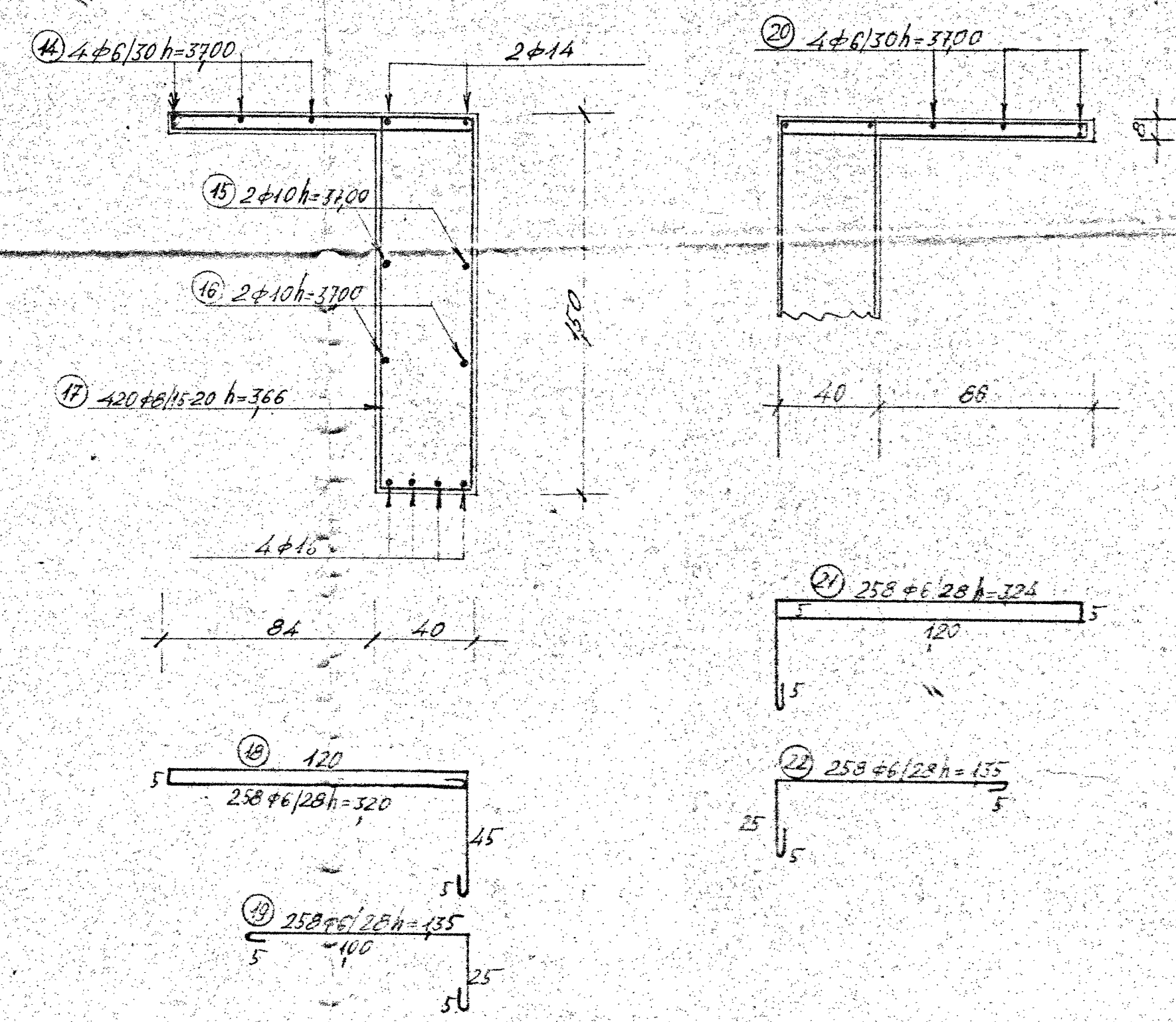
013

9. oldal 13

PROJEKTANT	TERVEZŐ	ÁBRÁZOLÓ
MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA	MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA	MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA
MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA	MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA	MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA
MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA	MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA	MEZŐSÉGI ÉS VESZPRÉMI MÉRŐ ÉS TERVEZŐ IRODA



