



M Ű E G Y E T E M 1 7 8 2

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

Tudományos Diákköri Konferencia

Építőmérnöki Kar- Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék

# **Kőszerkezetű boltozatok teherbírásának vizsgálata**



Készítette: Varró Richárd

Konzulens: Dr. Görög Péter, adjunktus

Bögöly Gyula, doktorandusz

Budapest

2012

## Tartalom

1. Bevezetés, célkitűzések.....	2
2. A boltozatok működése .....	3
2.1 A boltozat tönkremeneteli folyamatai:.....	6
3. Rövid összefoglaló a boltozatok diagnosztikai módszereiről.....	8
3.1 Modellezés, számítás .....	8
3.1.1 MEXE módszer .....	8
3.1.2 A támaszvonala eljárás .....	8
3.1.3 Merev –blokk módszer.....	8
3.1.4 Töréskép optimalizációs módszer .....	9
3.1.5 Végeselemes módszer .....	9
3.1.6 Diszkrét elemes módszer .....	9
4. A boltozat valós modelljének felépítése .....	9
5. Laboratóriumi vizsgálatok .....	18
5.1 A homokkő szilárdsági vizsgálata .....	18
5.2 A habarcs szilárdság vizsgálata .....	21
5.3 A boltozat laboratóriumi vizsgálata .....	23
6. Számítógépes modellezés .....	31
6.1 Végeselemes módszer .....	31
6.2 Limit State Geo 2.0.....	37
6.2.1 A szigorú modelltörvények .....	38
7. Összefoglalás:.....	42
Irodalomjegyzék:.....	43
Köszönetnyilvánítás .....	44

## 1. Bevezetés, célkitűzések

Boltozatnak, boltövnék nevezünk két falat ívesen összekötő falazatot, amely az önsúlya és a teher hatására beszorul a két fal közé, állékonnyá válik, és biztonságosan tartja a rajta lévő terheket. (Pattatyús-Ábrahám, 2011)

A rómaiakat megelőző fejlett építészeti kultúrájú társadalmak építészetében kevés példát találunk a boltívek alkalmazására. E mellett például, a Kr. e. VI. századból származó babiloni Istár-kapu rekonstruált képe (Berlin, Pergamon Múzeum) mutatja, hogy a boltíveket falkiváltásként már jóval a rómaiak előtt is alkalmazták. Azonban a rómaiak voltak az elsők akik tudatosan, és gyakran kihasználták a boltozati rendszereket, épületeik megalkotásához.

A boltíveket használó római építészet impozáns emlékei a városok ivóvízellátását szolgáló akvaduktok (aquaeducta). Közülük a legismertebb Gallia Narbonensis provinciában (a mai Dél-Franciaországban) máig fennmaradt, mintegy 50 km hosszúságú Ponts du Gard és a Clunia hispániai tartományban (a mai Spanyolországban) található kb. 19 km hosszúságú vezeték. Hazánkban Budapesten is fellelhető, egy római korú vízvezeték helyreállított maradványa, Aquincumban.

Később a boltozatok, a boltozati rendszerek és kupolák technikai fejlődése szinte folyamatos volt, s ezek- egészen az acél és vasbeton szerkezetek megjelenéséig – nagy és reprezentatív terek, templomok csarnokok és székesegyházak lefedésének szinte kizárólagos szerkezetei maradtak.

A boltozatokat az emberiség már évezredek óta alkalmazza az építésben, és ezek közül számos építmény ma is használatban van, ezek közül mérnöki szempontból talán a legfontosabbak a boltozott kőhidak, melyek közül nagyon sok ma is betölti a funkcióját. Ahhoz, hogy még sokáig működhessenek fontos vizsgálatuk, működésük, viselkedésük megértése, ami segíti a fenntartásukat szükség esetén szerkezeti rekonstrukcióikat.

Napjainkra s kőszerkezetek vizsgálatában is mint a mérnöki alkotómunka más területén az egyik legfontosabb szerepet a numerikus módszerek jelentenek. A szoftveres modellezés szempontjából meghatározó fontosságú a különböző szerkezeti paraméterek megfelelő felvétele, ugyanis a bemenő paraméterek alapvetően meghatározzák a számítás pontosságát. Minél bonyolultabb modelleket építünk fel, annál nehezebb előállítani a szükséges alapadatokat.

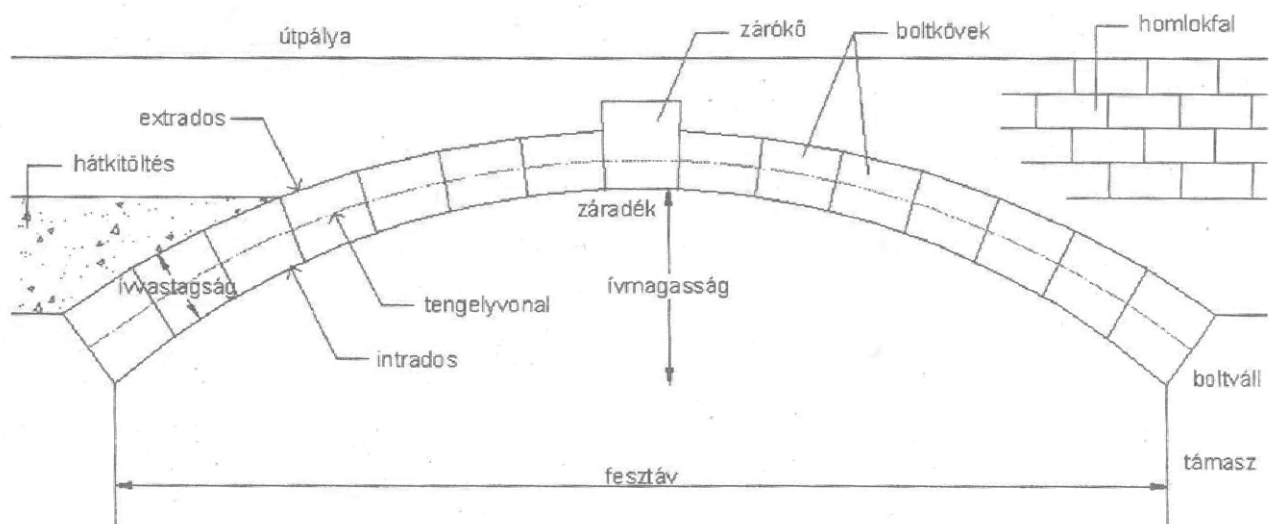
Jelen kutatásom célja a számítógépes modellezés összekötése a gyakorlati tapasztalatokkal. Kőszerkezetek esetén a szerkezet próbaterhelése a legtöbb esetben nem oldható meg, ugyanis ezek a szerkezetek általában műemléki védettségek, ami többek között részletes vizsgálatukat is megnehezíti. Ilyen esetekben sok paraméter meghatározása vizsgálatokkal nem vagy csak nehezen, hanem csupán tapasztalati értékekkel lehetséges. Egy valóság-hű modell próbaterhelésével és ezzel párhuzamos számítógépes modellezésével az ilyen paraméterek felvétele jelentősen pontosítható.

## 2. A boltozatok működése

A boltozatok tárgyalása kapcsán két fogalmat kell élesen elkülöníteni: A boltív: vonalszerkezet, amelyet áthidalásként alkalmazták, pl. falakban kialakított nyílások fölötti áthidalóként, nagyobb egységben hidakként, illetve egymás melletti boltozatmezők alátámasztó szerkezeteként. A boltozat: felületszerkezet, amelyet többnyire valamilyen tér lefedésére, vagyis födémként alkalmazták.

Az 1. ábra egy egyszerű, körszegmens alakú boltívet mutat. A hozzá kapcsolódó fogalmak:

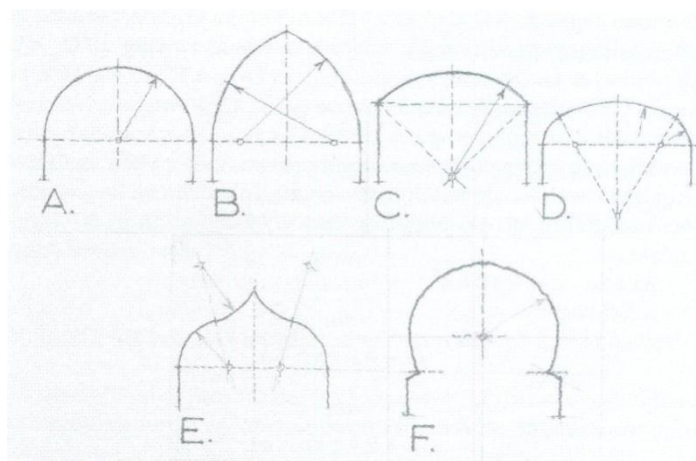
- A boltív belső felülete az „intrados”
- a boltív külső felülete az „extrados”
- a boltív formáját meghatározó görbe a „vezérgörbe”- ami nem mindig szegmens (1. ábra)
- a boltív tényleges feltámaszkodási felülete a „vállkő”
- a boltív felső alkotóeleme a „záradék”



1. ábra. A falazott boltív elemei (Peck, 2003)

A leggyakrabban alkalmazózott vezérgörbeformákat a (2. ábra) tartalmazza.

