



BUDAPESTI MŰSZAKI ÉS GAZDASÁGTUDOMÁNYI EGYETEM
HIDAK ÉS SZERKEZETEK TANSZÉK

A Kalocsa-Paks Duna-híd segédjárom építés alatti monitoring rendszer eredményeinek elemzése

Tudományos Diákköri Konferencia
2023

Szerző: Medveczki Réka

Konzulens: Dr. Kövesdi Balázs



Köszönetnyilvánítás

Szeretném megköszönni konzulensemnek, Dr. Kövesdi Balázsnak a folyamatos figyelmes segítségét mellyel munkám kísérte, valamint fontos észrevételeit, iránymutatásait és hogy bármikor fordulhattam hozzá kérdéseimmel.

Továbbá köszönöm Tímár Istvánnak, aki egyből segített, ha információra vagy dokumentumokra volt szükségem, Feczko Róbertnek, aki engedélyezte a betekintésem a projektbe, valamint Medveczki Istvánnak.



Tartalomjegyzék

1. Bevezetés.....	4
2. A híd bemutatása.....	6
2.1 Háttér/Előzmények.....	6
2.2 Műszaki adatok.....	6
2.3 Terhelési osztály.....	7
2.4 Alapozás.....	7
2.5 Felmenő szerkezet.....	8
2.6 Felszerkezetek rendszere.....	8
2.6.1 Bal- és jobbparti ártéri hidak felszerkezeti rendszere.....	8
2.6.2 Mederhíd felszerkezeti rendszere.....	8
2.7 Pilonok.....	9
2.8 Építéstechnológia.....	10
3. A vizsgált segédjárom bemutatása.....	11
4. Numerikus modell fejlesztés és validálás.....	12
4.1 08. zöm eredményeinek kiértékelése.....	16
4.2 10. zöm eredményeinek kiértékelése.....	19
4.3 14. zöm eredményeinek kiértékelése.....	22
5. Mért és számított adatok.....	25
5.1 Monitoring rendszer által szolgáltatott adatok.....	25
5.2 Vizsgált hőmérsékletváltozási teherkombinációk.....	29
6. Eredmények összehasonlítása, konklúzió.....	36
7. Felhasznált források.....	38



1. Bevezetés

Monitoring rendszerek alkalmazása újonnan épült hídszerkezeteken régóta ismert és általánosan elterjedt módszer a szerkezet viselkedésének folyamatos ellenőrzésére. Monitoring rendszer részét képezik általában többek között nyúlásmérő bélyegek, gyorsulásmérők, elmozdulásmérők, reakcióerőmérők, hőmérők (szerkezet vagy levegő), valamint szélességmérők. Építési segédszerkezeteken az ideiglenes monitoring rendszerek alkalmazása egyelőre nem általánosan elterjedt, mivel a monitoring rendszerek eredeti funkciója ezen szerkezetek esetén nem érvényesíthető, ami a híd állapotának értékelése, esetleges károsodások azonnali észlelése, mely segíti az Üzembentartót a híd hosszútávú fenntartásában. Azonban a segédszerkezeteken végzett mérésekre manapság egyre nagyobb az igény, mivel a hidak – és különösen a folyók feletti nagy fesztávolságú hidak – esetén a segédszerkezetek anyagszükséglete jelentős részét teszi ki a beruházás költségének. Ezért a segédszerkezetekre jutó igénybevételek pontos ismerete egyre fontosabb szempontot a Tervezők és Kivitelezők munkájában, melyre egy példát mutatok be a TDK dolgozatomban a Kalocsa – Paks Duna-híd építése közbeni segédjármokon végzett ideiglenes monitoring méréseken keresztül.

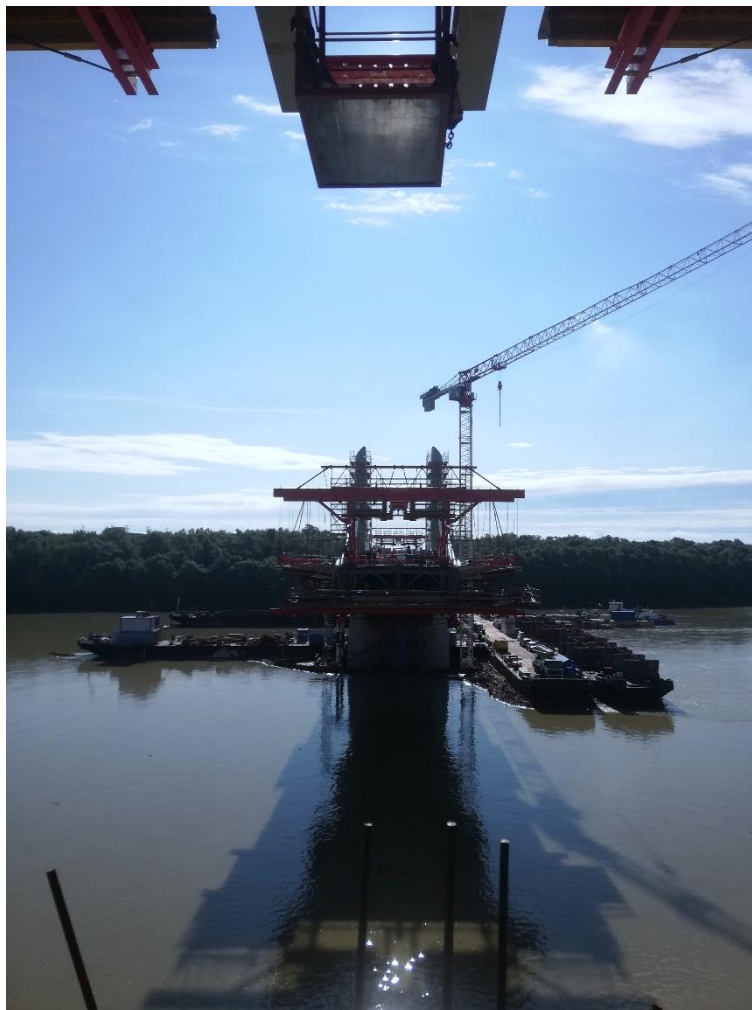
Hídépítési segédszerkezetekre – mint például segédjármok – jellemzően az építés időtartama alatt, vagy annak egy szakaszában van szükség. Mivel ezen szerkezetek ideiglenes szerkezetek, gazdaságilag fontos kérdés, hogy tervezésük és méretezésük során, milyen biztonsági szint elérése szükséges és elégséges. Ennek elemzésére és adatgyűjtés céljából lett kiépítve a Kalocsa-Paks Duna-híd építése során a két mederpillér melletti segédjármóra építés alatti monitoring rendszer, amelynek célja a segédszerkezetek építés közbeni valós igénybevételeinek, reakcióerőjének és ezáltal viselkedésének, kihasználtságának és megbízhatóságának vizsgálata.

A segédjármokra telepített ideiglenes monitoring rendszert a Kalocsa-Paks Duna-híd esetében a levegő hőmérsékletét mérő hőmérő, illetve nyúlásmérő bélyegek alkotják. A nyúlásmérő bélyegekből a segédjármóban keletkezett reakcióerő számítható. Az eredmények a hid.def.hu oldalon grafikonos formában vannak megjelenítve. A monitoring rendszer mérési eredményei



jellemzően összhangban vannak a tervező által tett feltételezésekkel és a számított-mért reakcióerők jó egyezést mutatnak, azonban nem várt kisebb ingadozások is megfigyelhetők napi szinten a szerkezet összesített reakcióerő diagramján, melynek oka feltehetően a szerkezet (egyenlőtlen) hőmérséklet változása lehet. Dolgozatomban erre szeretnék pontosabb magyarázatot találni. Ehhez AxisVM programban felépítettem a híd modelljét, majd ezen különböző hőmérsékleti hatásokat működtetve, vizsgáltam a szerkezet viselkedését.

Dolgozatom megírásához nagy segítséget jelentett, hogy a szakmai gyakorlatomat itt végeztem idén nyáron a híd kivitelezésénél (1. ábra). Ez idő alatt végig követhettem a híd különleges blokkos építésének folyamatát 2 teljes zöm megépítése alatt, végigkísértem a segédjárműrendszerek építését, valamint figyelemmel követtem és elemeztem a monitoring rendszer működését.



1. ábra: Kilátás a Kalocsai oldalra a 6. támasz meder oldali konzoljáról.



2. A híd bemutatása

2.1 Háttér/Előzmények

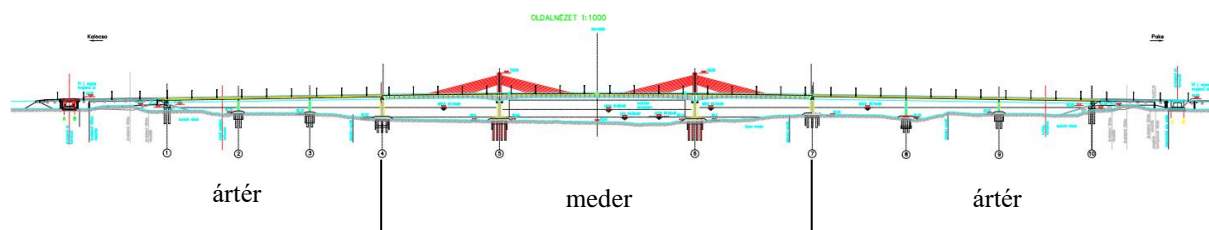
A Kalocsa és Paks térségében tervezett új Duna-híd (2. ábra) megépítéséről a kormány 2015-ben döntött. A beruházás nemzetgazdasági szempontból kiemelt jelentőségű közlekedési infrastruktúra beruházásnak minősül. A híd egy nagyobb projekt keretén belül kerül megvalósításra, melynek része még a kapcsolódó úthálózat tervezése és kivitelezése is.



2. ábra: Paks – Kalocsa új Duna-híd látványképe építés alatt.

2.2 Műszaki adatok

A Kalocsa–Paks Duna-híd szerkezetileg, egy 3 különböző egységből álló műtárgy, melyet a 2. ábra mutat be oldalnézetből. Részei a balparti ártéri híd, hossza 220,10 m, a mederhíd (Duna főági híd), mely 440,00 m, valamint a jobbparti ártéri híd 286,10 m hosszon. A szerkezetek összesen egy 946,2 m hosszú hidat alkotnak.



3. ábra: Paks – Kalocsa új Duna-híd oldalnézete.



A hídon a 2x1 forgalmi sáv, valamint a hidak két külső oldalán kétirányú kerékpárút került átvezetésre. A forgalmi sávok tervezési sebessége 90 km/h, a kerékpárutaké 20 km/h. A teljes híd vízszintes vonalvezetés egyenes, függőleges/magassági vonalvezetése a meder hídnak egy $R=14000$ m domború lekerekítés, melynek tetőpontja a mederhíd közepére került. Az ártéri hidak a hídfőktől a közös pillérekig 1,57 %-kal emelkednek.

A híd nyílásbeosztásai geometriai, hajózási, hidraulikai és statikai megfontolások alapján lettek felvéve. A híd 10 helyen van alátámasztva. Az alátámasztások tengelye és a hídtengely minden esetben 90° -os szöveget zár be.

Saruk támaszközei:

Balparti ártéri híd			Duna főági híd			Jobbparti ártéri híd		
73 m	73 m	73 m	119 m	200 m	119 m	95 m	95 m	95 m

Szabad nyílások:

Balparti ártéri híd			Duna főági híd			Jobbparti ártéri híd		
70,40 m	70,60 m	71,15 m	116,25 m	196,00 m	116,25 m	93,15 m	92,60 m	92,40 m

2.3 Terhelési osztály

A hidak a Magyarországon jelenleg érvényes Útügyi Műszaki Előírás (e-UT 07.01.12) szerinti „A” jelű hasznos terhelésre lettek méretezve, figyelembevéve a földrengés, valamint a széldinamikai hatásokat is.