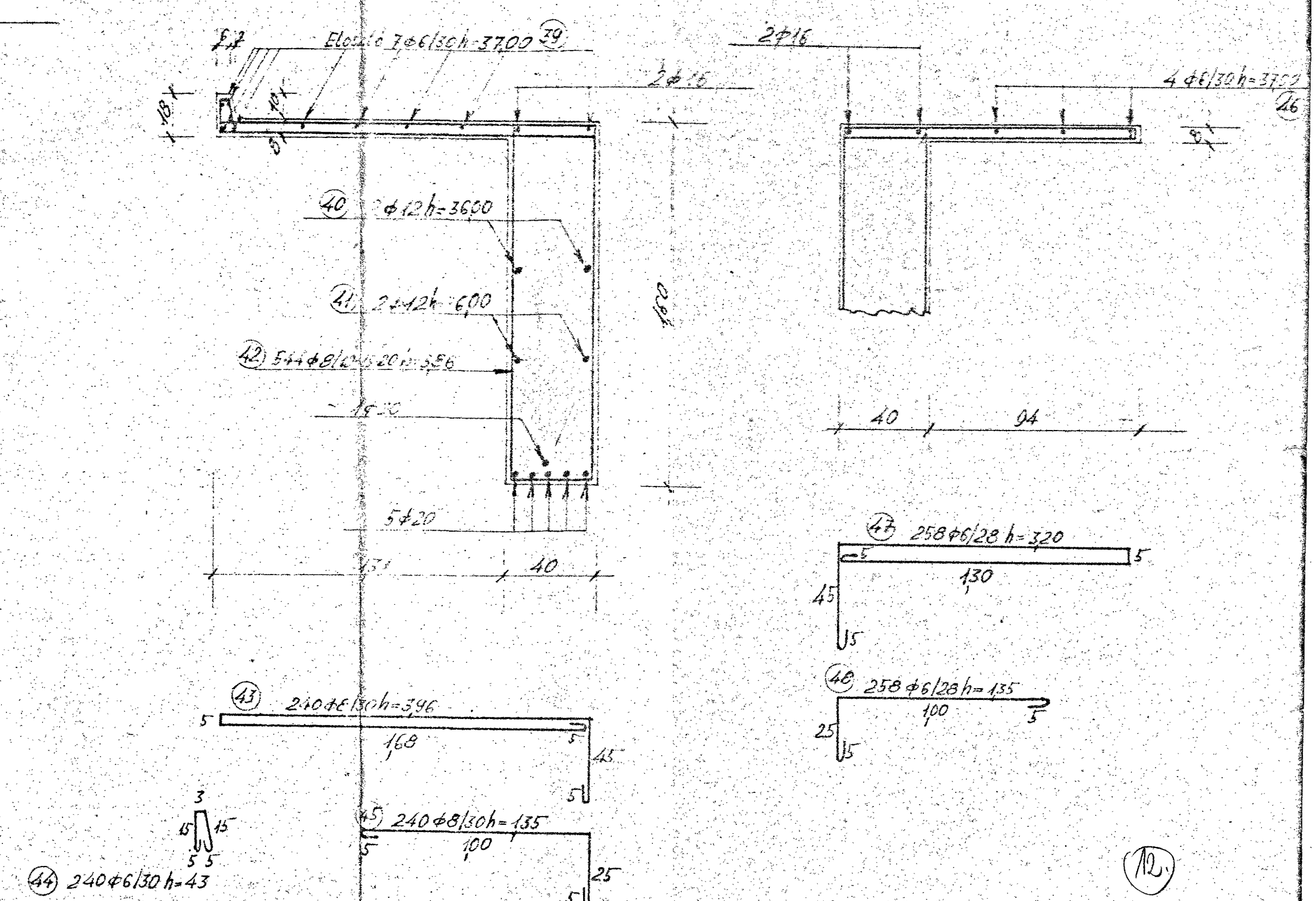
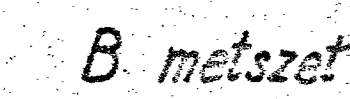
15 Tonnás darupályatartó 2 db.