- A félkörív
- B csúcsív
- C szegmensív
- D kosárgörbe
- E számárhátív
- F patkóív

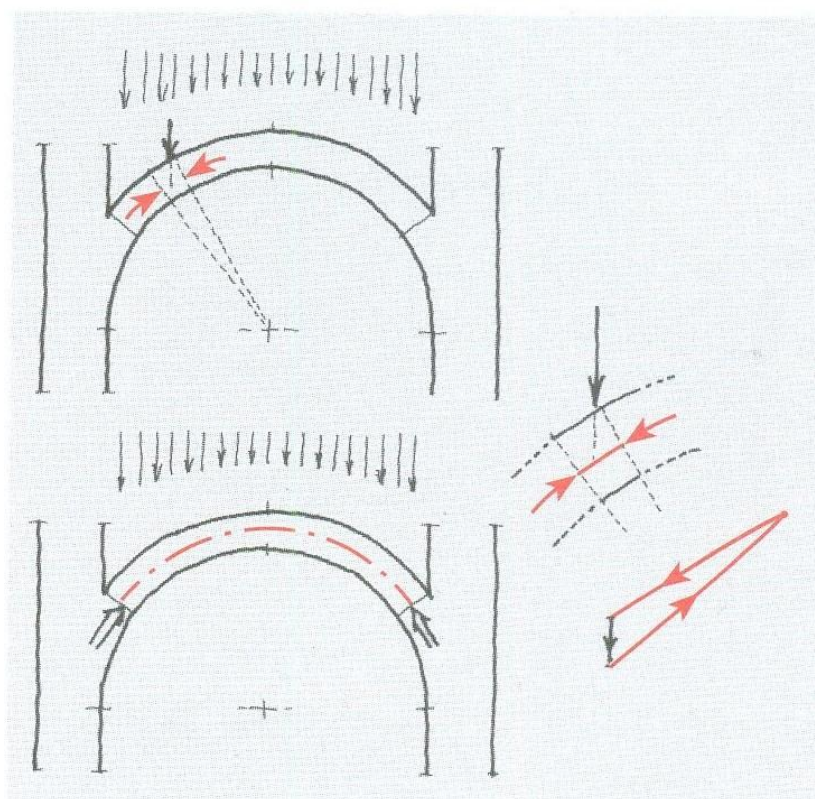


2. ábra. A leggyakoribb vezérgörbeformák (Pattantyús-Ábrahám, 2011)

„Ha a boltozat működését akarjuk megérteni, akkor a legegyszerűbb, ha a boltozat egy darabjának egyensúlyát vizsgáljuk (3. ábra). Erre az elemi egységre három erő hat:

- $dV$  az elemi darabkára jutó teher,
- $N_j$  és  $N_b$  az elemi részre ható boltozati erők, amelyek azt jobbról illetve balról támadják.

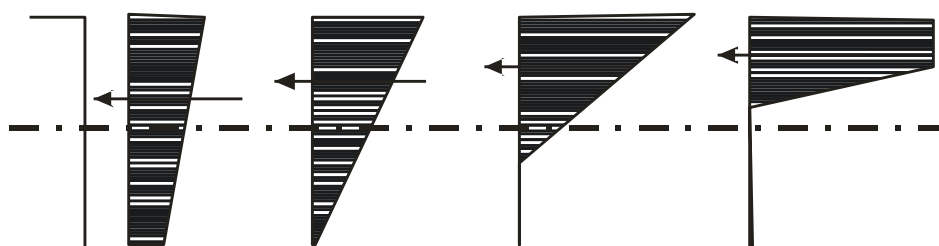
A  $dV$ , az  $N_j$  és az  $N_b$  erők egymással egyensúlyban vannak, így az erők egy pontban metszik egymást, és vektoraik nyílfolyamatos háromszöget alkotnak háromszöget alkotnak. A boltozatban működő  $N$  erők, vagyis a belső normálerők összessége alkotja a nyomásvonalat.”(Pattantyús-Ábrahám, 2011)



3. ábra. A boltozat elemi darabjának egyensúlya és nyomásvonala

(Pattantyús-Ábrahám,2011)

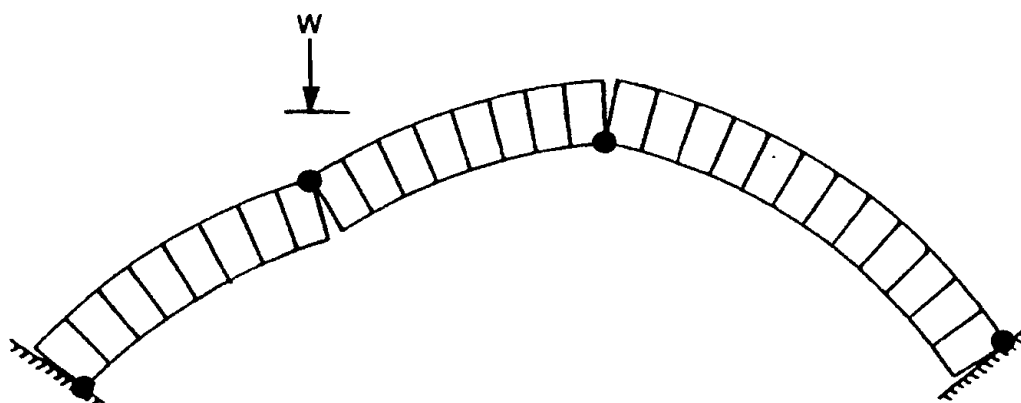
Erőtani szempontból a boltívek, boltozatok alkalmazásának központi problémája, hogy az ívszerű teherviselést olyan elemekkel kell biztosítanunk, amelyek húzószilárdság nélküli kapcsolattal kapcsolódnak egymáshoz. Ilyen kapcsolatban feltétlenül nyomóerőnek kell működni, és a nyomóerő külpontossága is csak szűk határok között változhat. Húzásra és nyomásra egyaránt ellenálló ívek esetén a külpontosság azt eredményezi, hogy az ív nyomott-hajlított görbe tengelyű rúdként viseli a terhét. A csak nyomásnak ellenálló ív esetén a teherviselésnek viszont korlátot szab, hogy ha a keresztmetszeti feszültségek eredőjének helyén futó nyomásvonal az ív tengelyétől távolodik, a „dologra fogható keresztmetszet” előbb-utóbb elfogy (4. ábra). Ahhoz, hogy az összetámaszkodó felület egészen nyomófeszültséget tételezhessünk fel, a nyomásvonal nem léphet ki a keresztmetszet ún. belső magjából, de ha ezt nem követeljük meg, akkor is a keresztmetszeten belül kellmaradnia.(www)



4. ábra.A dolgozó keresztmetszet elfogyása a külpontosság növekedésével (www)

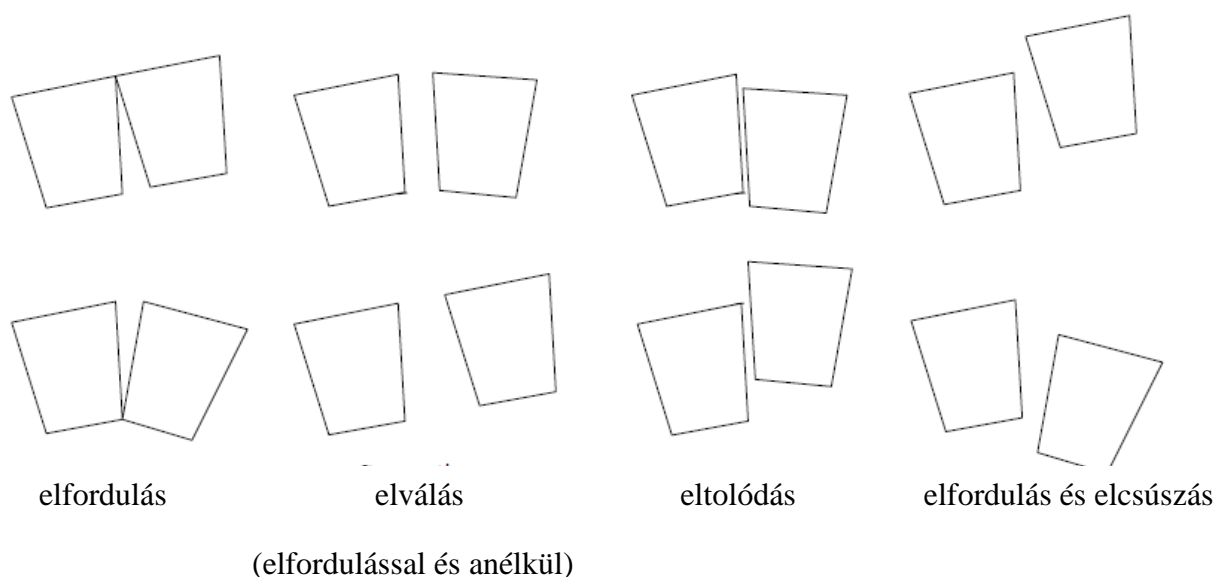
## 2.1 A boltozat tönkremeneteli folyamatai:

A falazott szerkezetek természetüknél, kiképzésüknel fogva különösen érzékenyek a támaszmozgásokra. A boltívek esetében a húzóerőt nullának tételezzük fel, így az esetleges mozgásokat nem tudja felvenni, és már egy kis mozgás hatására repedések jelennek meg a falazatban. A repedések arra utalnak (5. ábra), hogy ezeken a helyeken a szerkezetben szögforgás, - elfordulás keletkezett – bár ez az elmozdulás mikroszkopikus nagyságrendű. Bármilyen kicsi is ez a szögforgás, a repedések helyén joggal feltételezhető, hogy ott egy spontán csukló alakult ki (Pattantyús-Ábrahám, 2011). A szerkezetben a repedések nem csak csuklóként működhetnek, hanem a repedés mentén egy eltolódás „elcsúszás” is lehetséges.