2.4 Alapozás

Nagyátmérőjű fűrt cölöpalapozás készült a pillérek alatt. A modellben ezt helyettesítve vonalmenti befogásként modelleztem a pillér alsó síkjában, illetve a segédjárom cölöpeinél a Duna mederfenék szintjének magasságában.



2.5 Felmenő szerkezet

A pillérek tömör felmenőfalas szerkezetűek. A pillér falazatok alaprajzi értelemben elől-hátul csúcsíves kialakításúak. A pillérek tetején kerültek kialakításra a saruzsámolyok. A jégzajlásnak kitett pillérek gránit orrkő burkolattal készülnek.

2.6 Felszerkezetek rendszere

2.6.1 Bal- és jobbparti ártéri hidak felszerkezeti rendszere

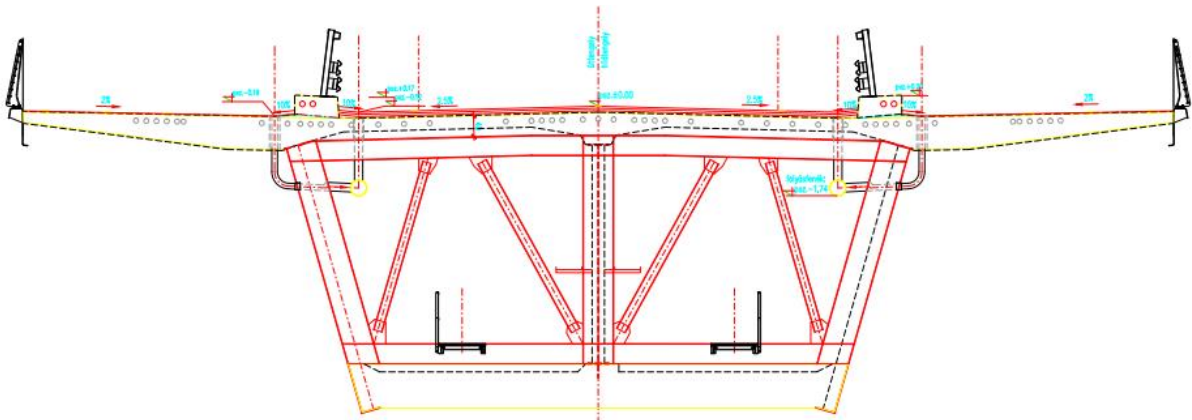
Az ártéri hidak egyaránt ortotróp pályalemezes, párhuzamos övű, többtámaszú, folytatólagos, két főtartós, ferde gerincű, egy cellás acél szekrénytartós gerendahidak.

2.6.2 Mederhíd felszerkezeti rendszere

A mederhíd felszerkezete háromnyílású, kétcellás szekrénytartós, öszvér keresztmetszetű extradosed típusú híd. Jellemző keresztmetszetét a 3. ábra mutatja be. A híd főtartója kétcellás szekrénytartó, amelynek ferde oldalfalait és középső falát acél trapéz hullámlemez gerincek, alját vasbeton fenéklemesz, felső részét mindkét oldalon konzolos kialakítású vasbeton pályalemez alkotja.

A felszerkezet az építési állapotban és az állandó igénybevételeknek megfelelően hosszirányban tapadóbetétes kábelekkel feszített vasbeton pályalemezzel, illetve fenéklemeszszel, a hasznos teher igénybevételeinek megfelelően pedig a szekrényekben szabadon vezetett csúszókábeles feszítéssel lett kialakítva. A felszerkezet nyomatékai teherbírásának növelésére zömönkénti lehorgonyzással a pilonok két oldalán 10-10 db extradosed kábel kerül beépítésre. A kábelek lehorgonyzása a pályalemez konzol alatt kialakított vasbeton lehorgonyzó tömböknél történik.

A szekrénytartó magassága az állandó magasságú szakaszokon úttengelyben mérve 3,50 m. Az 5. és 6. mederpillérektől mért 32,50 m-re (az extradosed kábel lehorgonyzások szakaszáig) a szekrénytartó magassága változó, a mederpillérek felett 6,50 m. A pályalemez és a fenéklemesz vastagsága minimum 25 cm. A fenéklemesz vastagsága változó, 70-25 cm. A pályalemez konzolok vastagsága változó, 55-20 cm. A pályalemez szélessége 18,70-22,70 m, a fenéklemesz szélessége 10,50-8,83 m között változó. A konzolhossz változó, 3,11-5,29 m.



4. ábra: Mederhíd jellemző keresztmetszete.

A trapézlemezgerincű keresztmetszet keresztirányú merevségét (az 5 m-es építési zömhossznak megfelelően) 5 méterenként beépítésre kerülő, a gerinclemezekkel egybeépített acélszerkezetű keresztartók biztosítják, melyeket a modellben merev testekkel helyettesíttem.

Az 5. és 6. pillérekre a mederhíd felszerkezete 3 ponton saruval támaszkodik fel. A 4. és 7. közös pillérekre mind az ártéri híd, mind a mederhíd feltámaszkodik. Az ártéri híd végkeresztartója 2, a mederhíd végkeresztartója 3 saruval van megtámasztva. Az elkészült mederhíd fix támasza az 5. pillérnél található, építési állapotban azonban minden alátámasztás hosszirányban fix megtámasztás.

2.7 Pilonok

A pilonok párhuzamos, kétoszlopos kialakítású monolit vasbeton szerkezetek, amelyek a felszerkezet támaszkeresztartóival egybeépítve készültek.

A pilonok a támaszkeresztartón keresztül sarukon támaszkodnak a mederpillérekre. A pilonok magassága 21,80 m az úttengelyben vett pályalemez szinttől mérve. A pilonok teteje ferdén lecsapott. A pályalemez szintje felett az oszlopok íves keresztmetszetűek, befoglaló méretük 4,00x2,00 m. A pilonokhoz oldalanként 10-10 db extradosed kábel kerül rögzítésre. A pilonok felső szakasza a kábel lehorgonyzások környezetében tömör keresztmetszetű. A passzív lehorgonyzás a pilon felületén kívül kerül elhelyezésre, a kábelek nem kerülnek átvezetésre a pilonon.



2.8 Építéstechnológia

Az alapozás és a pillérek elkészülte után a felszerkezet építése a két mederpillérről az 5. és 6. pillérektől indítva, párhuzamosan, szabadbetonozással épül a parti indító/zárózömöket leszámítva. A technológia lényege, hogy az indító zömhöz zsaluzókocsik használatával az indító zöm mindkét oldalán egyidőben építenek egy-egy újabb zömöt, majd a beton kellő szilárdságának elérése után feszítő kábelekkel összefeszítik az elkészült szakaszt. Ezután a zsaluzókocsikat előre tolják az elkészült zömök végére, a következő zömök építési pozíciójába, majd a folyamatot ismételve megépítik a zömöket egészen a parti és a mederközépi zárásig.

Az építés alatti felszerkezet stabilizálásához segédjármok használata volt szükséges, melyeket a szélső nyílásokban építettek, a középső nyílást így szabadon hagyva a hajózási forgalom számára. A klasszikus szabadbetonozás – a híd extradosed szerkezeti jellege miatt – kiegészül a zömök kábeles felkötésével a pilonokra. A mérlegegyensúly megtartásához minden műveletet először a partok felőli ágakon kell elvégezni, majd utána a mederágakon. Egy építés közbeni állapotot mutat be az 5. ábra.



5. ábra: Acélszegmens pályalemezre emelése

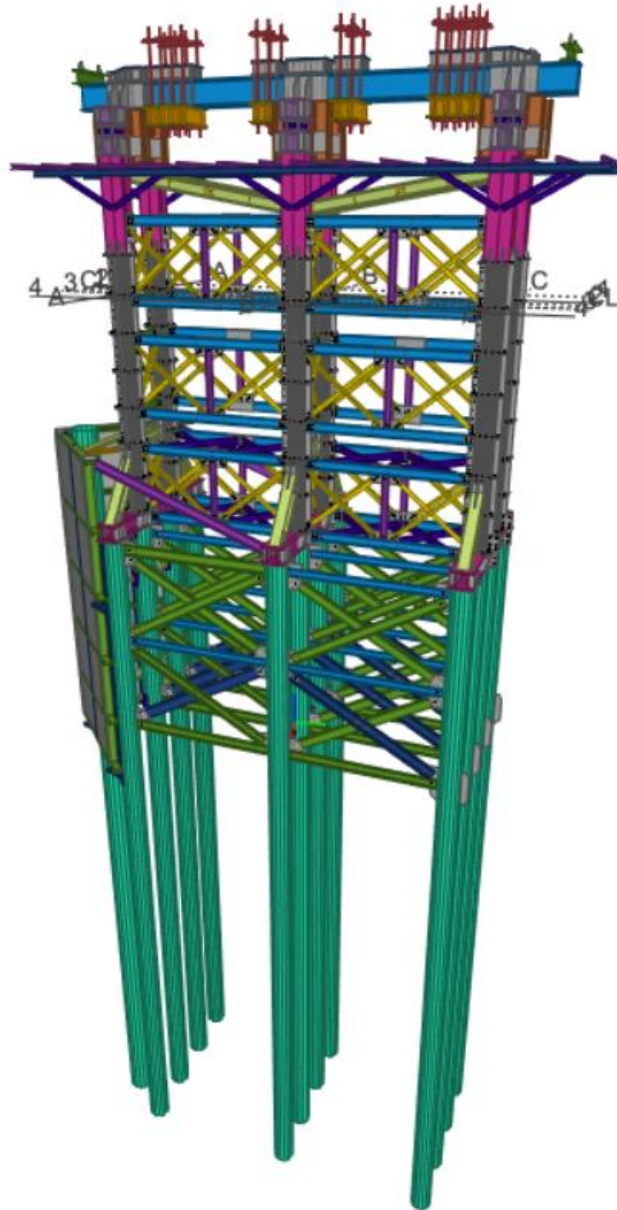


3. A vizsgált segédjárom bemutatása

Az SJ1-5 és SJ1-6 jelű meder-segédjármok a híd P07 építési egységeinek alátámasztásával a mederhíd építése során a hídágak egyenlőtlen terheinek hatásából adódó igénybevétel ellensúlyozása céljából, a fellépő függőleges húzó és nyomó- illetve vízszintes oldalirányú erők felvétele érdekében kerültek megépítésre. Az SJ1-5 segédjárom az 5. pillér tengelyétől, SJ1-6 a 6. pillér tengelyétől egységesen 7 zömre (indítózöm fele + 6 zöm + 7. zöm fele), tehát 35 méterre, part irányba található.

A segédjáromok alapját 12 db (3x4 elrendezésű) 22.5 m hosszú 630x9 mm méretű acélcölöp biztosítja, ezen kívül további 1 db cölöp kerülne leverésre a jármok befolyási oldalain a hullámterelő és uszadékterelő szerkezet rögzítése céljából.

Az andráskeresztekkel merevített cölöpökre egy több mint 10 m magas járomblokk szerkezet került, melynek függőleges vázát 7 db 1 méteres merevített csőszelvény blokk adja, majd ezek felett dupla HEB 400 szelvényekkel folytatódik. A járomblokk szintén andráskereszt rácsozással merevített. Az oszlopok felett magasságilag duplán elhelyezett HEB 340 gerendák és az ezek között elhelyezkedő máglya elemek és hidraulikus emelőajtók, illetve a hézagoló lemezek biztosítják a szerkezet magassági beállítását.



6. ábra: Segédjárom geometriája



A járomblokk felett, híd tengely irányban 3 db 5.50 m hosszú dupla HEB 400 teherelosztó gerendák biztosítják a járomblokk feletti szerkezetről a teherelosztást. A hídszerkezet függőleges nyomóerőre (mértékadó terhelés: 7500 kN) történő teherátadást a teherelosztó gerendák felett a híd szélső gerinclemezei alá beépítendő, az övlemez geometriájához igazodó, illetve a híd fenéklemézéséhez feszítőrudakkal rögzítendő alátámasztó szerkezet biztosítja. A függőleges húzó reakcióerők (mértékadó terhelés: 3300 kN) a járom felmenő oszlopok és a híd fenéklemeze között oldalanként 4-4 db, 36 mm átmérőjű Dywidag feszítőrudak segítségével kerültek felvételre. A vízszintes irányú reakcióerők (mértékadó terhelés: 1300 kN) a híd övlemezéről a felső alátámasztó szerkezet nyírófogára adódnak, majd azok további felvételét az alsó teherelosztó gerendára rögzített függőleges HEB 300, oldalirányú erőt felvevő gerendák biztosítják.