Betonminőség: B 140

Acélminőség 47-ig B 3622 47-től-420-ig B 5035 422-től B 5030

30 Tonnis darupolytartó 2db.



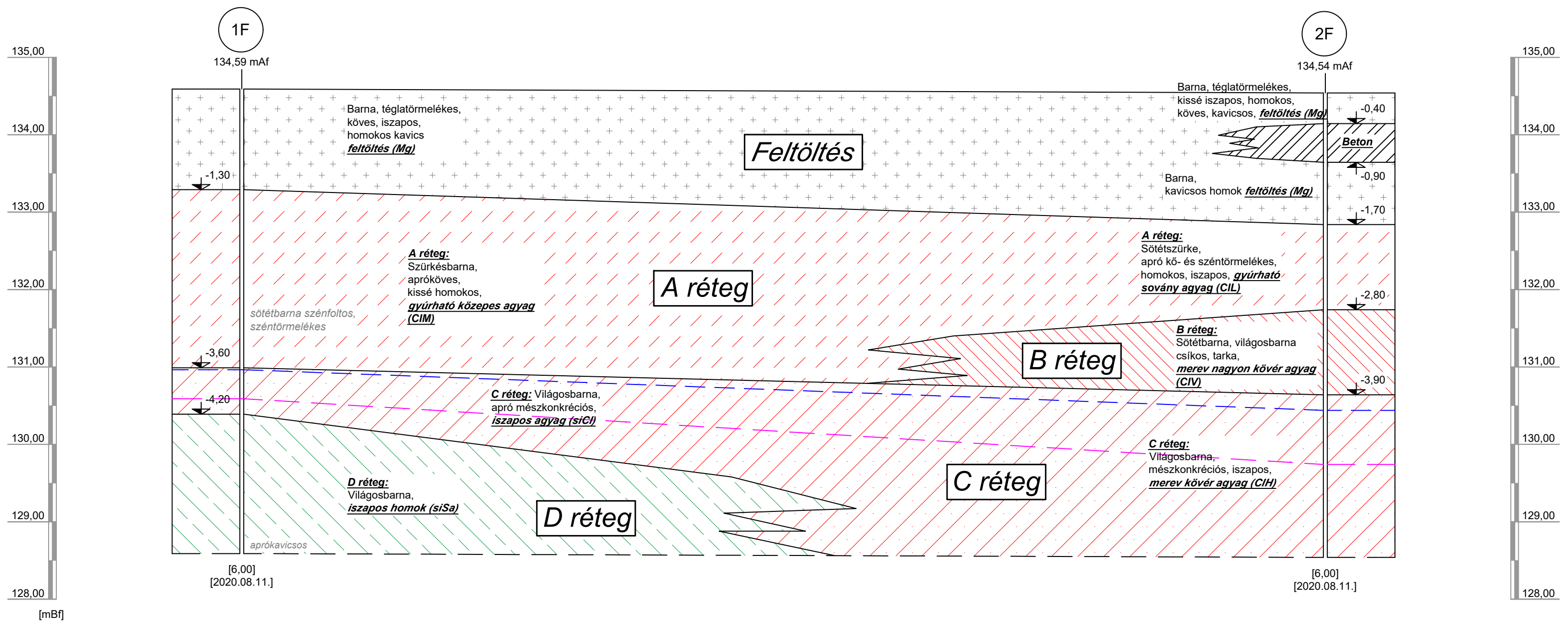
DARUPÁLYATARTÓ

Original in *Blackburn*

1951425

I-I. Rétegszelvény

M_V=1:50 M_H=1:50



Jelmagyarázat:

- | | | | |
|-----------|--|---------|--|
| Feltöltés | | C réteg | |
| A réteg | | D réteg | |
| B réteg | | | |
- Megütött talajvízszint (2020.08.10.)
- Nyugalmi talajvízszint (2020.08.10.)