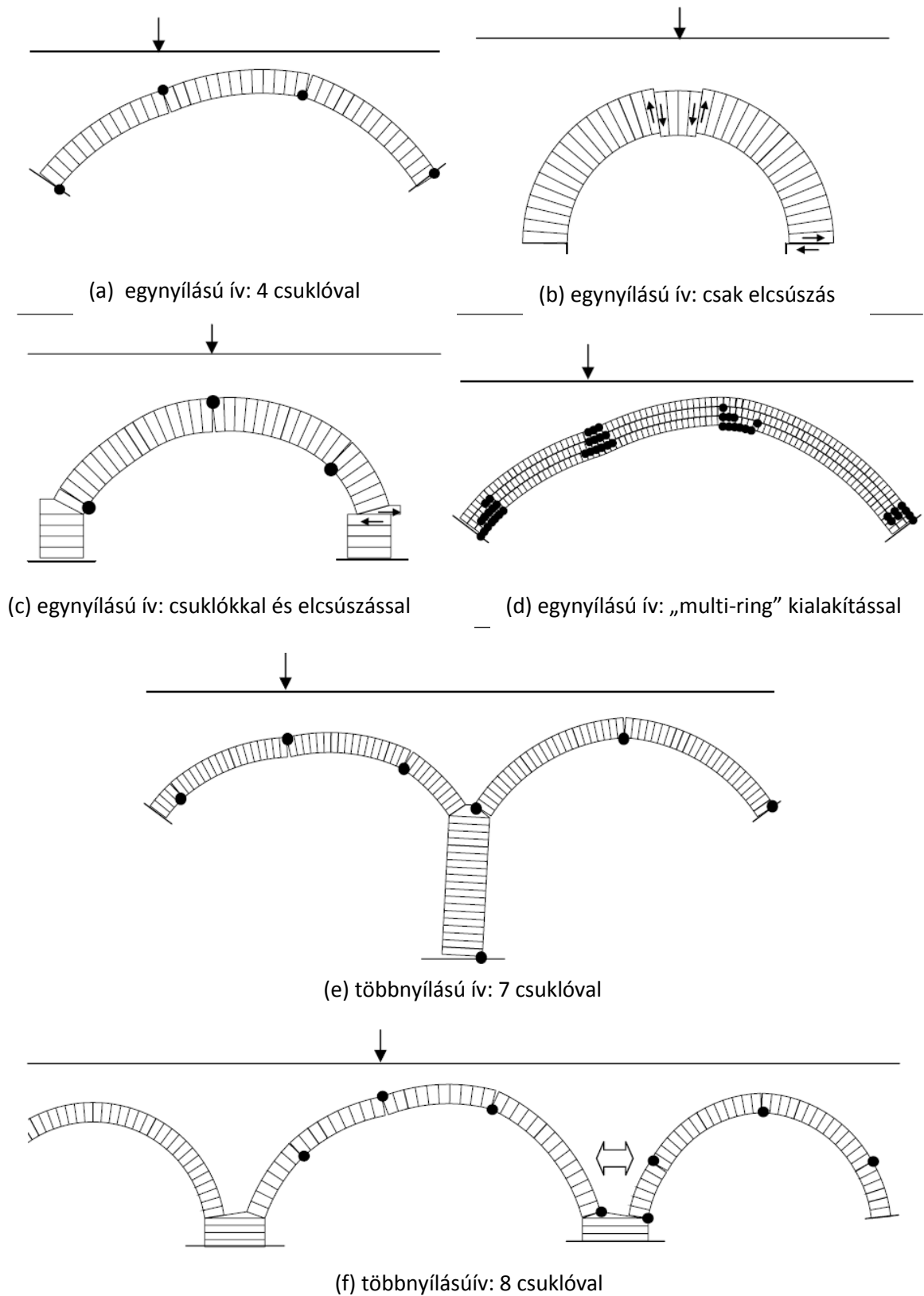
5. ábra. A repedések helyén kialakult csuklók (Gilbert&Melbourne, 1994)

A szerkezetet ért külső hatások következtében az alakváltozás az elemek közt számos különböző módon mehet végbe. Egyszerű íveknél a blokkok közt lejátszódó elmozdulásokat, elfordulásokat az alábbi 6. ábra szemlélteti.



6. ábra. Az alkotóelemek különböző elmozdulási lehetőségei (M.Gilbert, 2007)

A bekövetkező alakváltozás nagy mértékben függ az anyagi minőségtől, az esetleges tönkremenetek a leggyengébb pontokon következnek be (7. ábra).



7. ábra. Különböző tönkremeneteli folyamatok ( LimitState 2007.a)



## 3. Rövid összefoglaló a boltozatok diagnosztikai módszereiről

Mint a fentiekből látszik a mérnöki építmények egyik legősibb szerkezeti formái a kőszerkezetű boltozatok. Ennek ellenére modellezésük még napjainkban is sok kérdést vet fel, és ellenőrzésükre még mindig nincs kiforrottan használt módszer vagy egységes szabvány.

Bár mostanában már nem építenek új boltozatokat, kőhidakat, a régi boltozatok rekonstrukciója, újjáépítése ma is különleges feladatot jelent. Az építésük óta jelentősen megnövekedtek forgalmi és terhelési viszonyok miatt – kiváltképpen a boltozott kőhidaknál – teherbírásuk megfelelőségének igazolására, szerkezeti stabilitásuk ellenőrzése sok esetben szükségessé vált. Ezek vizsgálatára és a vizsgálatokhoz szükséges paraméterek mérésére is többféle és különböző pontosságú eljárás ismert. Ezeket a diagnosztikai módszereket szeretném röviden ismertetni, kiváltképpen a kőhidakhoz.

### 3.1 Modellezés, számítás

#### 3.1.1 MEXE módszer

Ez a módszer a legáltalánosabban használt közelítő eljárás egy nyílású hidak teherbírásának számítására, amit a II. világháború alatt Angliában fejeztettek ki. A számítás tapasztalati összefüggésekre épül, és módosító tényezők segítségével veszi figyelembe a különböző hatásokat. A módszer kidolgozásának célja annak egyszerű és gyors meghatározása, hogy egy adott híd elbír-e egy rajta áthaladó harkocsit. Erősen közelítő jellegű, viszont gyorsan és egyszerűen számítható. Néhány alkalmazási korláton kívül a módszer gyengesége még, nagy nyílású hidaknál alulértékeli, míg a kisnyílásúaknál túlértékeli a teherbírást (Bögöly et al. 2011).

#### 3.1.2 A támaszvonala eljárás

A vizsgálatokat az eljárást alkalmazó egyik programmal, az Archie.M segítségével végezhetjük el. A program adott terhelés, adott helyzete esetén meghatározza a támaszvonalat, és ennek segítségével egyszerűen igazolható a híd teherbírásának megfelelősége. Ha a támaszvonala sehol nem hagyja el a keresztmetszetet a mértékadó teher áthaladásakor, a híd teherbírása megfelelő. A programmal meghatározható a boltozat törőterhe, így számíthatunk egy megengedhető tengelyterhelést (Bögöly et al. 2011).

#### 3.1.3 Merev –blokk módszer

A számítást a sheffieldi egyetem Ring 2.0 nevű programjának segítségével végezhetjük el. Ez az eljárás a képlékenységtan határállapot vizsgálatával meghatározza a boltozat törőterhének értékét, és igen látványos képet ad a tönkremeneteli folyamatról. Ezt általában a nyílás/emelkedési arányból előre is ki lehet találni. Többnyílású hidak, háttöltés, ráfalazás, blokk kapcsolatának minősége, talajfeszültségek, egyszerűbb károsodások figyelembe vételére is alkalmas (Bögöly et al. 2011).

### 3.1.4 Töréskép optimalizálós módszer

A vizsgálatokat ugyancsak a sheffieldi egyetem által kifejlesztet Geo programmal végezhetjük el. A töréskép optimalizálás (DiscontinuityLayoutOptimization; DLO) egy új és igen ígéretes módszer képlékeny anyagok adott terhelés hatására létrejövő képlékeny törésképnek, és a hozzá tartozó törőteher számítására. A módszer elméleti alapjait a képlékeny határteherbírásvizsgálata (plastic limit analysis) biztosítja, mely segítségével számolható a valós teherbírás felső illetve alsó korlátja. Több, a gyakorlati felhasználás szempontjából elengedhetetlen, jelenség egyszerűen kezelhető segítségével pl: talajrétegződés, anizotrop és inhomogén talaj, ezek mellet szerkezeti elemek viselkedése is modellezhető. A végeleemes modellezéshez hasonlóan ezzel a módszerrel megoldhatóak összetett, több terhet tartalmazó, általános geometriájú feladatok (Borbély et al. 2011).

### 3.1.5 Végeleemes módszer

Alkalmazásukra elsősorban a szerkezeti analízis legmagasabb szintjén van szükség. A falazott boltozatok, sajátossága miatt, teher alatt nem lineárisan viselkednek, és az ezeket leíró modellparaméterek meghatározása csak kifinomult vizsgálatokkal lehetséges. A modellezést szintén nehezíti a boltozatok inhomogén felépítése. A törőteher megállapításán kívül már használati terhek alatti, azaz térbeli viselkedés vizsgálatára is alkalmas (Bögöly et al. 2011).

### 3.1.6 Diszkrét elemes módszer

Szintén a szerkezeti analízis legmagasabb szintjén javasolt használatra. A nem-folytonos mikroszintű modellezés egy lehetséges változata. A modell egymástól független helyváltoztatást végző, különálló elemekből épül fel, ezért a szerkezeti jellegű viselkedés jellegének nyomon követésére alkalmas (Bögöly et al. 2011).