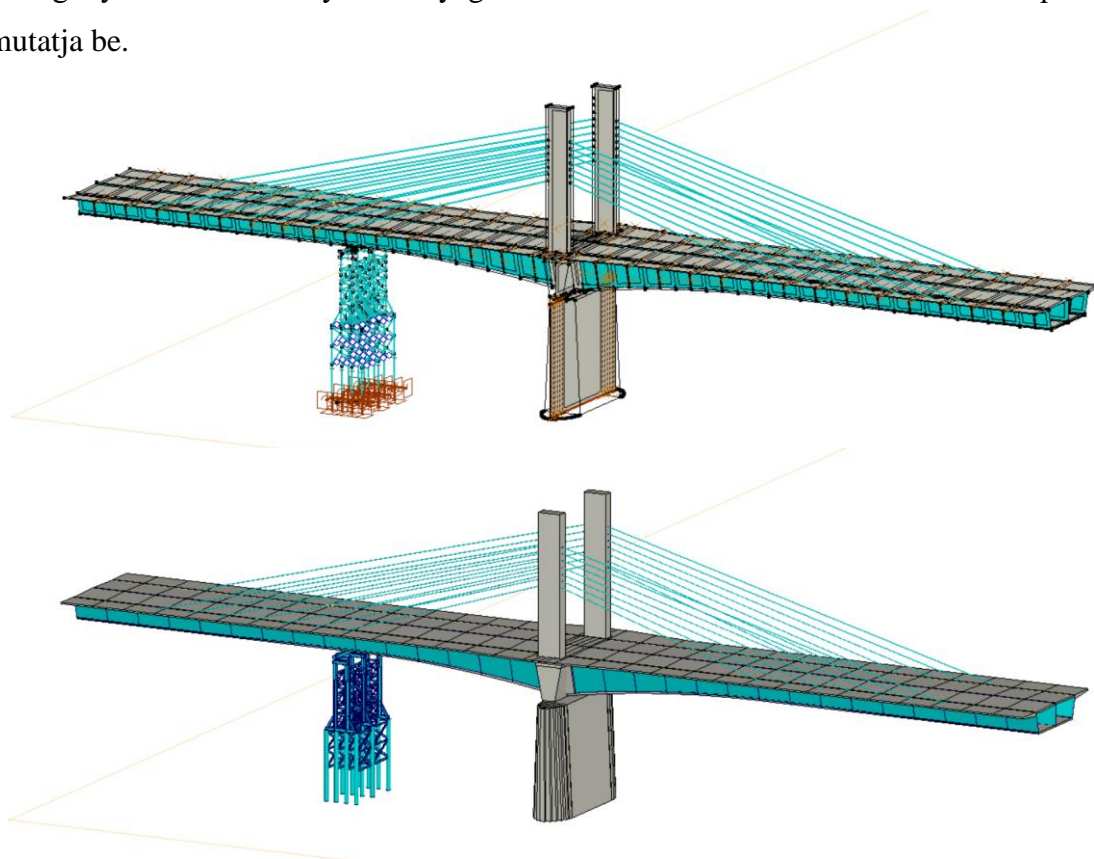
Segédjáromra jutó terhelések a következők:

- önsúly,
- híd reakcióerői,
- vizsgálójárda hasznos terhe,
- jégzajlás,
- hidrodinamikus teher,
- szélteher.



4. Numerikus modell fejlesztés és validálás

Munkám során AxisVM programban felépítettem a híd aktuális állapotát építési fázisonként (bár a híd, tengelyére szimmetrikusan épül a mederpillérekről, modellemben az 5. támasz, illetve az ahhoz tartozó segédjármot építettem fel). A modellben a valósághoz képest több egyszerűsítést végeztem. A pályalemezt vízszintesnek feltételeztem, elhanyagolva ezáltal a $R=1400$ m sugarú körívet, a szelvények teljes magasságának megtartása mellett. A pilonokat terület és inercia alapján megegyezően, de a valós keresztmetszet helyett téglalap keresztmetszettel helyettesítettem. A ferdekábeleket a pászmáik darabszáma, keresztmetszeti területe, valamint rugalmassági modulusa alapján vettem fel, a modellben húzott rúdként modelleztem és tömör keresztmetszettel vettem fel megfelelő EA értékkel. A gerinclemezeket trapézlemez helyett, a nyírési merevségek arányának figyelembevételével átranszformálva sík lemezként modelleztem, a vasbeton szerkezeti részek (fenéklemez és pályalemez) teljes térfogatát betonként definiáltam. A tapadóbetétes feszítőkábeleket és az ezekhez tartozó lehorgonyzó tömbök önsúlyát elhanyagoltam a modellben. A numerikus modell képét a 7. ábra mutatja be.



7. ábra: Hídszerkezet és segédjármot numerikus modellje



A modell validálásához a segédjárom és a 15. zöm közötti szakaszon 3 zömnél (8-as, 10-es és 14-es zömök) a betonozások önsúlyából származó terhelést működtettem a szerkezeten, majd az ezekből keletkező reakcióerőket összevettem a tervezők által meghatározott értékekkel, illetve az adott munkafolyamatoknál mért valós értékekkel. A terhek nagyságát az adott zöm pálya/fenéklemez vasmennyiségének, valamint teljes térfogatának ismeretében számoltam ki.

A betonozások sorrendje a libikóka elv miatt: parti fenéklemez, meder oldali fenék lemez, majd parti pályalemez, végül meder oldali pályalemez. A számítási és a mérési eredményeket táblázatos formában mutatom be több betonozási ütem esetére a következő fejezetekben. A táblázatban feltüntettem az egyes cölöpökön általam számított reakcióerőket, melyek kizárólag az újonnan betonozott zöm frissbeton súlyából származó reakcióerők (a korábbi építési fázisok során elkészült szerkezetek önsúlyából származó reakcióerőket nem tartalmazza, mivel a reakcióerő-változásokat akartam összehasonlítani a mérési eredményekkel, valamint a tervezői számításokkal).

Mind a számított, mind a modellen megfigyelt értékek alapján látható, hogy amint a betonozás (pálya- és fenéklemez esetében is) mindkét oldalon befejeződött, az egyensúly újra fennáll és közel kiejti egymást a két reakcióerő változás értéke. Az értékelés során így nem a teljes reakcióerőkkel végzem az összehasonlítást, hanem a betonozásokból eredő reakcióerő változásokkal, melyeket így betonozási fázisonként külön-külön tudtam kiértékelni.

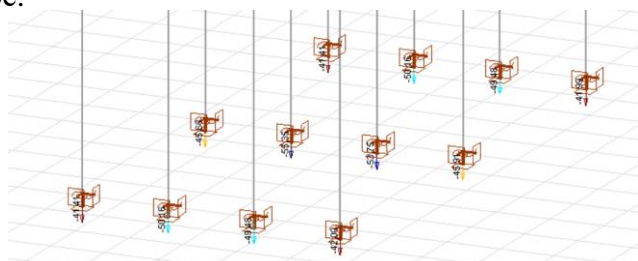
Jelölés: M/P – Meder / part oldal

08-15 – Zöm sorszám

f/p – fenék / pályalemez

A numerikus modellben a cölöptalpak befogásánál mért R_z reakcióerőket összeadva kaptam meg azt a szumma reakcióerőt, amit később összevettem a tervező által számított, valamint a mért értékekkel, egy példát a 8. ábra mutat be.

8. ábra: Számított reakcióerők és lehajlási ábra a 8-as zöm betonozása során.

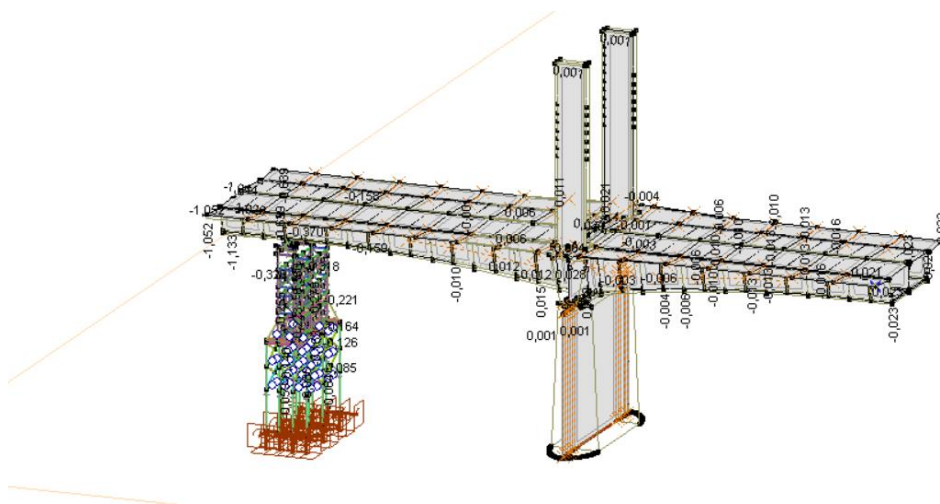




4.1 08. zöm eredményeinek kiértékelése

A 8-as zöm esetén a számítás és a mérések eredményeit a 9-12. ábrák mutatják be. A táblázatokban rendre bemutatom a számított reakcióerők értékét, melyek összege adja meg a felszerkezetről a segédjáromra jutó összegzett reakcióerő értékét. Ennek értékét lehet összehasonlítani a tervezői számítások, valamint a mérési eredmények értékeivel, melyet mind a fenéklemez, mind a pályalemez betonozása esetén is megtettem.

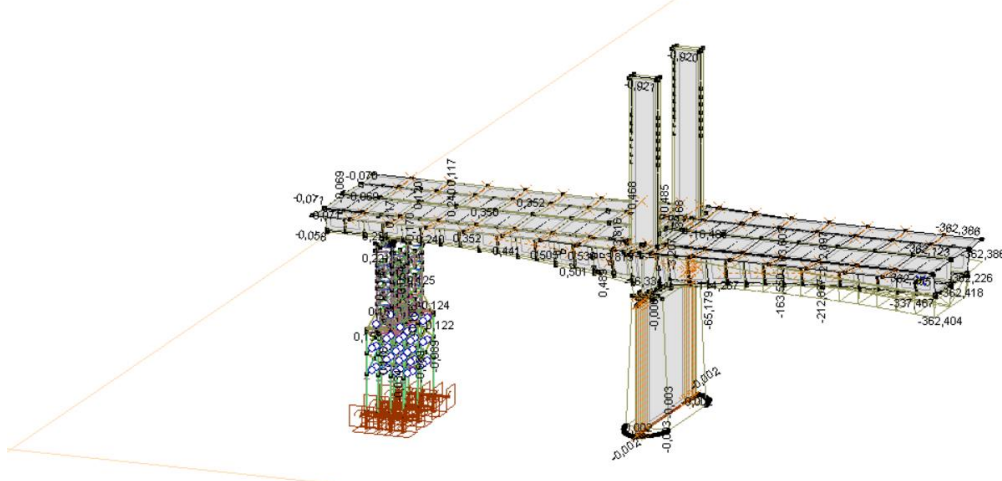
P08-f			
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
-45,55	-55,18	-54,43	-46,19
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
-50,25	-60,89	-61,30	-50,50
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
-45,55	-55,18	-54,43	-46,20
Szumma Axis:	-625,64 kN		
Tervezői számítás:	-751 kN	Arány:	0,83
Valóságban mért:	-750 kN		0,83