H-1111 Budapest,
Budafoki út 10/B 3. em. 5. ajtó
info@eferte.hu

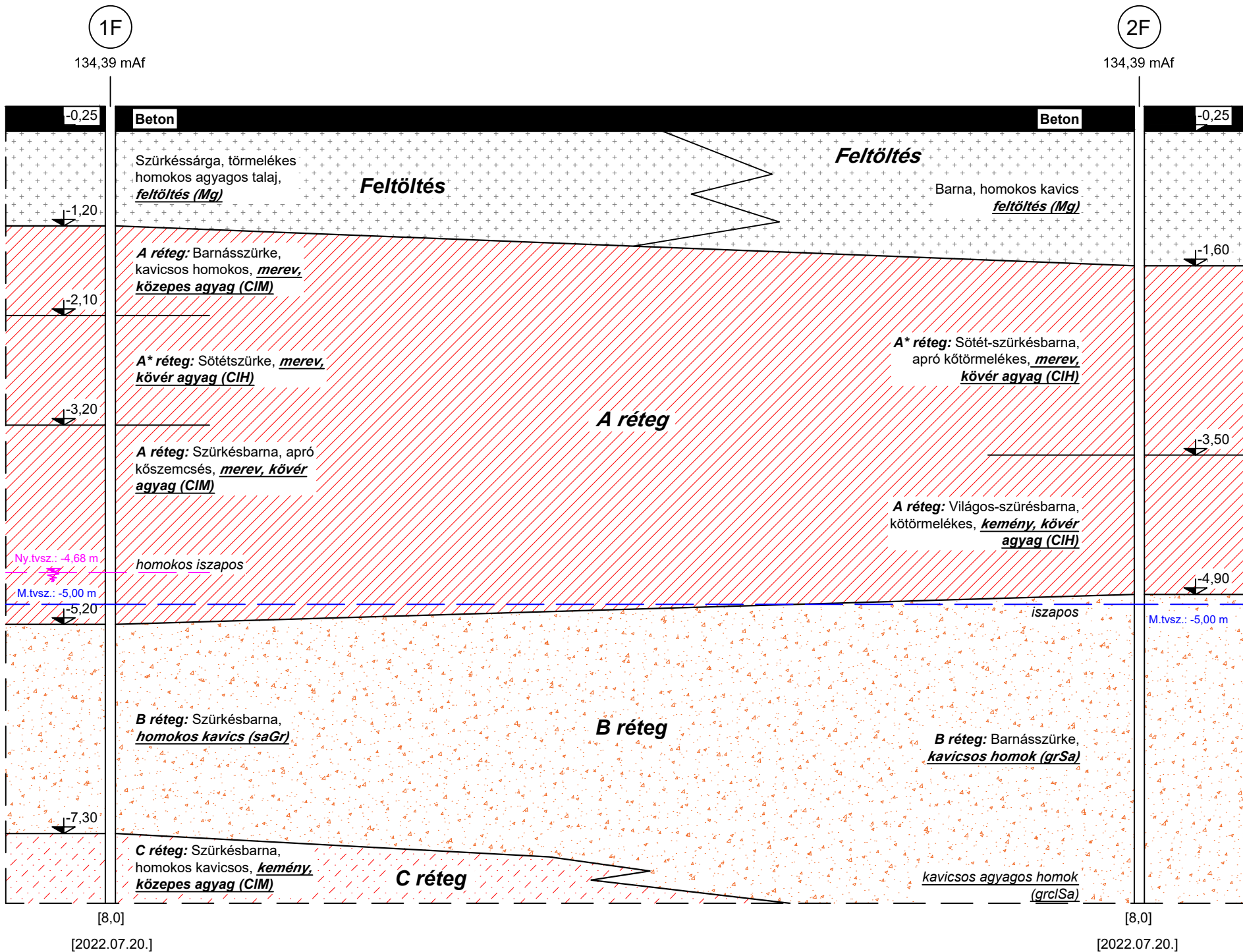
Tervező:
Dr. Szendefy János
Rapcsok Réka

Terv tárgya:
H-3700 Kazincbarcika, Bólyai tér 1., BorsodChem Zrt.
Ammónia üzem
I-I. Rétegszelvény