## 4. A boltozat valós modelljének felépítése

A modell elkészítését alaposan elő kellett készíteni, méreteiben, anyagában meg kellett tervezni. Élethű modell felépítése érdekében többféle szerkezetet íves híd illetve épületszerkezetet megvizsgáltam. Többek között az Aquincumban található vízvezeték maradványát illetve felújított részeit (8.ábra). Tanulmányoztam még az Egri várban a boltozott falszerkezeteket, kialakításukat és szerkezeti hibáikat, valamint a szintén egri „Szerelmesek hídját” a helyi érsekkertben. A boltozott hídszerkezetek közül a romhányi háromnyílású kőhidat mértem fel részletesen (9.ábra). Korábban külföldi kőszerkezeteket is volt lehetőségem tanulmányozni, mint például a franciaországi Mont Saint Michel erődítményszerkezetét, ami kiemelkedő példája a nagyszerű kőszerkezeteknek (10-11.ábra). Mindezek mellett felhasználtam számos fényképet, és írott segédanyagot a Román kori építészetről, és az ott alkalmazott boltozati rendszerekről.



8. ábra. Az aquincumi vízvezeték maradványa



9. ábra. A romhányi háromnyílású homokkő híd



10. ábra. Kápolna Mont Saint Michel-ben



11. ábra. Gótikus keringő Mont Saint Michel-ben

A megelőző adatgyűjtések és vizsgálatok alapján, egy olya kéttámaszú ívet választottam ami követi az antik római geometriai formákat. Így vezérgörbének a rómaiak által csaknem kizárólagosan alkalmazott félkörívet választottam. Ezzel a megfontolással az „alapoktól” kívántam elkezdni a modellezést, ugyanis így a tervezés és a modell felépítése egyszerűsödött és a cél az első modell felépítésével a legtöbb zavaró tényező kiküszöbölése és a felépített modell viselkedésének validálásavolt. A későbbiekben tervezem a gyakrabban alkalmazott szegmensív vagy kosárgörbe modellezését is. A boltozott ív elkészítésénél törekedtem a 18-19. századi építési elvek, illetve felhasznált alapanyagok (természetes kövek valamint mészhabarcscs kötőanyag) alkalmazására. A modellt 1: 10 méretarányban építettem meg, valós méretei szerint egy 6 méter ívhosszú és 3 méter ívmagasságú szerkezet, amihez hasonló boltozatot sok esetben láthatunk a valóságban is. Ilyen arányban kialakított szerkezet esetén a tönkremenetel hamarabb bekövetkezik, mint egy kisebb nyílású zömökebb szerkezetnél. Az ív geometriáját a letisztult erőjátékot adó félkörív jellemzi. A hazai boltozatépítési gyakorlatban az ilyen szerkezetek építéséhez többféle közettípus is elterjedt volt.

**Mészkövek:** Nagy mennyiségben használták fel építésekhez, a rómaiaktól egészen napjainkig, például az Aquincumi vezetékek is ebből épültek. Kiváló megmunkálhatóságával és teherbírásával kedvelt alapanyag a mai napig.

**Mélyégi magmás kőzetek:** Hazánkban nem kifejezetten elterjedt építőkö, de a világon számos helyen alkalmazták. Kiemelkedő példa rá a Franciaországi Mont Saint Michel, ahol az építéshez gránitot és szienitet használtak fel. Ezeket az anyagokat megmunkálása nehéz, de a kőzet szilárdsága kimagaslóan nagy.

**Tufák:** Jó megmunkálhatósága miatt széleskörűen alkalmazott építőanyag, az Egri vár fő alapanyaga a riolit illetve dácit-tufa.

**Homokkövek.** Hazánk számos területén előforduló kőzet, jó megmunkálhatósága és megfelelő szilárdsága miatt kedvelt építőanyag volt. Sokféle fajtája fellelhető a durvaszeműtől egészen a finomszeműig, így a szilárdsága is széles skálán mozog. A kiváló építési alkalmazását, hűen tükrözi a Romhányi kőhíd, ami teljes egészében a helyben fellelhető építőanyagból épült.

A romhányi kőhíd tapasztalatai alapján a modell felépítéséhez homokkövet választottam. A model kis építőelemei miatt a finomszemű változat alkalmazása látszott célszerűnek, ugyanis a durvább szemű változat esetén a kis méretű építőblokkok miatt a köelemet nehezen lehetett volna homogénnek tekinteni.

Az építőköveket a romhányi kőbányából válogattam(12-14.ábra). A bányászat itt már rég óta működik, az innen származó kőanyagot sokféle épülethez felhasználták, többek közt az itt lévő háromnyílású XVIII. századi kőhídhoz is.

A bányával való előzetes, egyeztetés után válogathattuk össze a modell felépítéséhez szükséges kőanyagot. A bánya többféle követ ad, a finomszemű homokkőtől egészen a durvaszeműig, némely részén már konglomerátum is előfordul.. A kőanyag első minősítése a helyszínen történt, azzal, hogy a különböző típusú homokkövekből, kiválogattam az építéshez legalkalmasabbnak tartott finom szemű erősen cementált változatot.



12. ábra. A romhányi homokkőbánya



13. ábra. Az építőkövek kiválogatása



14. ábra. A kiválogatott építőkövek

Az építőelemek elkészítése a tömbkövekből, az Építőanyagok és a Mérnökgeológia Tanszék laborjában lévő kővágóval (15-16. ábra) történt. A kövek általában túl nagyok voltak a gép számára, ezért a kövek többségét 4-szer kellett fordítani a daraboláshoz. A szükséges mennyiségű építőelem kialakítása nagyon időigényes volt.



15. ábra. A kőtömbök megfelelő méretűre darabolása, vizes kővágóval



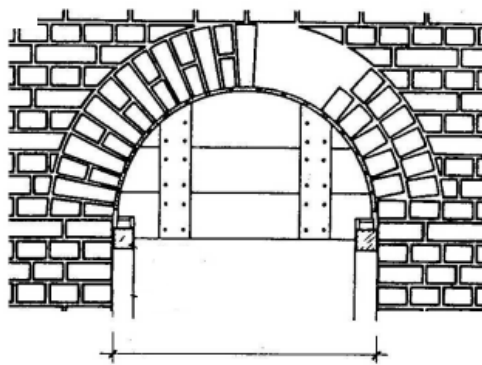
16. ábra. Az elkészült építőelemek

A kővágással párhuzamosan, mészhabarc próbakeveréseket is végeztem. Tanulmányoztam a régi habarcsok összetételét, megpróbálva a legmegfelelőbbet kiválasztani.

A cement megjelenése és széles körben elterjedése előtt a falazó habarcsokat égetett mész és homok keverékéből készítették. Nagy áttörést értek el a rómaiak, akik az adalékanyag egy részét téglaporról váltották ki, ez megnövelte a habarcs szilárdságát és különleges rózsaszín árnyalatot kölcsönzött neki. Róma bukásával ez a technikai újítás eltűnt. Az ezt követő időszakot a gyenge ingatag habarcsok jellemezték. A 17. századra azonban a habarcskészítés technológiája stabilizálódott, és konkrét keverési arányokat alkalmaztak. Idővel újra felismerték a téglapor adta előnyöket, és újra elterjedt az építéseknel (Déry, 2010).

Régen is különböző recepteket alkalmaztak a mészhabarc készítéséhez, az irodalmi adatok és javaslatok alapján a habarcsot a következő keverési aránnyal készítettem: 1 rész mész 1 rész téglapor valamint 3 rész homok

A boltozat kicsinyített modelljét egy szögvasakból készített keretre építtem. A keretet úgy alakítottam ki hogy középen csavarosan oldható legyen, hogy a két végéhez helyeztem elmozdulás mérővel, a támaszelmozdulások mérésének lehetősége is meglegyen, igaz ezt a mérést a vizsgálatkor végül technikai okok miatt nem végeztem el. Az építéshez szétszedhető zsalut készítettem, mely technikát évezredek óta alkalmazzák (17.ábra). Az anyaga furnér és alumínium lemez volt. Az ívvel közvetlenül érintkező részek készültek alumíniumból, a merevítő váza pedig furnérból, ezáltal a felületek közti tapadás és súrlódás csökkent. A zsalut csak a törés előtt vettem ki a modelltől, védve így a szerkezetet az esetleges mozgásoktól. Erre azért is szükség volt mert többször át kellett helyezni az építményt a laboron belül, helyhiány miatt.



17. ábra. A zsalu elhelyezése a szerkezetben (www)

A megfelelő előkészületek után 2012 júniusában kezdtem meg az építést. A gondosan felépített éselhelyezett zsalut, először olajjal kentem be magakadályozva az elemek és a habarcs rátapadását. A műveletet többször megismételtem, mert a nagy meleg miatt gyors volt a párologás. A zsalu beállítását követően nekiláttam a habarcskeveréséhez, félve a korai szilárdulástól nem kevertem ki az összes szükséges mennyiséget előre. Inkább 3 adagban készítettem a habarcsot, és így mindig a megfelelő konzisztenciájúval dolgozhattam.

Az építés előtt tanulmányoztam a különböző falazási technikákat is, amivel a legmegfelelőbb végeredményt érhetem el. A megfelelő állékonyság elérésének érdekében az állóhézagok egymás fölé kerülését kellett elkerülni. Minden második sort feles építőblokkal kezdtem a következőt pedig egészel így a hézagok nem estek egymás fölé.