9. ábra: P08 fenéklemez betonozásából származó lehajlás

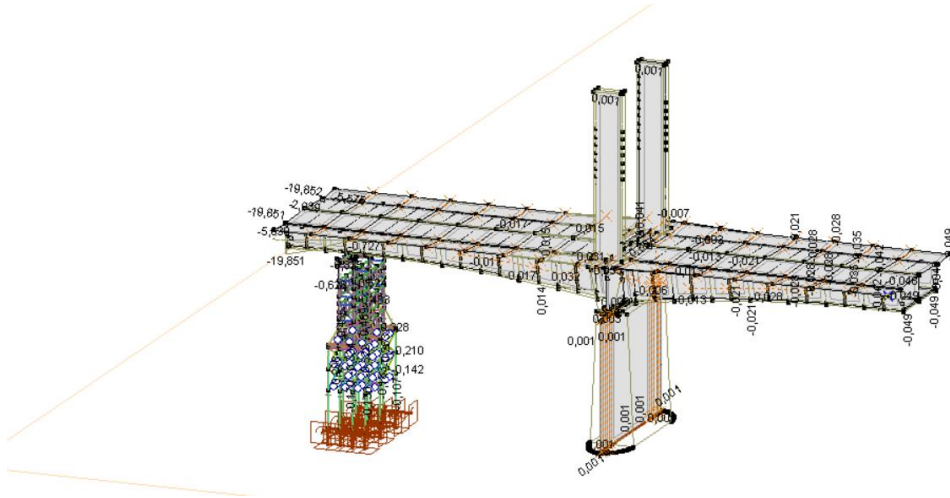


M08-f				
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif	
47,86	55,48	50,84	41,13	
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz	
52,24	61,67	54,76	44,97	
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef	
47,84	55,45	50,83	41,13	
Szumma Axis:	604,20 M08-f			
Tervezői számítás:	669 kN		Arány:	0,90
Valóságban mért:	950 kN			0,64



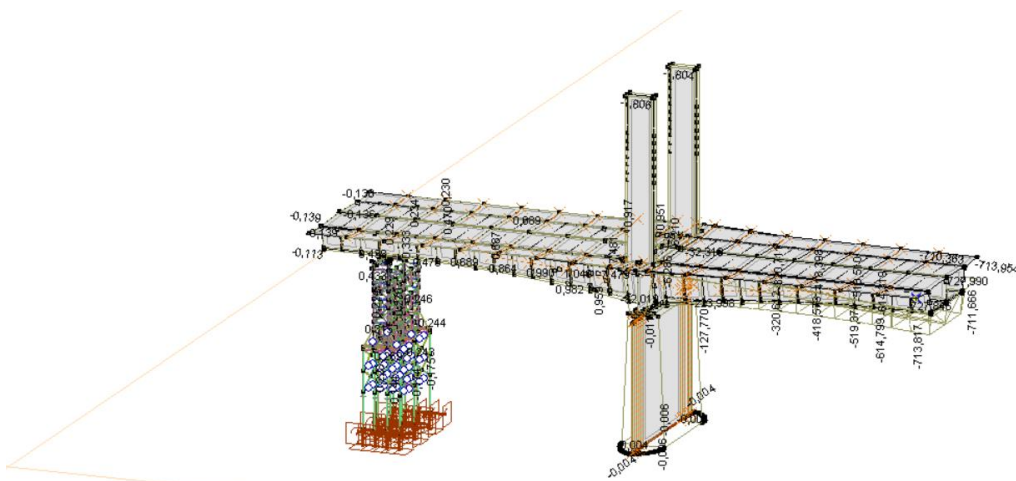
10. ábra: M08 fenéklemez betonozásából származó lehajlás

P08-p				
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif	
-89,30	-108,13	-106,71	-90,52	
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz	
-98,55	-119,38	-116,01	-99,07	
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef	
-89,30	-108,12	-106,70	-90,53	
Szumma Axis:	-1222,31 kN			
Tervezői számítás:	-1383 kN		Arány:	0,88
Valóságban mért:	-1200 kN			1,02



11. ábra: P08 pályalemez betonozásából származó lehajlás

M08-p				
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif	
98,22	108,76	99,67	80,63	
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz	
103,43	120,89	107,34	88,15	
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef	
93,79	108,71	99,64	80,63	
Szumma Axis:	1189,86 kN			
Tervezői számítás:	1328 kN		Arány:	0,90
Valóságban mért:	1300 kN			0,92



12. ábra: M08 pályalemez betonozásából származó lehajlás



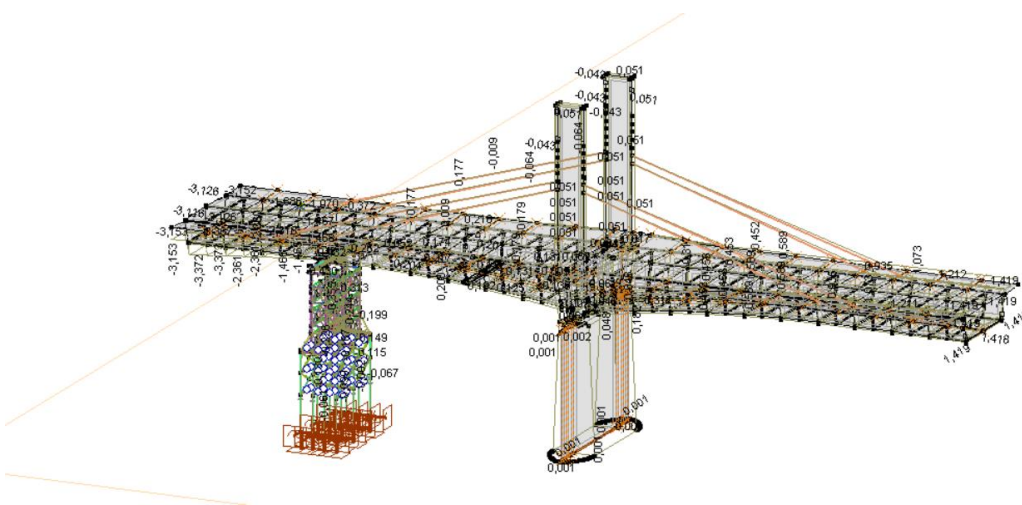
Összegzésként az alábbi táblázat eredményei alapján látható, hogy a mért és a számított eredmények között a jellemző arányszám 85-88%, mely jó egyezésnek mondható.

Teljes zöm átlagos aránya	
Tervezői számítás:	88 %
Valóságban mért:	85 %

4.2 10. zöm eredményeinek kiértékelése

A 10-es zöm esetén a számítás és a mérések eredményeit a 13-16. ábrák mutatják be az előzőekkel azonos szisztéma szerint.

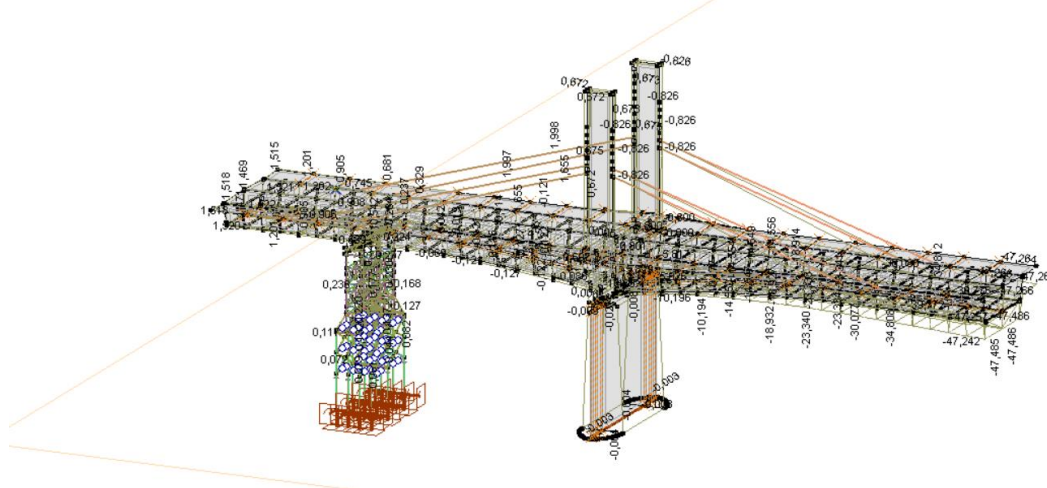
P10-f			
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
-40,11	-49,15	-47,84	-41,07
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
-44,38	-54,62	-51,57	-44,75
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
-40,11	-49,14	-47,84	-41,08
Szumma Axis:	-551,65 kN		
Tervezői számítás:	-628 kN	Arány:	0,88
Valóságban mért:	-650 kN		0,85



13. ábra: P10 fenéklemez betonozásából származó lehajlás

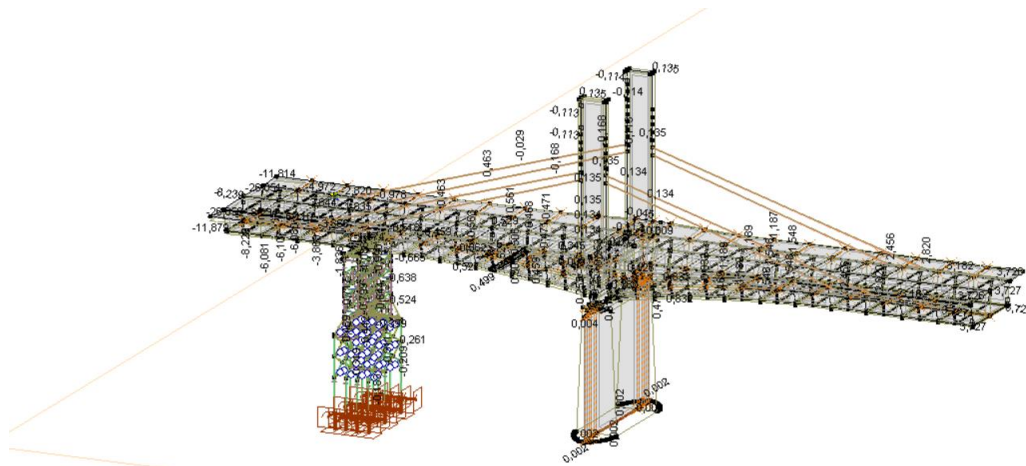


M10-f				
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif	
42,28	49,34	45,47	37,07	
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz	
46,64	54,86	48,94	40,49	
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef	
42,26	49,31	45,44	37,05	
Szumma Axis:	539,15 kN			
Tervezői számítás:	627 kN		Arány:	0,86
Valóságban mért:	760 kN			0,71



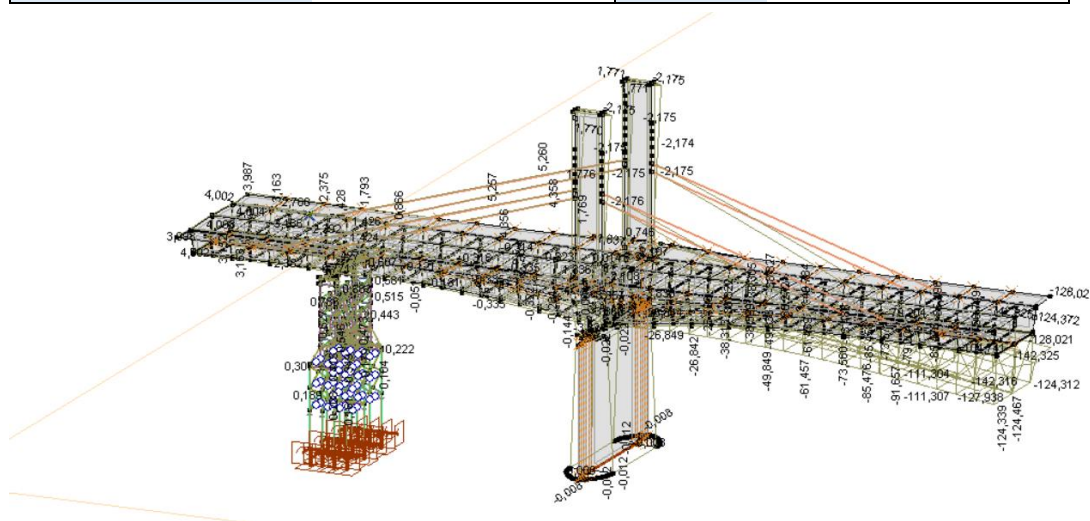
14. ábra: M10 fenéklemez betonozásából származó lehajlás