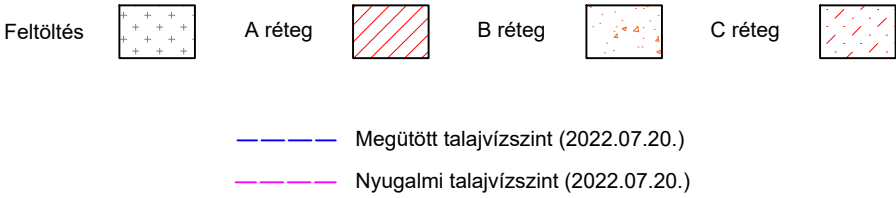
Ikt. szám:
2020/210/03

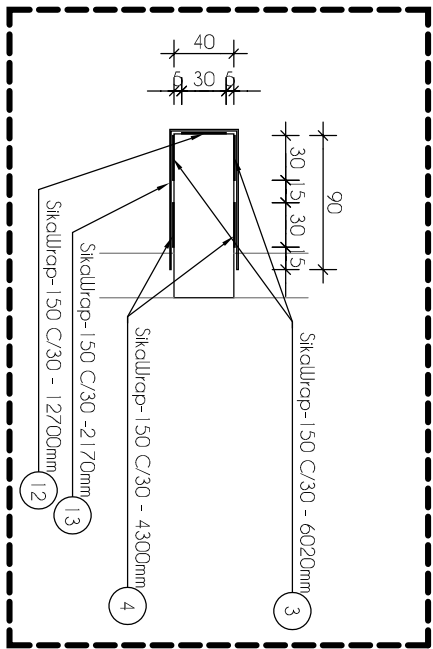
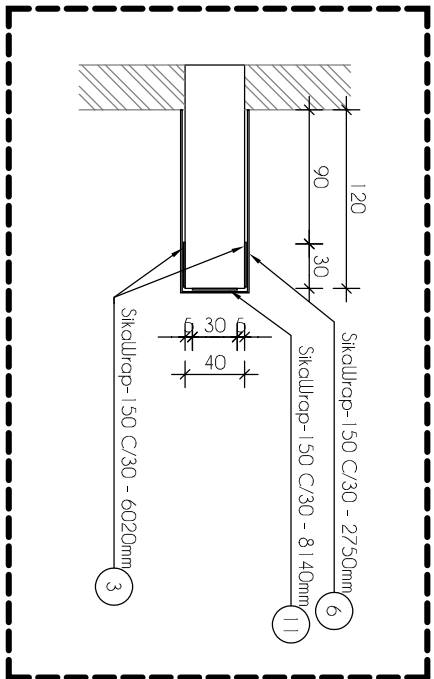
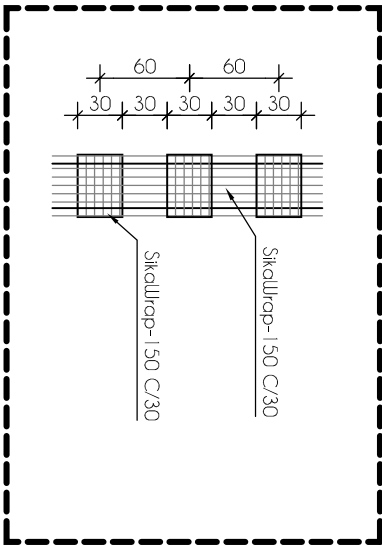
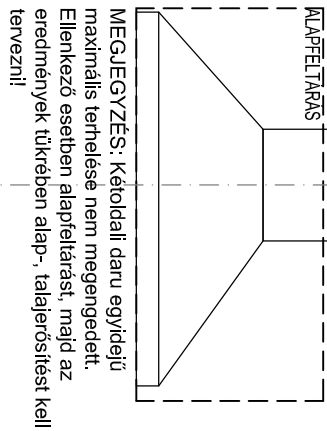
I-I. RÉTEGSZELVÉNY

M_v=1:100, M_h=1:200



JELÖLÉSEK:





		Készlet:	11	helyen
ELEMUSTA				
Jel	db	Típus	Hossz [mm]	Hossz x db [fm]
1	10	Síkwrap-150C/30	1870	18,7
2	2	Síkwrap-150C/30	4100	8,2
3	4	Síkwrap-150C/30	6020	24,08
4	2	Síkwrap-150C/30	4300	8,6
5	1	Síkwrap-150C/30	3360	3,36
6	24	Síkwrap-150C/30	2750	66
7	1	Síkwrap-150C/30	4310	4,31
8	2	Síkwrap-150C/30	3760	7,52
9	1	Síkwrap-150C/30	2500	2,5
10	6	Síkwrap-150C/30	1700	10,2
11	1	Síkwrap-150C/30	8140	8,14
12	1	Síkwrap-150C/30	12700	12,7
13	7	Síkwrap-150C/30	2170	15,19
Hossz összesen Keresletből/szállított:			189,50	
Hossz összesen:			2 084,50	