Maga az építés gördülékenyen ment, gyakorlatilag semmilyen probléma nem lépett fel. Két oldalról falaztam párhuzamosan. Néhány helyen a szerkezettermészetesen megkövetelte a kő faragását és igazítását, hogy megfelelően illeszkedjenek a darabok. Kisebb probléma egyedül a záró kő elhelyezésénél merült fel, ide néhány speciális elemet bevágva készült el az ív. A kész boltozatot végül mészhabarccsal bevakoltam, a felületi egyenlőtlenségek kiegyenlítése végett, valamint esztétikai okokból.

Sajnos helyhiány miatt az ívet még a befejezése napján át kellett szállítanunk a tároló helyére, mivel a törése csak ősszel következett.

A zsalut a törés napján vettem ki a modelltől (18. ábra), mikor már a végleges helyére került, ahol a teherbírását vizsgáltuk. Feszült pillanatok következtek a kiszaluzás közben, mert ezekben a percekben dőlt el, hogy milyen munkát végeztem az építéssel. Végül a szerkezet tökéletesen állékony volt a zsalu nélkül is (19. ábra).



18. ábra. A zsalu kiszaluzása





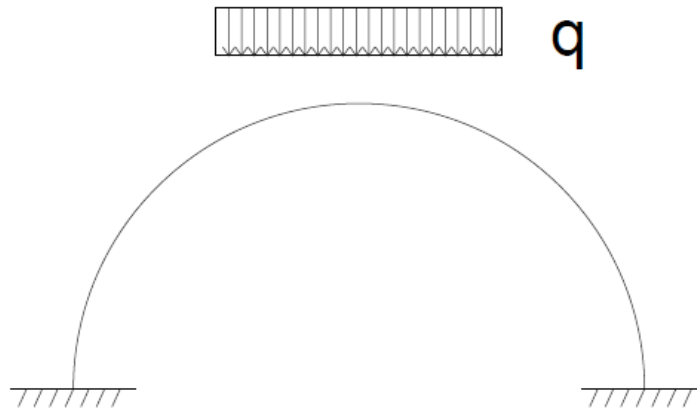
19. ábra. A kiszaluzott szerkezet

Az elkészült szerkezeten a nyár folyamán két repedés jelent meg. A vakolat jól észrevehetően kiemelte ezeket a pontokat, az egyik repedés felületi jellegű volt, nem ment keresztül az egész szerkezeten. A másik viszont komolyabb volt, a szerkezet teljes egészében átrepedt az állóhézag mentén (20.ábra). Javítást nem végeztem rajta, mivel az eredményeket jelentősen befolyásolta volna. A repedések oka a habarcs zsugorodása lehetett, valamint egy kismértékű támaszelmozdulás lehetett.



20. ábra. Az átmenő repedés a szerkezeten

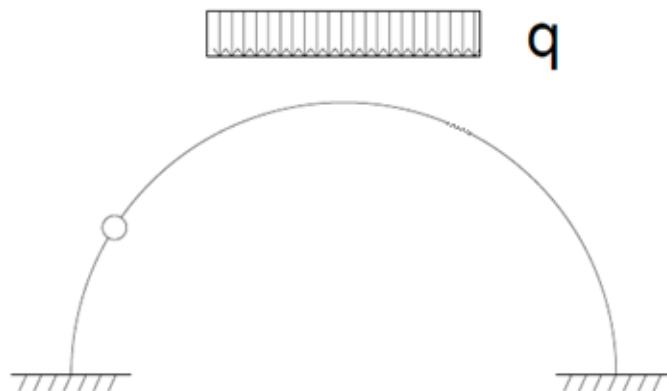
Boltozott íveket általában mindkét végén befogott görbetengelyű tartónak tételezzük fel(21.ábra).



21. ábra. A feltételezett statikai váz

„A repedések arra utalnak, hogy ezeken a helyeken a szerkezetben szögforgás, - elfordulás keletkezett – bár ez az elmozdulás mikroszkopikus nagyságrendű. Bármilyen kicsi is ez a szögforgás, a repedések helyén joggal feltételezhető, hogy ott egy spontán csukló alakult ki.” ( Pattantyús-Ábrahám,2011)

A repedést figyelembe véve a szerkezet egy egycsuklós tartóvá alakult át (22.ábra).



22. ábra. A csuklóval feltételezett statikai váz

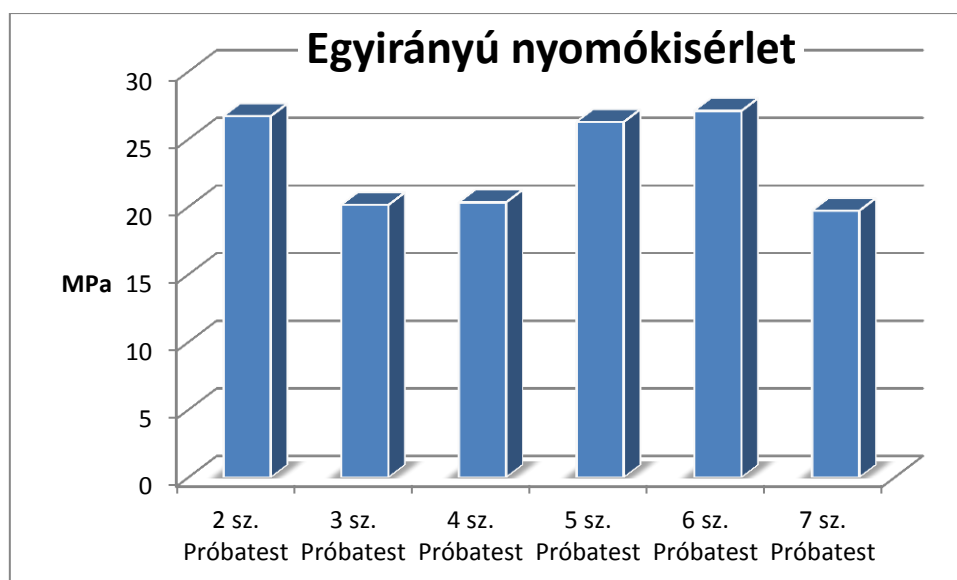
## 5. Laboratóriumi vizsgálatok

Az építőelemek szilárdsága fontos mind a modell építése, mind pedig az azt követő számítógépes modellezése szempontjából. Az egyes homokkő elemek közötti kapcsolatot a habarcs biztosítja, így ennek a hajlítószilárdsági vizsgálatát is elvégeztem. A kőanyag szilárdsági tulajdonságainak meghatározását egyirányú nyomó és brazil vizsgálatokkal végeztem. Az modell építőanyagául szolgáló kötőanyagból 16 db hengermintát alakítottam ki, ebből nyolc próbatesten egyirányú nyomószilárdságot, a „másik nyolcon pedig közvetett húzószilárdság (brazil) vizsgálatot végeztem az Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék Közetfizikai laboratóriumában.

### 5.1 A homokkő szilárdsági vizsgálata

Szilárdságtani és alakváltozási vizsgálatok közül az egyirányú nyomószilárdság meghatározását az MSZ EN 1936:2000 számú „Természetes építőkövek vizsgálata, nyomószilárdság meghatározása” című szabvány írja le. A rugalmassági modulus és Poisson tényező meghatározásához az egyirányú nyomószilárdság vizsgálatot hossz- és keresztirányú alakváltozás-méréssel kell kiegészíteni, melyre iránymutatást ad az ISRM (1978) előírása.

A homokkő nyomószilárdságának az átlagértéke 23,37 MPa, szórása 3,64 MPa, az átlagos rugalmassági modulus 3,19 GPa a szórása pedig 1,10 GPa értékű lett. Az egyes próbatestek mért nyomószilárdságát oszlopdiagramon ábrázoltam (23. ábra). A próbatestek jellegzetes tönkremeneteli képét pedig a 24. ábra mutatja.



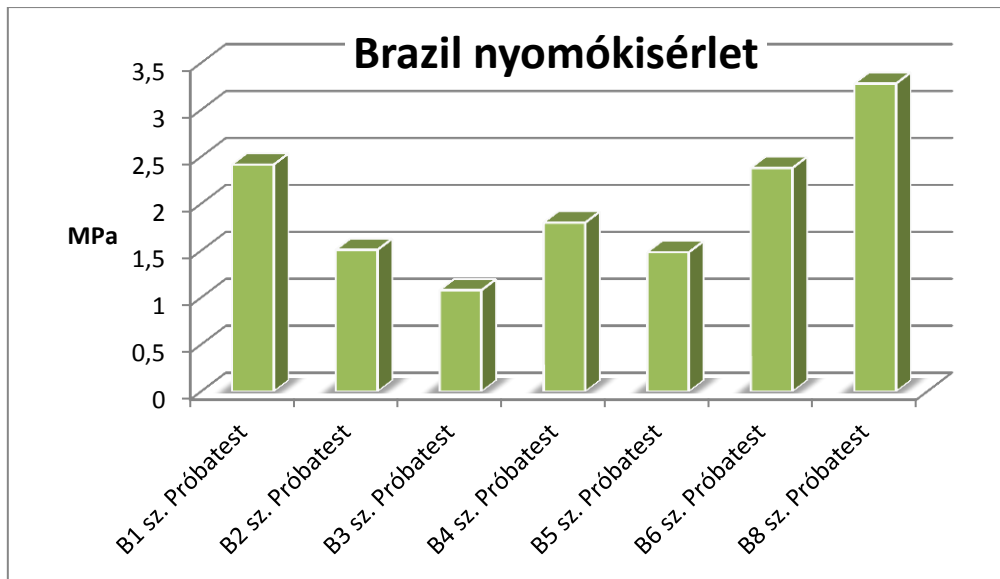
23. ábra. A homokkő próbatestek nyomószilárdsága

próbatétel száma	2	3	4	5	6	7
testsűrűség kg/m <sup>3</sup>	2195,86	2093,28	2077,88	2099,89	2097,39	2086,74
ultrahang terjedési sebesség	23,8	25,8	23,2	25,8	21,2	23,9
törőerő (kN)	33,066	24,933	25,171	32,535	33,541	2,399
nyomószilárdság (MPa)	26,71	20,14	20,33	26,28	27,1	19,71
rugalmassági modulus (GPa)	3,53	1,7	2,9	4,67	4,04	2,33



24. ábra. A próbatétel jellegzetes tönkremeneteli képe

A nyomószilárdság mellett fontos közetjellemző a közetek húzószilárdsága is. Laboratóriumi mérésnél ún. közvetett húzóvizsgálatot (más néven Brazil-vizsgálatot MSZ EN 12372:2007 szabvány előírásai szerint) henger alakú próbatéteken végeztem el. A próbatétest két szemközti alkotója mentén, párhuzamos nyomólapok között terheljük úgy, hogy a nyomóterhelést folyamatosan növelve törésig fokozzuk (26. ábra). A próbatést a terhelő erő irányával megegyező átmérője mentén, a húzószilárdság hatására török.