P10-p				
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif	
-105,61	-129,41	-125,96	-108,12	
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz	
-116,85	-143,80	-135,75	-117,82	
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef	
-105,60	-129,38	-125,95	-108,14	
Szumma Axis:	-1452,39 kN			
Tervezői számítás:	-1598 kN		Arány:	0,91
Valóságban mért:	- kN			-



15. ábra: P10 pályalemez betonozásából származó lehajlás

M10-p			
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
111,32	129,90	119,70	97,58
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
122,81	144,45	128,85	106,62
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
111,28	129,83	119,66	97,57
Szumma Axis:	1419,55 kN		
Tervezői számítás:	1595 kN	Arány:	0,89
Valóságban mért:	- kN		-



16. ábra: M10 pályalemez betonozásából származó lehajlás



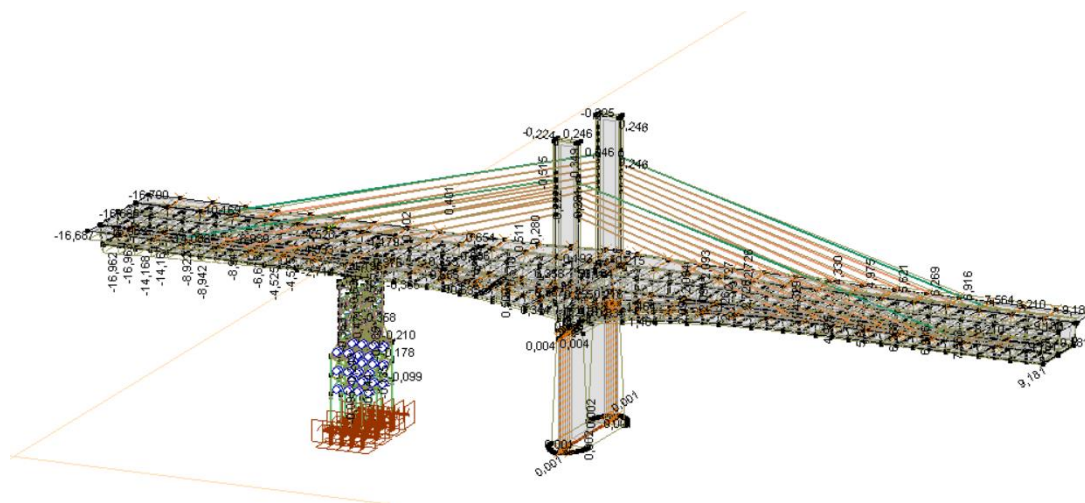
Összegzésként az alábbi táblázat eredményei alapján látható, hogy a modell és a számított eredmények között a jellemző arányszám itt is 88%, mely jó egyezésnek mondható.

Teljes zöm átlagos aránya	
Tervezői számítás:	88 %
Valóságban mért:	- %

4.3 14. zöm eredményeinek kiértékelése

A 14-es zöm esetén a számítás és a mérések eredményeit a 17-20. ábrák mutatják be az előzőekkel azonos szisztéma szerint.

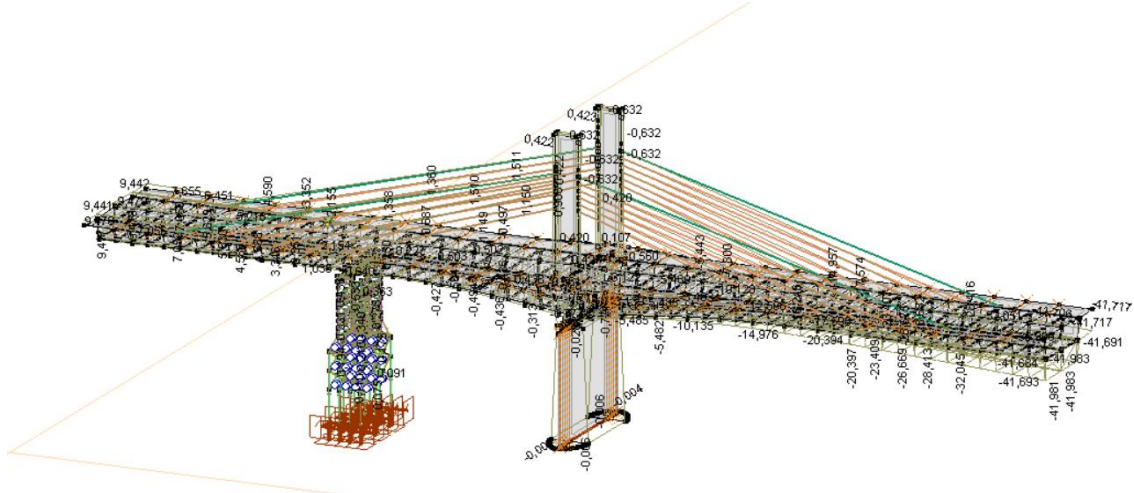
P14-f			
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
-56,36	-69,87	-66,95	-58,15
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
-62,55	-78,19	-71,5	-63,11
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
-56,34	-69,85	-66,94	-58,15
Szumma Axis:	-777,96 kN		
Tervezői számítás:	-975 kN	Arány:	0,80
Valóságban mért:	-989 kN		0,79



17. ábra: P14 fenéklemez betonozásából származó lehajlás

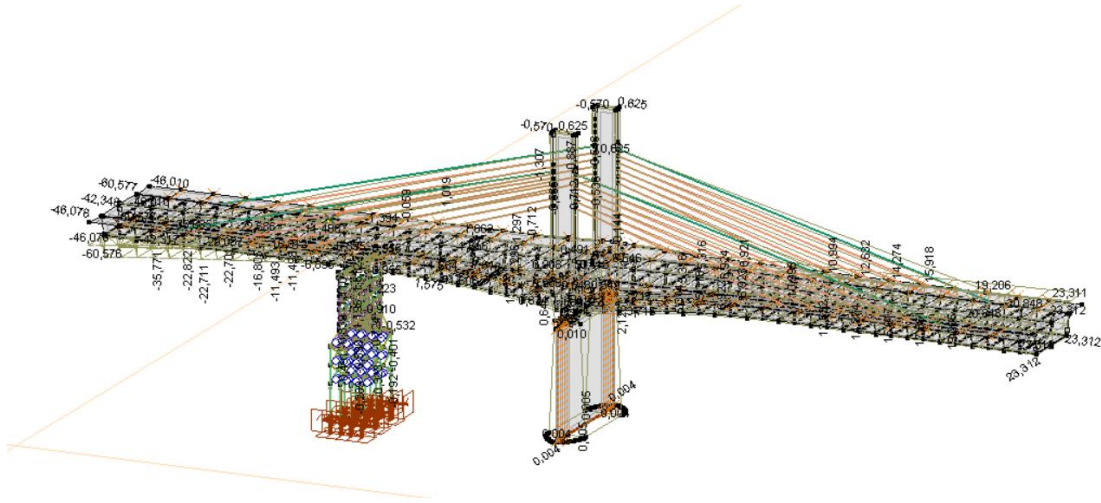


M14-f				
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif	
59,57	70,01	64,90	53,33	
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz	
65,76	77,89	69,82	58,24	
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef	
59,55	69,98	64,88	53,33	
Szumma Axis:	767,26 kN			
Tervezői számítás:	841 kN		Arány:	0,91
Valóságban mért:	1073 kN			



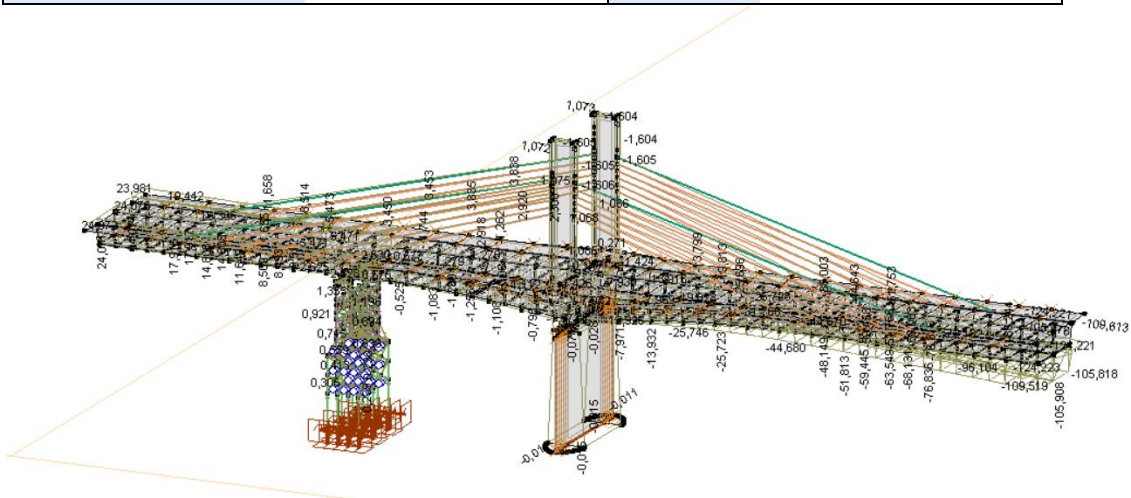
18. ábra: P14 fenéklemez betonzásából származó lehajlás

P14-p				
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif	
-143,15	-177,45	-170,05	-147,69	
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz	
-158,88	-198,58	-181,62	-160,29	
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef	
-143,11	-177,40	-170,02	-147,71	
Szumma Axis:	-1975,95 kN			
Tervezői számítás:	-2240 kN		Arány:	0,88
Valóságban mért:	-2127 kN			



19. ábra: P14 pályalemez betonozásából származó lehajlás

M14-p			
p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
151,31	177,81	164,83	135,46
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
167,03	197,84	177,33	147,92
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
151,26	177,74	164,78	135,46
Szumma Axis:	1948,77 kN		
Tervezői számítás:	2235 kN	Arány:	0,87
Valóságban mért:	2072 kN		0,94



20. ábra: M14 pályalemez betonozásából származó lehajlás



Összegzés:

Teljes zöm átlagos aránya	
Tervezői számítás:	87 %
Valóságban mért:	84 %

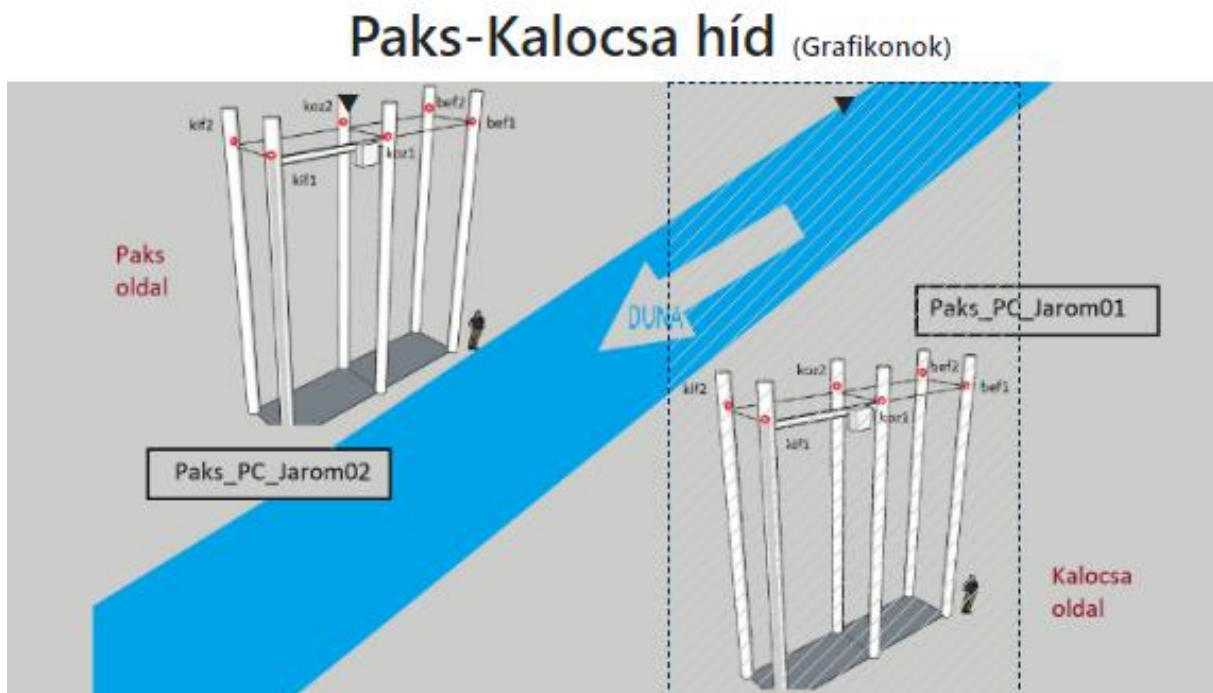
Az eredményekből látható, hogy a modellben a segédjármon a betonozásokból származó igénybevételek, a számított értékek közel 90%-át adják következetesen. Az egyes terhelésekre a modell elmozdulása a vártnak megfelelően működött. Ezek alapján meggyőződtem róla, hogy az általam készített numerikus modell a terveknek és a mérési eredményeknek megfelelően működik kellő pontossággal, így a numerikus modellt validálnak tekintettem és alkalmasnak arra, hogy a következő fejezetben a hőmérsékletváltozás hatását elemezzem a numerikus modell segítségével.