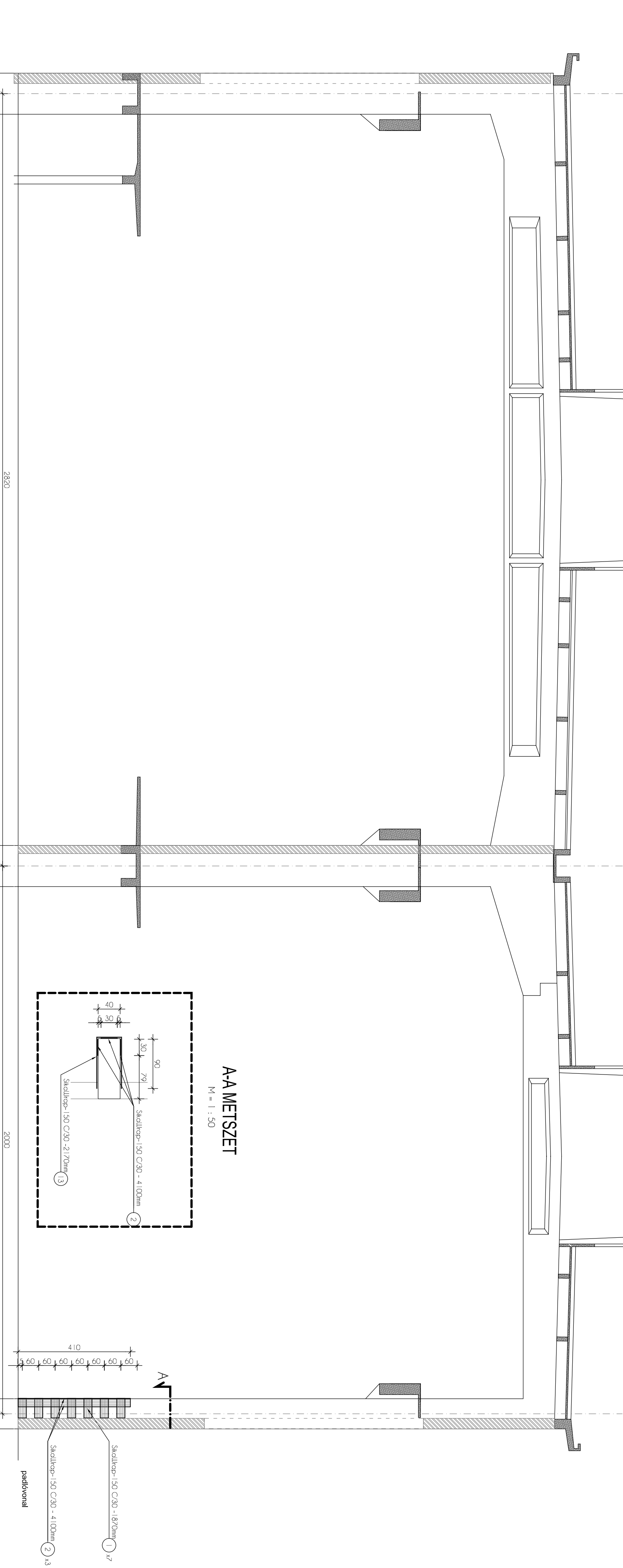
ORSOFT Mennki, Épít és Tanácsadó Kft. 7635 Pécs, Fejérvé u. 20 Tel./201293518-120 E-mail:orsosoft@gmail.com	
Borsodalmann Zrt. - Árművelési Üzemi Árművelési Kompresszorcsarnok megépíttetése 3700 Kazincbarcika, Bolyai tér 1.	Projekt vezető: T. SZÉKES László Előzetes szakember: dr. KÖRÖSI Feladat megnevezése: Árművelési üzem Árművelési üzem Száma: 564-420 Dátum: 2023. 01. 05.
Megépíttetői leírás	T-01 Működési N=1:100, 1:50, 1:10

① Skidtop + 150 C 30 + 1870mm

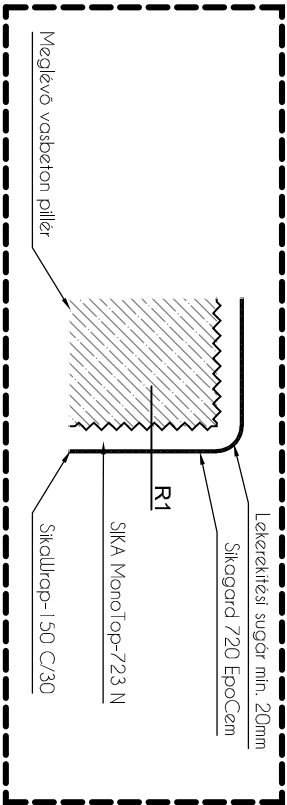
② Skidtop + 150 C 30 + 100mm

Készlet: 11 helyben		
ELEMELISTA		
Jel	db	Hossz x db
	Tipus	Hossz [mm]
1	7	Síkwrap-150C/30 1870 13,09
2	2	Síkwrap-150C/30 4100 8,2
Hozs.összean keretlátszóként:		21,29
Hozs.összeant:		234,19