25. ábra. A homokkő próbatestek hasítószilárdsága

Az értékek közti szórás ennél a vizsgálatnál még jelentősebb. Ezek átlagértéke 2 MPa.

próbatest száma	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B8
testsűrűség kg/m <sup>3</sup>	2084,42	2074,99	2070,69	2089,71	2101,46	2075,02	2070,197
ultrahang terjedési sebesség (km/s)	0,8	0,7	12	13	0,7	0,7	0,6
húzószilárdság (MPa)	2,417	1,51	1,079	1,799	1,483	2,381	3,279



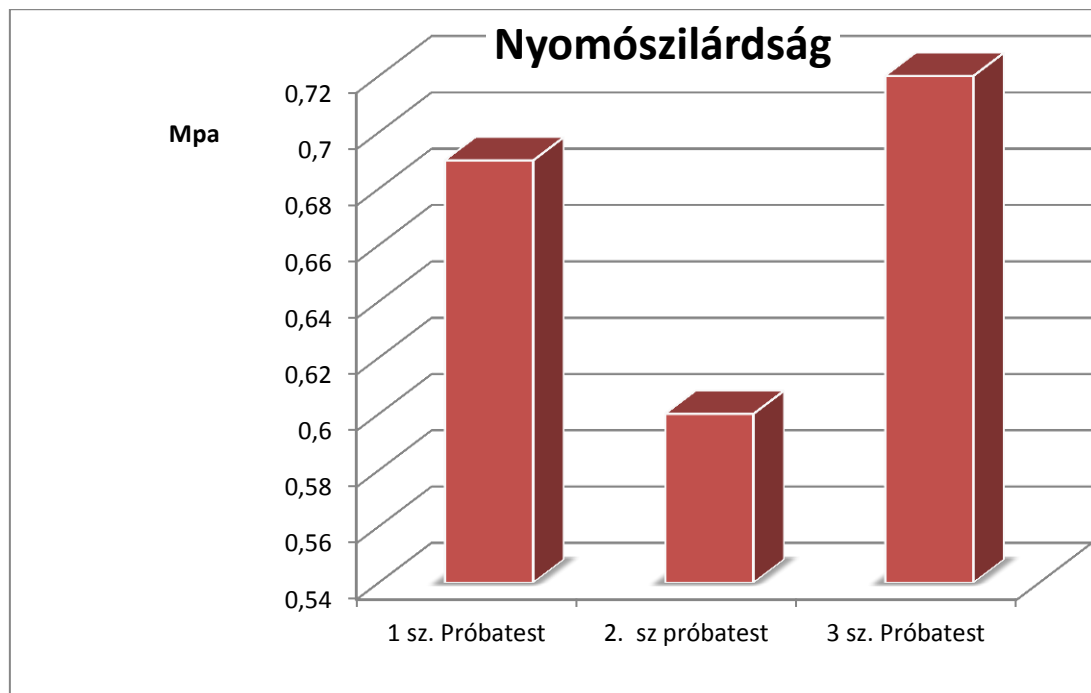
26. ábra. Vizsgálati elrendezés és a tönkremeneteli kép

## 5.2 A habarcs szilárdság vizsgálata

A habarcs hajlító és húzószilárdságának meghatározását az MSZ EN 1015-11:2000 számú szabvány szerint végeztem. A vizsgálat elvégzéséhez két féle keverési arányt választottam, és az általam kapott eredmények az alábbiakban láthatók. Minden keverési arányból 3 próbatestet készítettem, és vizsgáltam ezek nyomó illetve hajlító-húzószilárdságát.

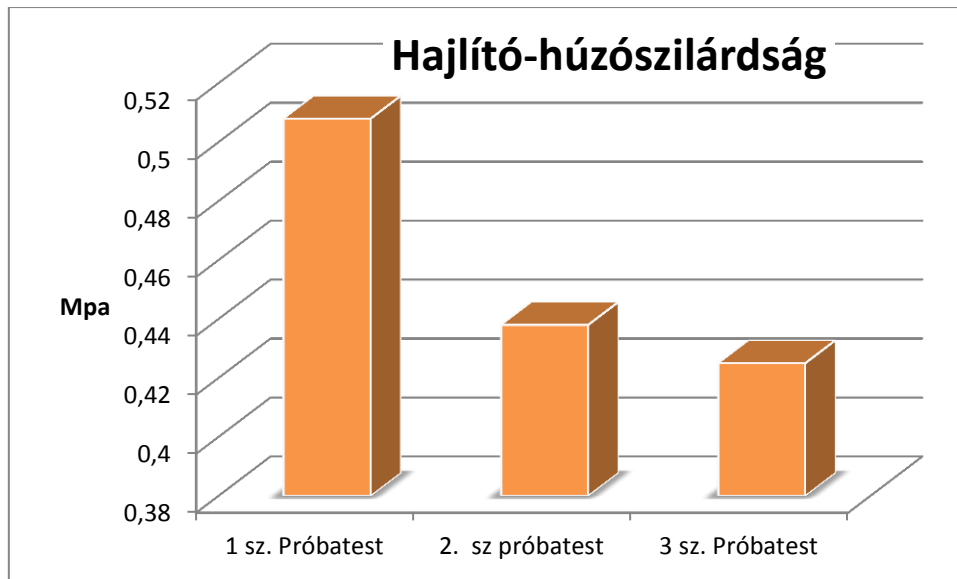
### I. számú keverés

Ebben az esetben a víz „mész” tényezőt nagyobbra vettem fel.