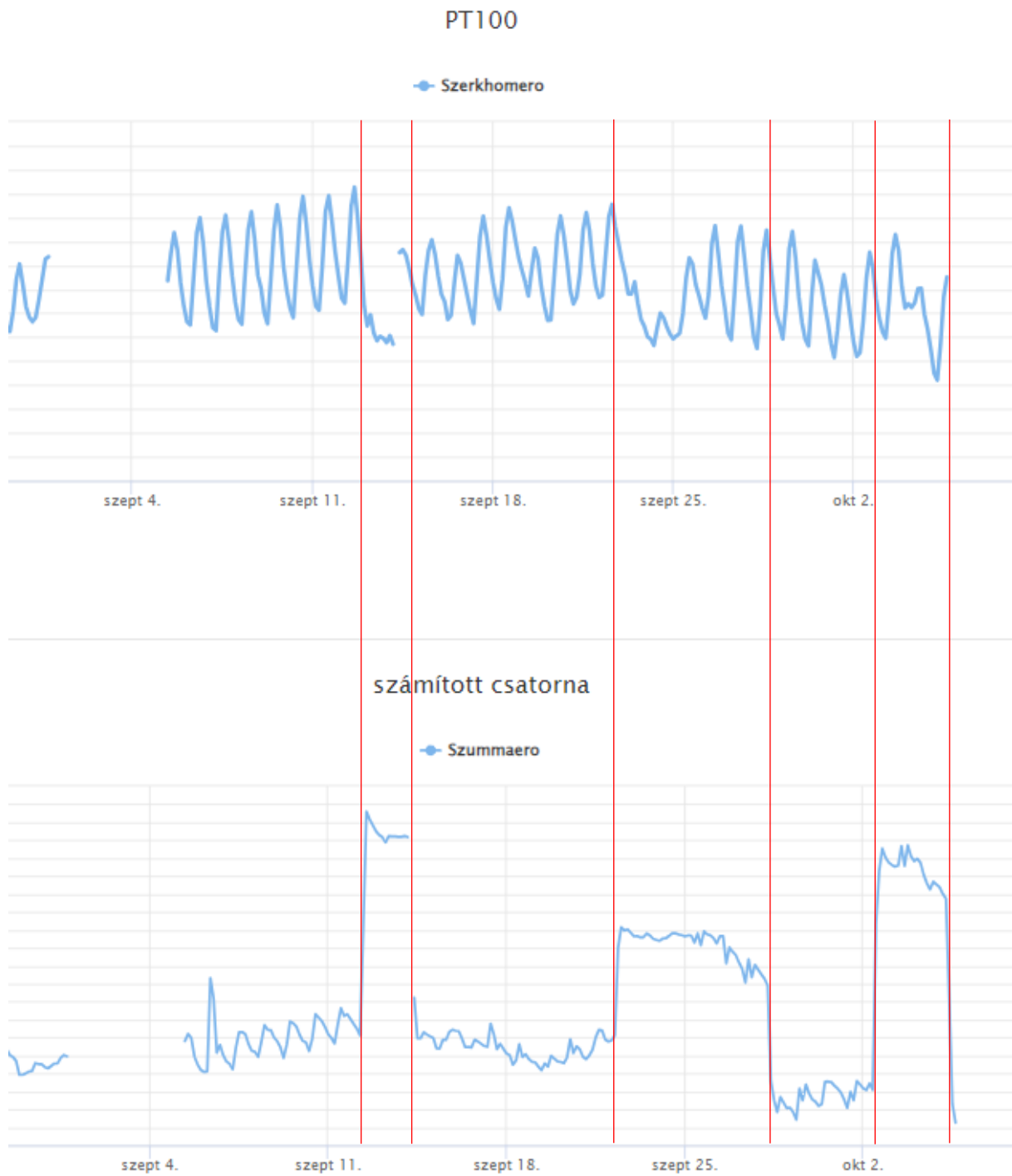
5. Mért és számított adatok

5.1 Monitoring rendszer által szolgáltatott adatok

A segédszerkezet ideiglenes monitoring rendszerének eredményei, a hid.def.hu oldalon grafikonos formában elérhetőek (példát a 21. ábra mutat), a mért reakcióerők tetszőleges időintervallumokban kiértékelhetők, lekérdezhetők, diagramokon ábrázolhatók a mért hőmérsékletváltozásokkal együtt. Egy hónapos intervallumra az egyik segédjárom mért reakcióerő és hőmérsékletváltozási diagramját a 22. ábrán mutatom be. A szumma erő diagramon jól láthatóan megjelenik mikor történt betonozás (ezeket piros függőleges vonallal jelöltem az ábrán), illetve látható az építési fázisok között nagyobb terhek mozgatása is a pályalemezen (pl. szeptember 6-án). Ugyanakkor kisebb reakcióerő-ingadozás is megfigyelhető nap mint nap (rendszeres periodicitással), mely feltehetőleg az egyenlőtlen hőmérsékletváltozásnak tudható be. Összevetve ezeket a hőmérséklet mérésekkel, jelentős hasonlóságot lehet megfigyelni a napi hőmérsékletváltozás, valamint a reakcióerőváltozások között.



21. ábra: User interace az ideiglenes monitoring rendszer eredményeinek megjelenítésére.



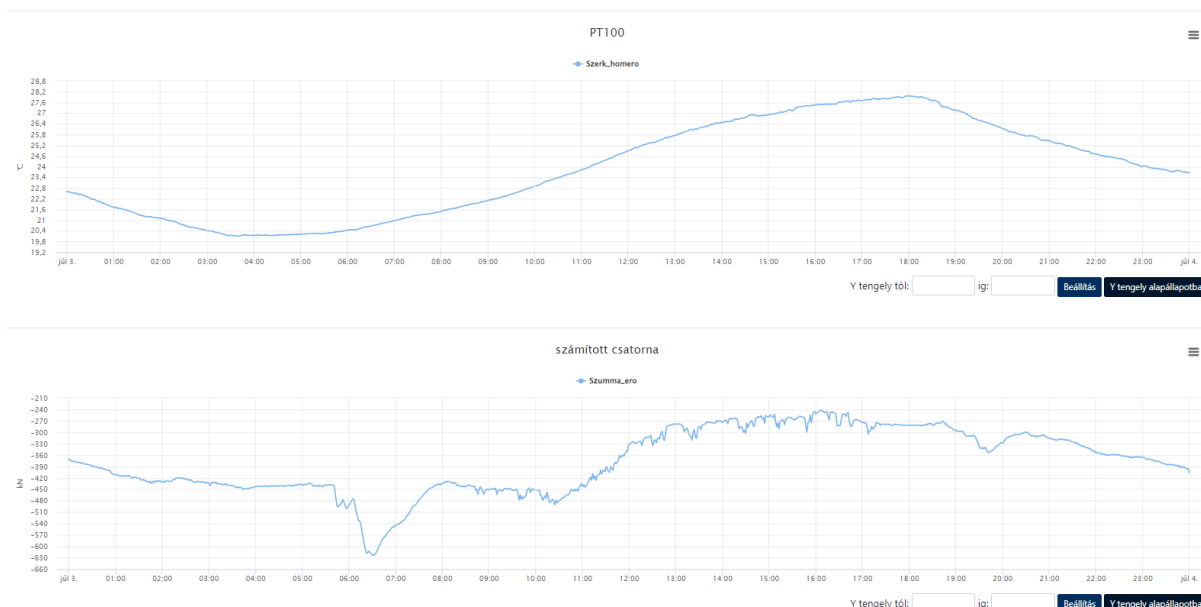
22. ábra: Mért hőmérsékletváltozások és reakcióerő-változások diagramja 1 hónapos intervallumban.



A 22. ábrán látható nagy reakcióerő ugrások a betonozás során keletkező reakcióerő változások. Ezeket értékeltem ki és alkalmaztam a numerikus modell validálásához. A napon belüli kisebb reakcióerő változásokat is kiértékeltem és összehasonlítottam a mért hőmérsékletváltozások értékeivel. A kiértékelés alapján (de a fent bemutatott grafikonon is) egyértelműen látható a hőmérséklet, illetve reakcióerő ingadozások közti párhuzam. A napon belüli reakcióerő-változásokat három kijelölt nap alapján mutatom be, amikor nem volt betonozás a szerkezeten. A rendszer által szolgáltatott adatok táblázatos formában a következő.

2023. július 3 mérési eredményei

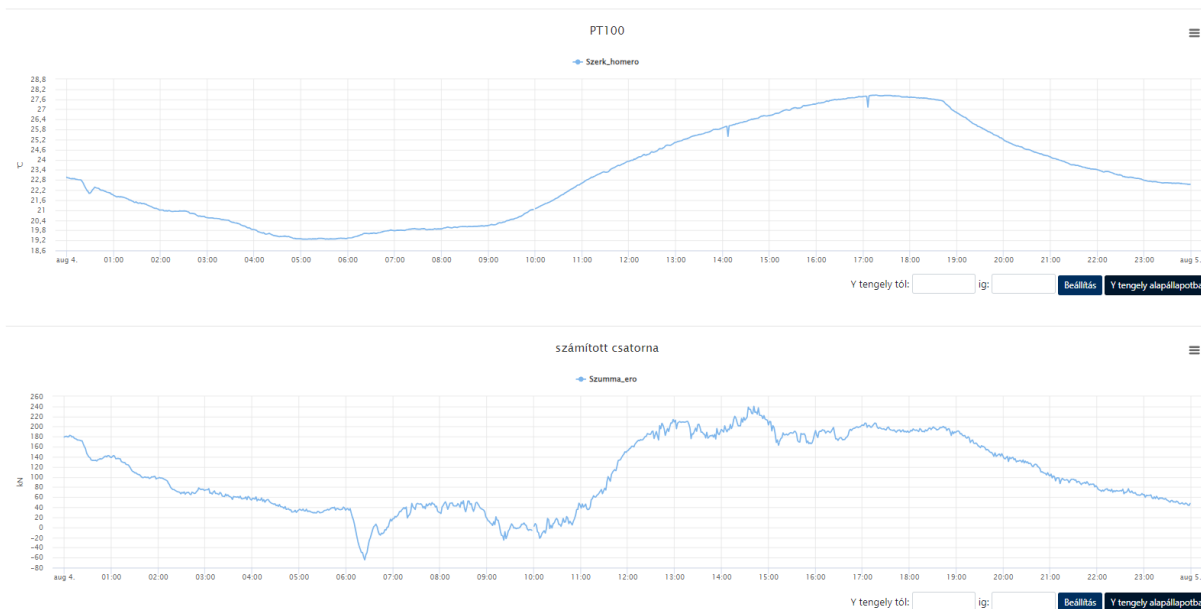
Dátum	Idő [h]	Hőmérséklet [°C]	Reakcióerő [kN]	Δ	
				[°C]	[kN]
07. 03.	0:00	22,41	-381,77	7,3	237,06
	6:00	20,56	-560,18		
	12:00	25,17	-323,12		
	18:00	27,86	-280,45		
	0:00	23,4	-407,16		



23. ábra: Mért hőmérséklet és reakcióerő – 2023.07.03.