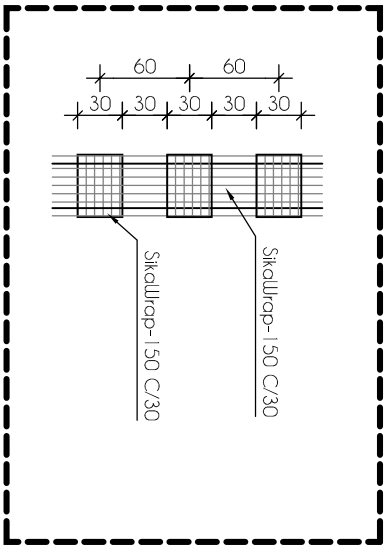
KERETSZERKEZET MEGERŐSÍTÉSE

$$N = 1 \div 100$$


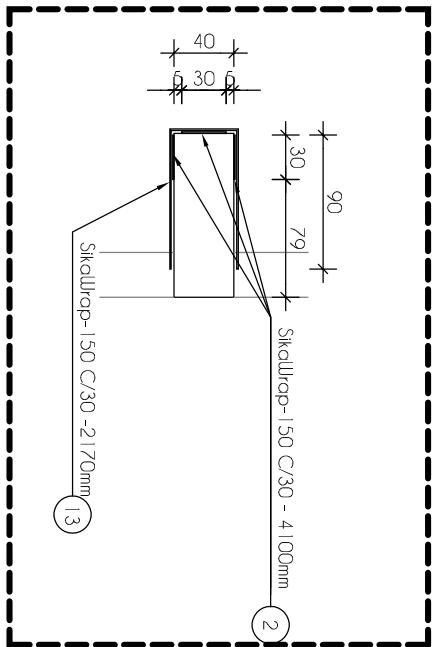
SAROK RÉSZLETRAJZ

$$\Sigma = 10$$


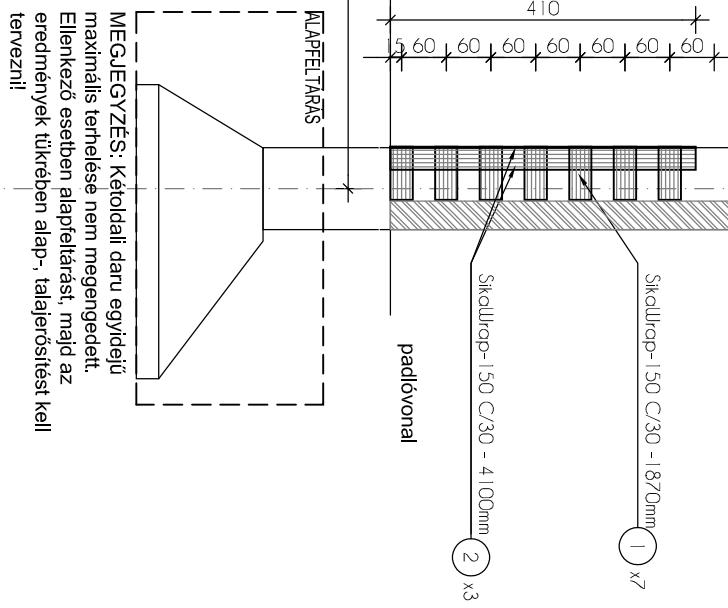
NÉZETRAJZ RÉSZELET

$$M = 1 : 50$$


A-A METSZET

$$M = 1 : 50$$


A.



Jelmagyarázat:



Megjegyzés:

A terv a szöveges dokumentációval együtt kezelendő!
A méreteket a kivitelezés megkezdése előtt és közben

**A szénszálas szövet átfedése minimum 10mm.
Folyamatosan ellenőrizni kell!**

A pillérek sarkainál 20mm-es sugarú lekerekítés szükséges.

[illegible]