27. ábra. Az I. számú habarcs nyomószilárdsági értékei

A nyomószilárdságok átlagértéke: 0,67 MPa

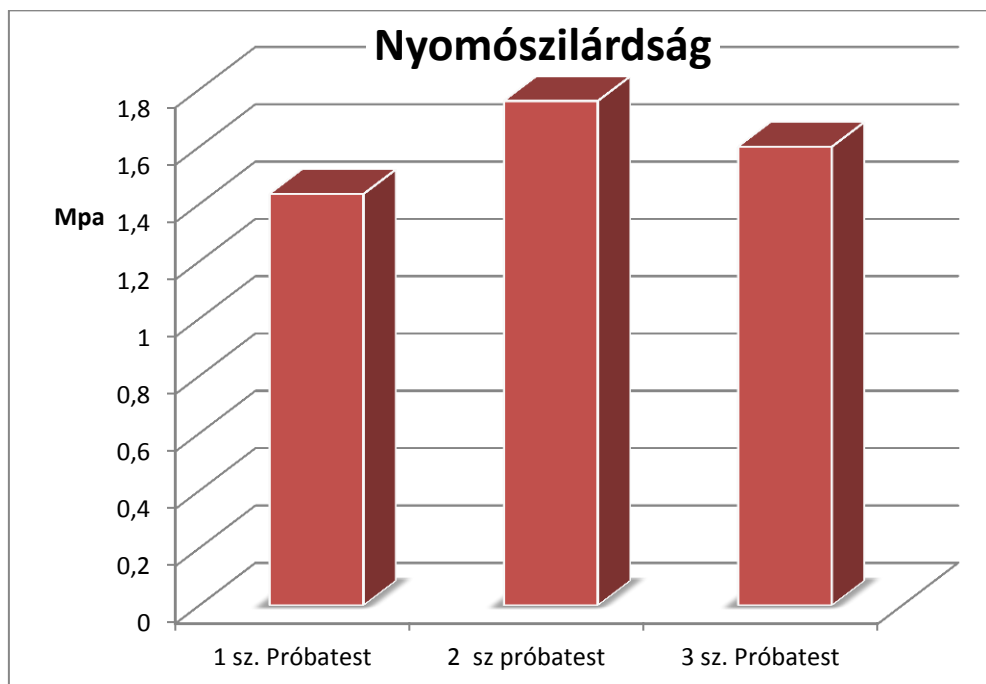


28. ábra. Az I számú habarcs hajlító húzószilárdsági értékei

A Hajlító húzószilárdságok átlagértéke: 0.457 MPa

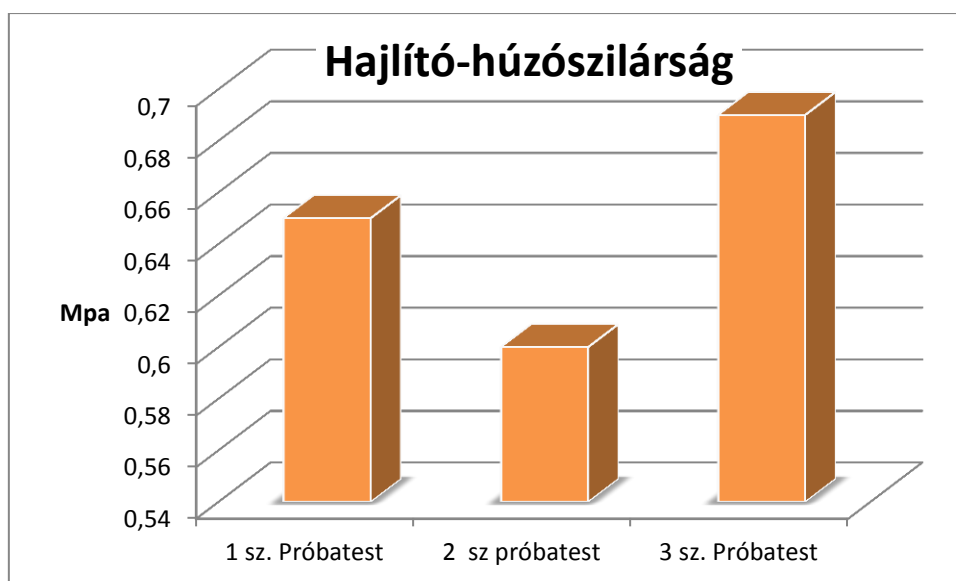
## II. számú keverés

Ebben az esetben a víz „mész” tényezőt kisebbre vettem az előzőnél, de a bedolgozhatósága még így is megfelelő volt.



29. ábra. A II. számú habarcs nyomószilárdsági értékei

A nyomószilárdság átlagértéke: 1.6 MPa



30. ábra. A II. számú habarcs hajlító húzószilárdsági értékei

A hajlító-húzószilárdság átlagértéke: 0.64 MPa

Az eredmények alapján a II. számú keverési arány nagyobb nyomó és hajlítószilárdsággal rendelkezik, mint az I számú. Az értékek szórása is kisebb a nyomószilárdságnál. Ez a keverési arány egy jóval homogénebb, és ellenállóbb habarcsot eredményez. A kivitelezéshez is ezt az összetételű habarcsot alkalmaztam. Ez megfelel egy Hf15 fajtájú cement alapú habarcsnak.

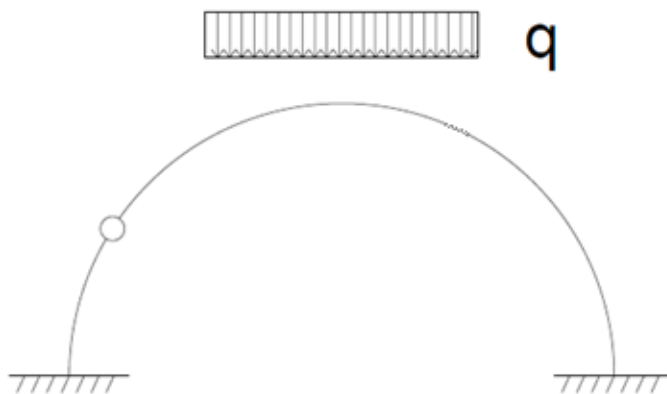
### 5.3 A boltozat laboratóriumi vizsgálata

Az elkészült boltozat próbaterhelését a minél használhatóbb eredmények elérése érdekében számos konzultáció és vizsgálat előzte meg. A próbaterhelés az ív közepén elhelyezett megoszló teher alkalmazásával történt. A boltozatok terhelése a legtöbb esetben megoszló teherrel történik a valóságban is, akár épületszerkezetek akár hídszerkezetek boltozatáról van szó.

- Az épületek boltozatainál a megoszló teher a számottevő, ami a rá épített falazatokból feltöltésekből származik.
- A hidaknál a tengelyterhelés koncentrált erőként adódik át a pályára, de a háttöltés ezt a jellegű terhet elosztja, így itt is megoszló teherrel lehet számolni.

A terhet egy az ív alakjához készített fa teherelosztó betét közvetítette a boltozatra. Az ív teljes hosszának a felén hatott a megoszló erő (31.ábra). Az elkészült boltozat statikai vázát szintén a 31. ábra mutatja, ahová a csukló az átrepedt fuga miatt került be.





31. ábra. A feltételezett statikai váz

A boltozat próbaterhelését kezdetben egy hidraulikus dugattyúval szerettem volna végezni, amit a szerkezet tetejére szereltem volna erőmérőcella beiktatásával, a dugattyú másik végét pedig a tanszék nagy törögépének acéllapjához feszítettem volna. A hidraulikus dugattyú és a hozzá tartozó szerkezetek összsúlya elérte a 25 kg-ot és figyelembe véve a kezdeti repedést nem mertem megkockáztatni, hogy a szerkezetet egy ekkora hirtelen terhelésnek kitegyem. Ezért a terhelést a teherközvetítő elemre helyezett edénybe fokozatosan töltött homokkal végeztük. Abban az esetben ha ilyen módon a szerkezet elbírja a 25 kg-ot akkor kerül sor a dugattyús terhelésre, második lépcsőben.

Az erő mellett még az elmozdulásokat mértem indukciós és nyúlásmérő bélyeges elmozdulásmérőkkel, amiket külön be kellett építeni a szerkezet alá. Összesen 5 darab mérőműszert helyeztem el megosztva az intrados mentén. Ezeket zártporusú PS habból készült tartóba erősítettem bele (32-33.ábra). A terheléskor az elmozdulásmérők mérési eredményeit egy Spider 8 típusú adatrögzítő berendezés közvetítette a számítógépre, így módon a terhelés közben folyamatosan figyelemmel kísérhettem az elmozdulások alakulását.