**2023. augusztus 4 mérési eredményei**

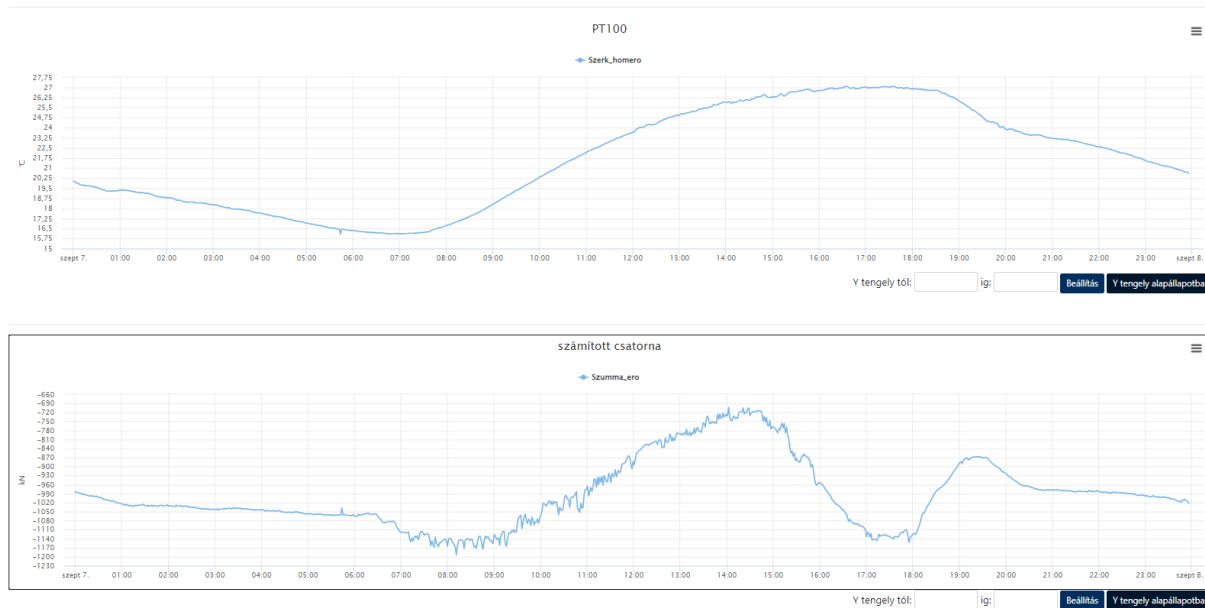
Dátum	Idő [h]	Hőmérséklet [°C]	Reakcióerő [kN]	Δ	
				[°C]	[kN]
08. 04.	0:00	22,96	179,2		
	6:00	19,34	36,88		
	12:00	23,92	151,66		
	18:00	27,72	191,25		
	0:00	22,54	47,59		



24. ábra: Mért hőmérséklet és reakcióerő – 2023.08.04.

2023. szeptember 7 mérési eredményei

Dátum	Idő [h]	Hőmérséklet [°C]	Reakcióerő [kN]	Δ	
				[°C]	[kN]
09. 07.	0:00	20,03	-984,96		
	6:00	16,37	-1066,04		
	12:00	23,68	-883,49		
	14:00	25,92	-726,35		
	18:00	26,89	-1129,26		
	20:00	23,87	-921,04		
	0:00	20,62	-1021,95		



25. ábra: Mért hőmérséklet és reakcióerő – 2023.09.07.

A napon belüli hőmérséklet- és reakcióerő-változást diagramos formában a 23-25. ábrák mutatja be. Látható a tendenciában lévő egyezés. Ugyanakkor a szerkezet statikai megtámasztási rendszere nem indokolja a hőmérsékletváltozás hatására reakcióerő-változás kialakulását (statikailag határozott szerkezet). Ezért a numerikus modellen különböző hőmérsékleti terheket működtetve azt vizsgálom a következő fejezetben, hogy megjelenik-e a modellen is a reakcióerők ingadozása különböző hőmérsékletváltozási teherkombinációknál, számítással magyarázhatók-e a mérési eredmények?

5.2 Vizsgált hőmérsékletváltozási teherkombinációk

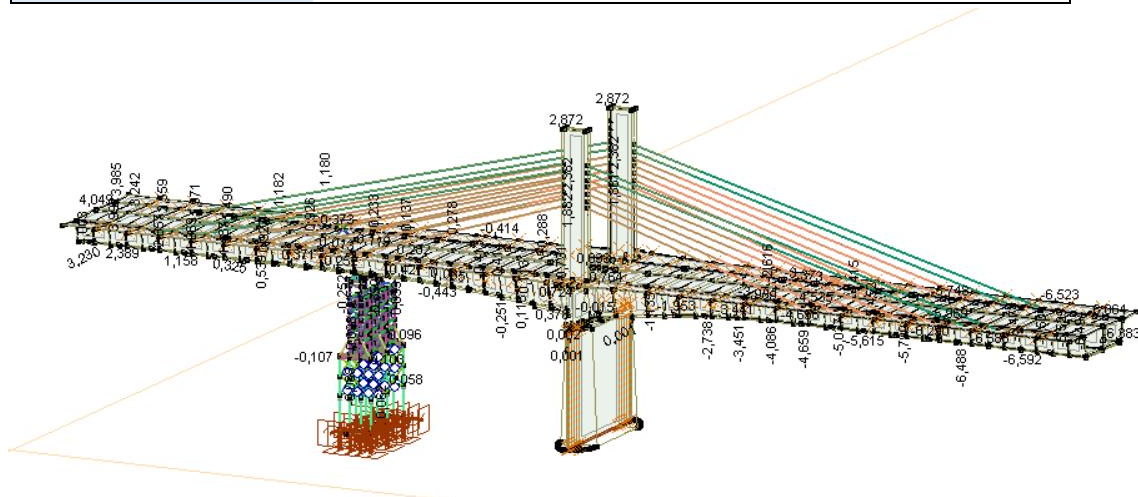
A számításaim során a hőmérsékletváltozás hatásának elemzéseként alkalmazott referencia hőmérséklet értéke (ami nem okoz alakváltozást a szerkezeten) $+10^{\circ}\text{C}$ fok. Hőmérsékleti terheket a felszerkezeten és a segédjármon működtettem, az alépítmény hőmérsékletváltozását nem vettem figyelembe. A napsütés jelentősen befolyásolja a szerkezet testhőmérsékletét, amely hatással van az alakváltozására, valamint a segédjármon ébredő reakcióerőkre. Ahhoz, hogy ezt megfelelően be tudjam mutatni, először a teljes szerkezetre egységesen működtetek a levegő hőmérsékletével megegyező terheket. Utána a napsütés hatására és annak megfelelően, hogy a vasbetonnak lényegesen nagyobb a hőtehetetlensége az acélhoz képest, nem egységesen



különböző külső hőmérsékleteket működtetnek a szerkezeten, hanem a szerkezet melegedésének egyenlőtlenségét igyekszem szimulálni.

Először az egyenletes hőmérsékletváltozás hatását elemzem, ekkor a teljes felszerkezet melegedése $+20^{\circ}\text{C}$. A reakcióerő értékét a megszokott módon táblázatosan, a deformált alakot grafikusán ábrázolom.

p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
-37,71	-14,08	10,35	34,64
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
-37,04	-10,78	11,39	37,53
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
-37,99	-14,40	10,04	34,38
Szumma Axis:	-13,67 kN		



26. ábra: Teljes felszerkezet egyenlő melegítéséből származó lehajlás

A teljes felszerkezeten mind a vasbeton, mind az acél szerkezeti elemekre egyenlően 20°C fokos hőterhet működtettem. Ez alapján a teljes szerkezet egységes felmelegedése nem okozhatja a megjelenő reakcióerő ingadozásokat, mivel a numerikus modell alapján a kialakuló reakcióerő értéke töredéke a mért reakcióerő-változás értékének. Ez megfelel a szemléletből várt szerkezeti viselkedésnek és reakcióerőeloszlásnak.



A továbbiakban különböző, fizikailag lehetséges egyenlőtlen hőmérsékletváltozási scenáriókat fogok megvizsgálni, az eredményeket pedig a megszokott módon táblázatosan mutatom be.

EGYENLŐTLEN HŐMÉRSÉKLETVÁLTOZÁS #1:

Fenéklemez: +25°C

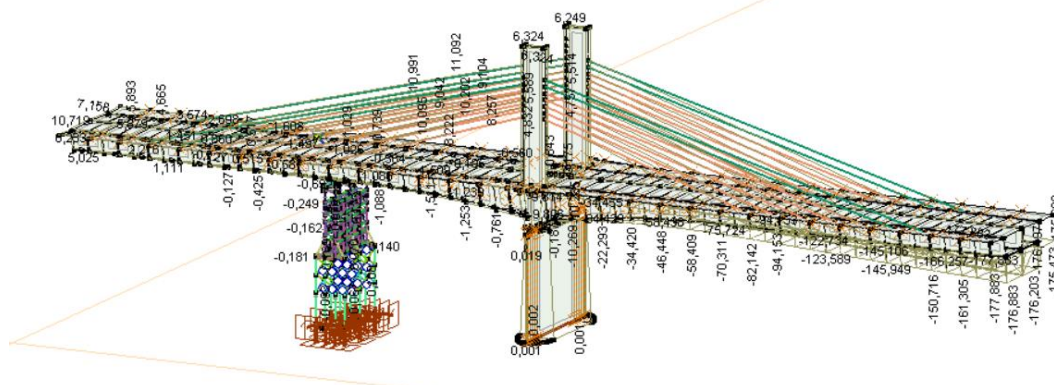
Trapéz gerinclemezek: +30°C

Pályalemez: +25°C

Pilon: +25°C

Ferdekábelek: +50°C

p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
-44,76	-12,74	19,09	50,65
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
-53,38	-21,49	5,16	39,62
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
-65,59	-41,21	-13,02	19,80
Szumma Axis:	-117,87 kN		



27. ábra: Teljes felszerkezet egyenlőtlen melegítéséből – 1 teherkombináció – származó lehajlás

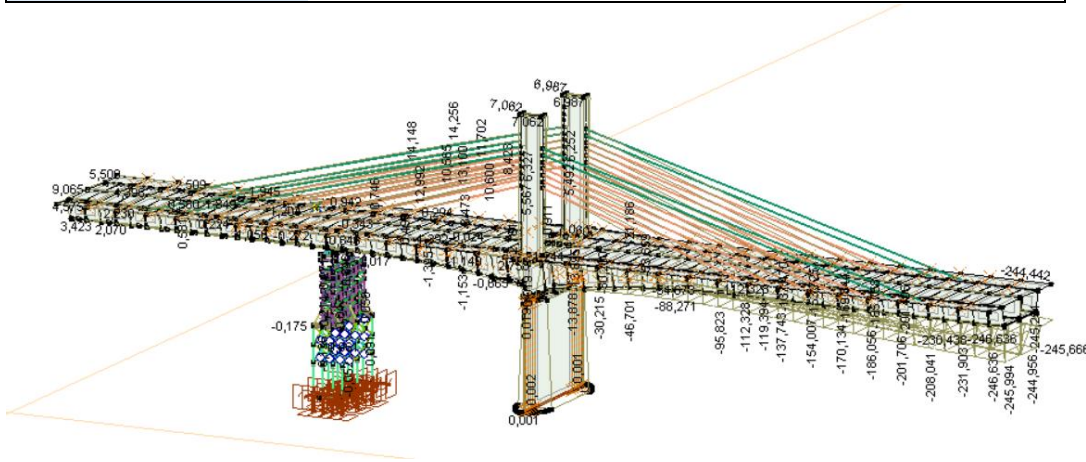
Az első egyenlőtlen melegítés során a szerkezet vasbeton elemein +25°C-os, a gerinclemezekon +30°C-os, illetve a ferdekábeleken +50°C-os hőmérsékleti terheket működtetem. A kábelek hőterhének kiugró megemelésének célja, a szerkezet viselkedésének megismerése volt.



EGYENLŐTLEN HŐMÉRSÉKLETVÁLTOZÁS #2:

Fenéklemez:	+25°C
Trapéz gerinclemezek:	+30°C
Pályalemez:	+25°C
Pilon:	+25°C
Ferdekábelek:	+60°C

p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
-42,90	-14,55	14,48	43,42
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
-51,70	-23,88	0,54	32,04
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
-63,74	-43,03	-17,63	12,58
Szumma Axis:	-154,37 kN		



28. ábra: Teljes felszerkezet egyenlőtlen melegítéséből – 2 teherkombináció – származó lehajlás

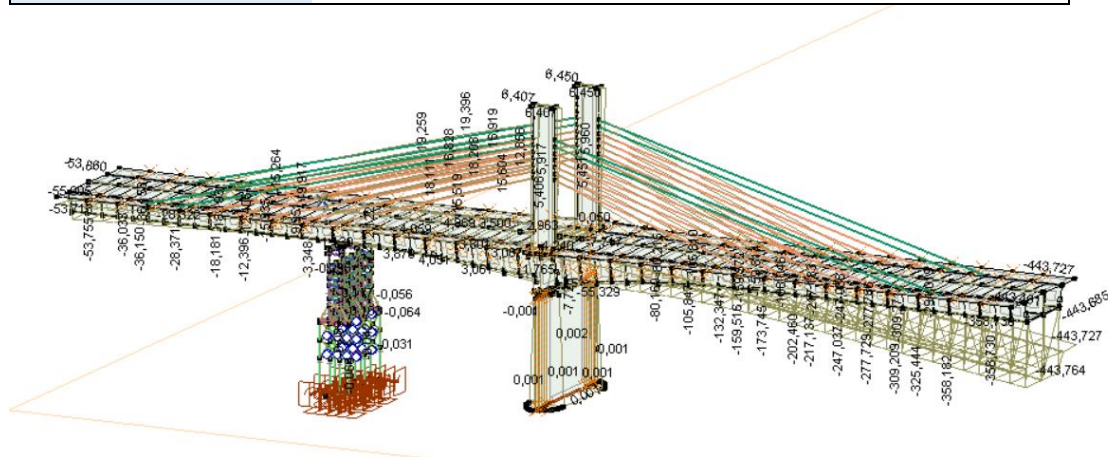
Az első egyenlőtlen teher esethez képest a ferdekábelek Δt értékét növeltem 10°C-kal. Az ezekből adódó reakcióerők különbsége mégis közel 40 kN, ez alapján a ferdekábelek hőmérsékletének változása nagy hatással van a szerkezet viselkedésére.



EGYENLŐTLEN HŐMÉRSÉKLETVÁLTOZÁS #3:

Pályalemez: +20°C
Pilon: +20°C
Ferdekábelek: +70°C

p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
-16,51	-26,98	-19,84	-23,07
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
-15,76	-28,21	-10,08	-16,38
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
-8,88	-16,17	-7,14	-10,24
Szumma Axis:	-199,26 kN		



30. ábra: Pályalemez, pilonok és ferdekábelek egyenlőtlen melegítéséből – 1. teherkombináció – származó lehajlás

A felszerkezet napsütés általi felmelegedése elsődlegesen a pályalemez, pilonok, valamint a ferdekábelek felmelegedésével történhet. Ezen teherkombinációban azt vizsgálom, hogy a ferdekábelek hőtágulása milyen hatással van a teljes szerkezetre, ezért nagy hőterhet működtetem rajtuk. A teljes felszerkezet felmelegedéséhez képest, ha csak a keresztmetszet felső része melegszik fel, jelentősen nagyobb igénybevételek keletkeznek a segédjáromban.



EGYENLŐTLEN HŐMÉRSÉKLETVÁLTOZÁS #5

Trapéz gerinclemezek: +30°C

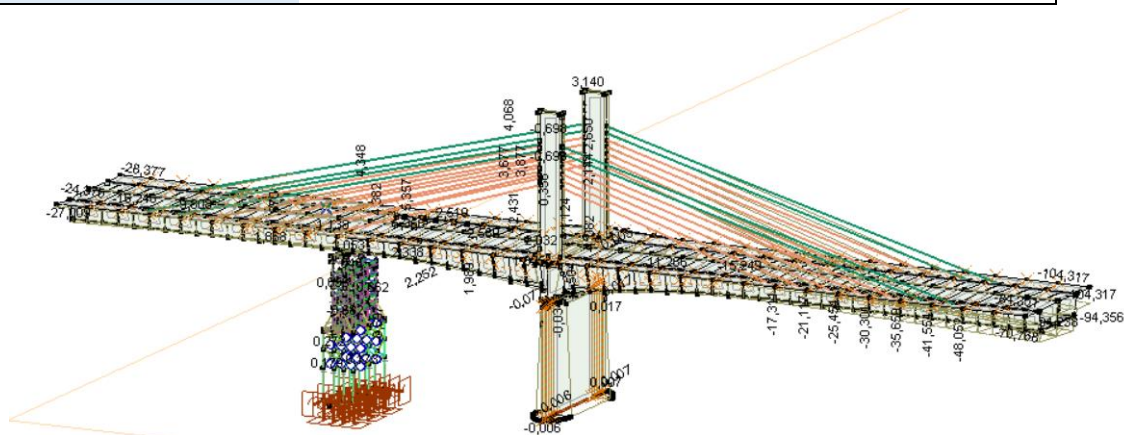
Pályalemez: +20°C

Pilon: +20°C

Ferdekábelek: +40°C

Segédjárom: +40°C

p_1_kif	2_kif	3_kif	m_4_kif
-188,39	-207,79	-188,27	-142,72
p_1_köz	2_köz	3_köz	m_4_köz
39,81	56,53	70,56	64,71
p_1_bef	2_bef	3_bef	m_4_bef
106,24	124,73	127,54	106,58
Szumma Axis:	-30,47 kN		



31. ábra: Pályalemez, pilonok és ferdekábelek egyenlőtlen melegítéséből – 2. teherkombináció – származó lehajlás

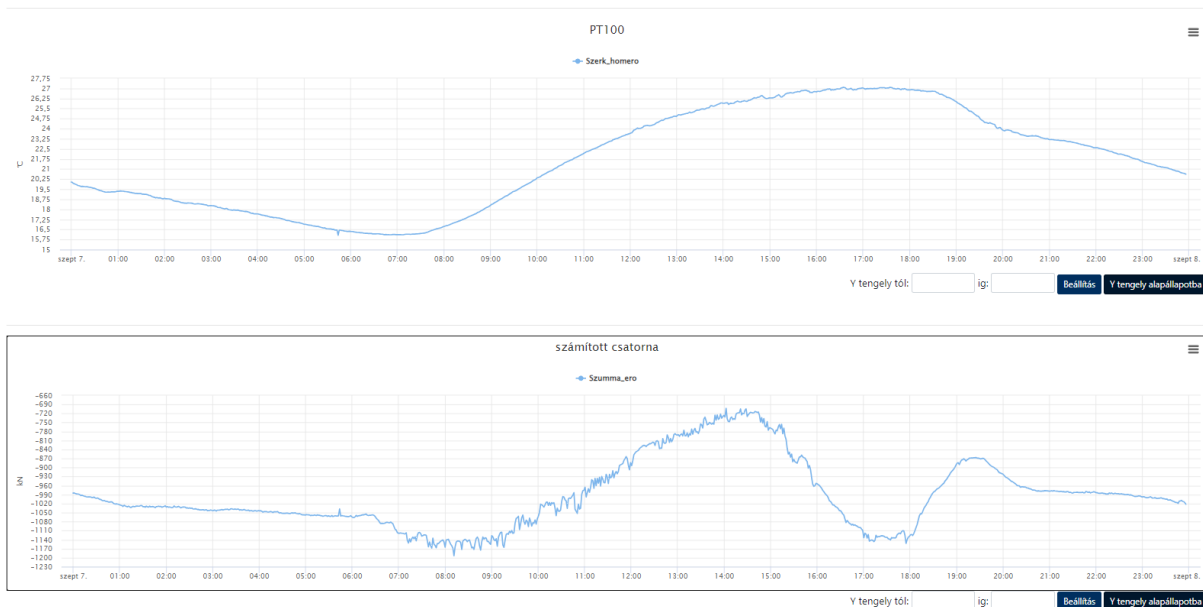
Ebben az esetben a hőterhet a keresztmetszet szimmetriatengelyének kizárólag az egyik oldalán, valamint a segédjárom külső elemein (a híd terhelésével megegyező oldalon) működtettem. Az eredmények azt mutatják, hogy a féloldalas terhelésből nem keletkeztek jelentős reakcióerő-változások.



6. Eredmények összehasonlítása, konklúzió

A szeptember 7-én két diagram alakja nagyjából 14 óráig hasonló. 14 óra után a reakcióerők hirtelen lecsökkennek, amit a hőmérsékleti grafikonon meredek hőmérséklet esés követ. Ez után a reakcióerők ismét növekedni kezdenek, a hőmérséklet esés görbe ellaposodik. Mivel a napsütés befolyásolja a levegő hőmérsékletét, valamint a szerkezet melegedése a benne ébredő reakcióerőket, ez alapján az feltételezhető, hogy a napsütés van ilyen hatással a hídra.

A ferdekábelek fehér burkolócsőben vannak elhelyezve a hídon, de kis keresztmetszetük és a napfénynek kitettség miatt gyorsan felmelegedhetnek. Az acél nagy hővezetőképessége miatt a felvett hőt gyorsan le is tudja adni, amint nem éri napsugárzás (felhős idő lesz). A vizsgált hőterhelések nagyságrendje megegyezik a mért adatokkal, tehát ez okozhatja a monitoring rendszer mért reakció erejeinek hullámzását.



32. ábra: Mért hőmérséklet és reakcióerő – 2023.09.07.

A számítási eredményeim egyértelműen azt mutatják, hogy a hőteher okozta reakcióerőváltozások azért jöhetnek létre, mert a híd hosszirányban részlegesen befogottan csatlakozik a pillérhez és a segédjáromhoz is. A befogások miatt a szerkezet a 35 méteres



(felszerkezet segédjárom és a pillérhez csatlakozása közötti szakasz) szakaszon, a hőteher okozta megnyúlást csak korlátozott alakváltozással tudja felvenni, ezért alakul ki a jelentős feszültség a szerkezetben.

Ellenőrzésképpen a dolgozatomban bemutatott hőterheket alkalmazva, majd a pillér és a felszerkezet között a saruk helyén tökéletes csuklós kapcsolatot feltételezve lefuttattam a modellt. Ilyen statikai modell mellett a hőterhekből jelentősen kisebb feszültségek keletkeztek a segédjáromban. Ez megerősíti a korábbi állításom, miszerint a felszerkezet mind a segédjáromhoz, mind a pillérhez részlegesen befogottan csatlakozik.



7. Felhasznált források

1. K_01_B2_1.4001_V01_Műszaki leírás
2. K_01_B2_11.451_V01_SJ1_jármok_Műszaki_leírás+Erőtani_sz_20211022
3. 23.09.05_BME_kiertekeles_reCEH