32. ábra. Az elhelyezett elmozdulásmérők

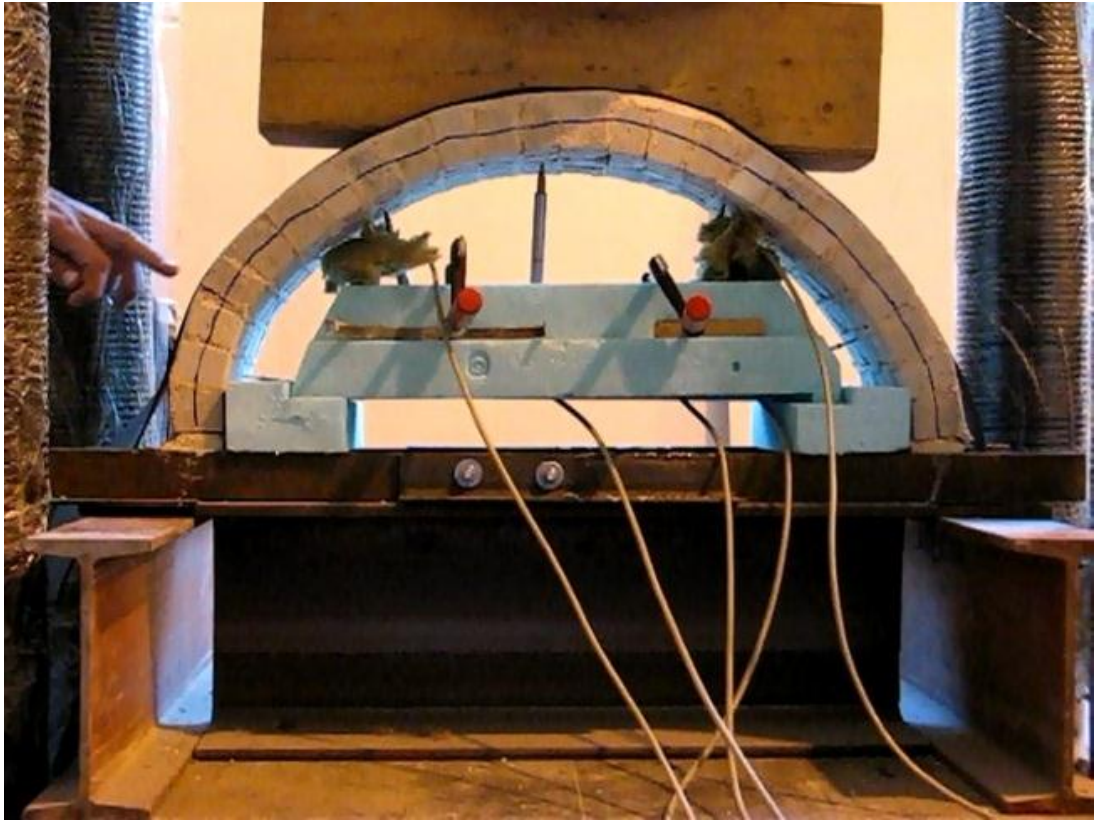


33. ábra. Elmozdulásmérők

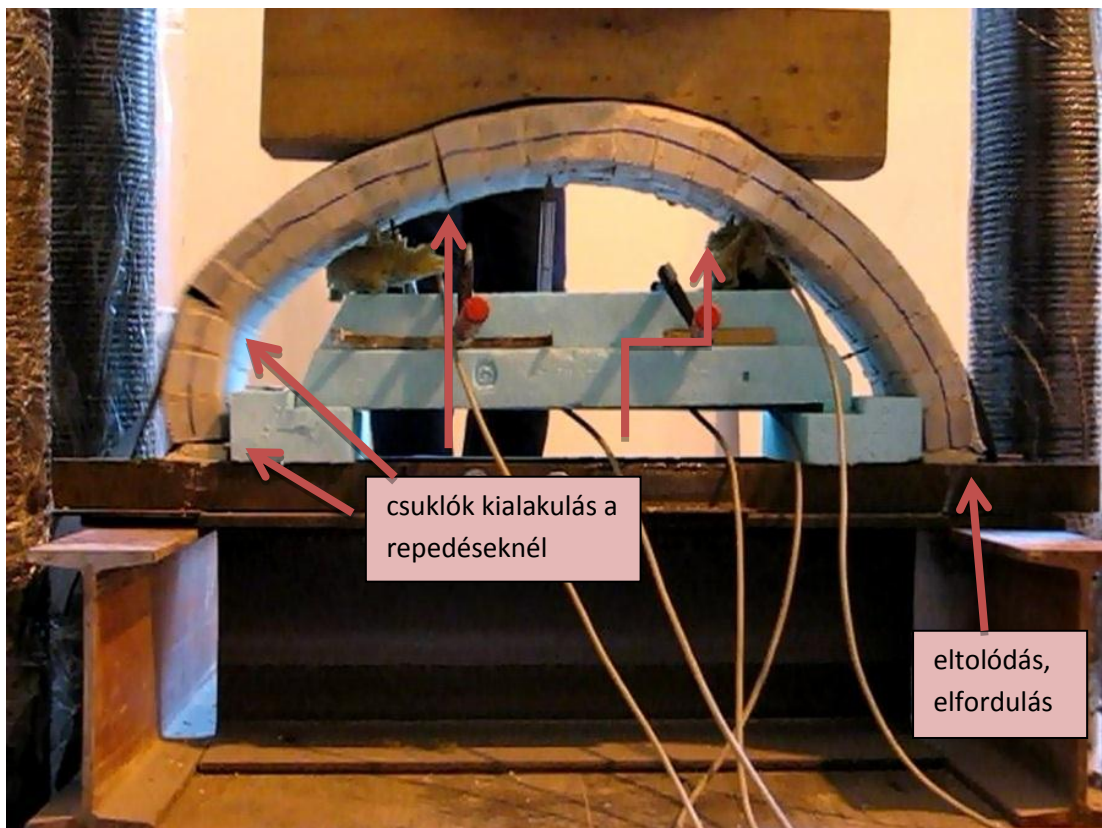
A terhelés folyamata lépésről-lépésre:

- Az elmozdulásmérők beállítását követően ellenőriztem, hogy mindegyik megfelelően működik-e. Az elmozdulásmérőket úgy helyeztem be, hogy mindeket irányba tudja rögzíteni az adatokat. Ezzel a módszerrel lehet jelezni, hogy a szerkezet hol melyik irányban mozdul el.
- A következőkben elhelyezésre került a teherközvetítő elem és az edény, az ívre még egy plusz gumiréteget tettük a tökéletes felfekvés érdekében.

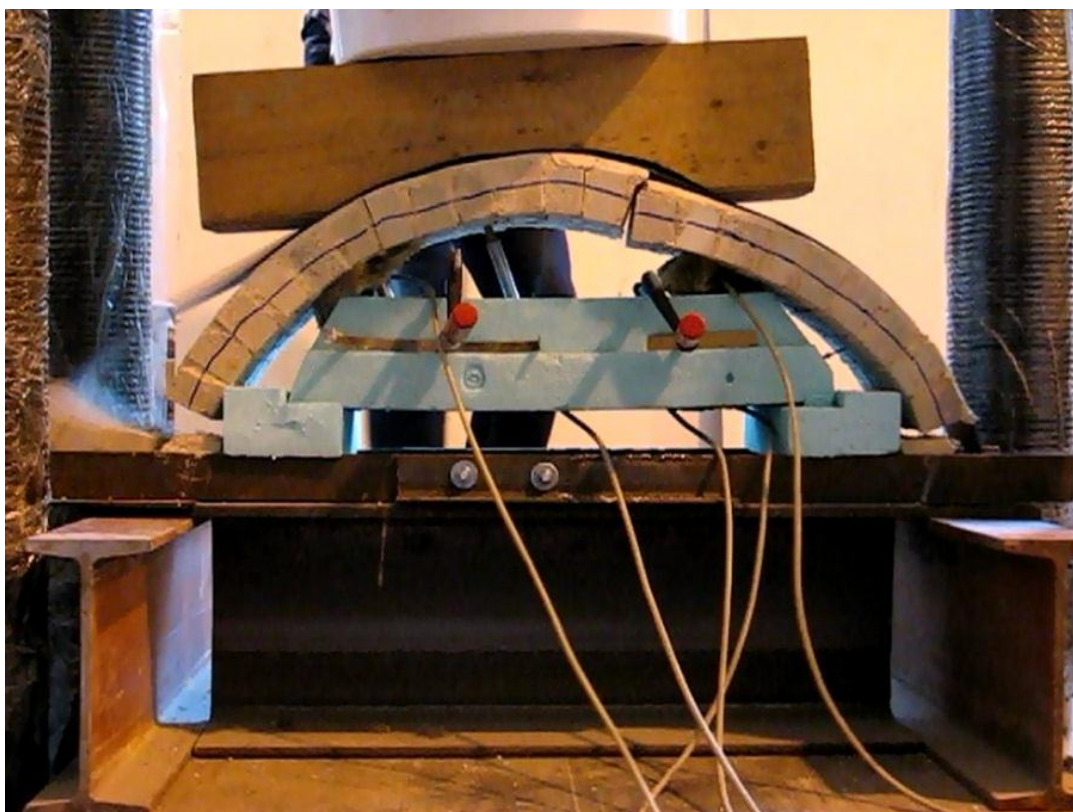
- Ezután jött maga a terhelés. Az műszereket lenulláztuk és elindítottuk a kamerát, majd elkezdük folyamatosan adagolni a homokot. Fánghelyként adtuk a homokot óvatosan, ne legyen dinamikus terhelés.
- A terhelés növelésével az elmozdulásmérők folyamatosan jeleztek, a legnagyobb elmozdulás a fentiekben már leírt repedés mentén keletkezett. Itt a szabad szemmel is jól lehet látni az alakváltozást, a repedés folyamatosan nőtt, míg végül a tönkremenetel is itt következett be. A repedés teljesen szétnyílt majd a befogás fölött is tönkrement és egy jókora darab kifordult a szerkezetből, majd az egész összeomlott (34-35. ábra).
- Az edényt levettük róla és lemértük a beletöltött homok tömegét, az értékeket összegezve 193.16 N törőerőt kaptam. Az erőt átszámítva a felületre amin eloszlott, 9.198 kN/m<sup>2</sup> kaptam.



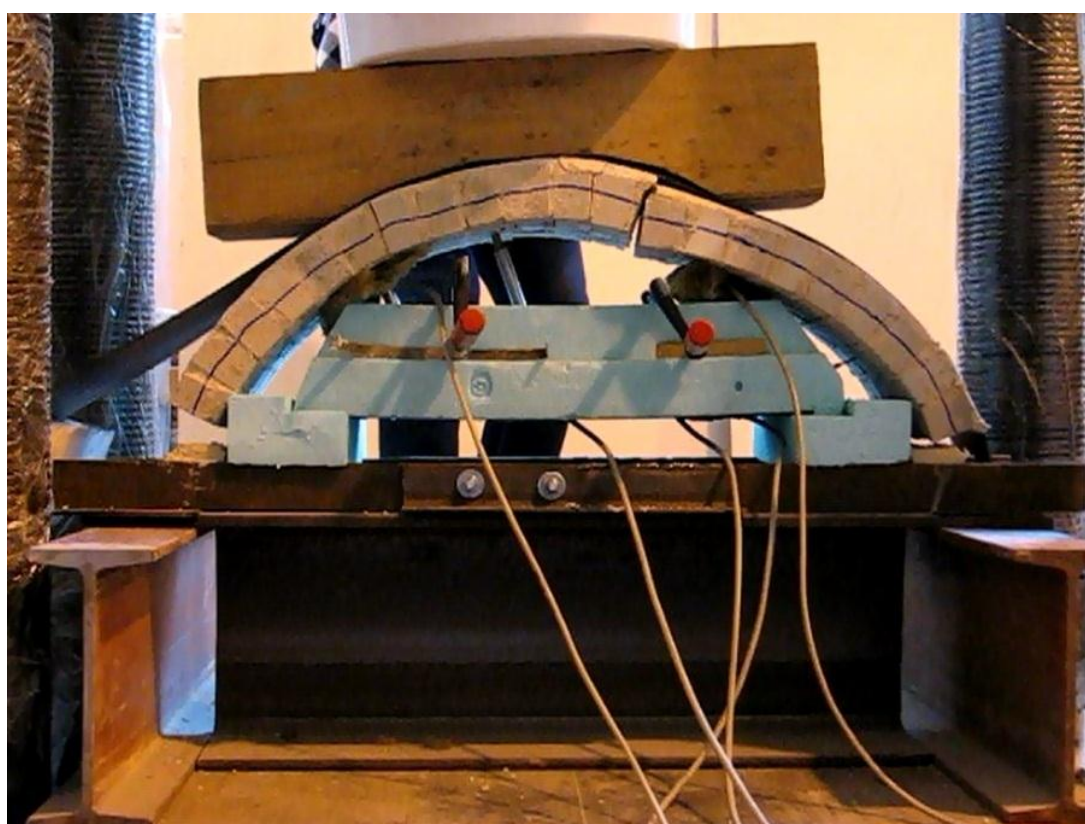
34. ábra. Az elmozdulások repedések, már szabad szemmel is láthatóak



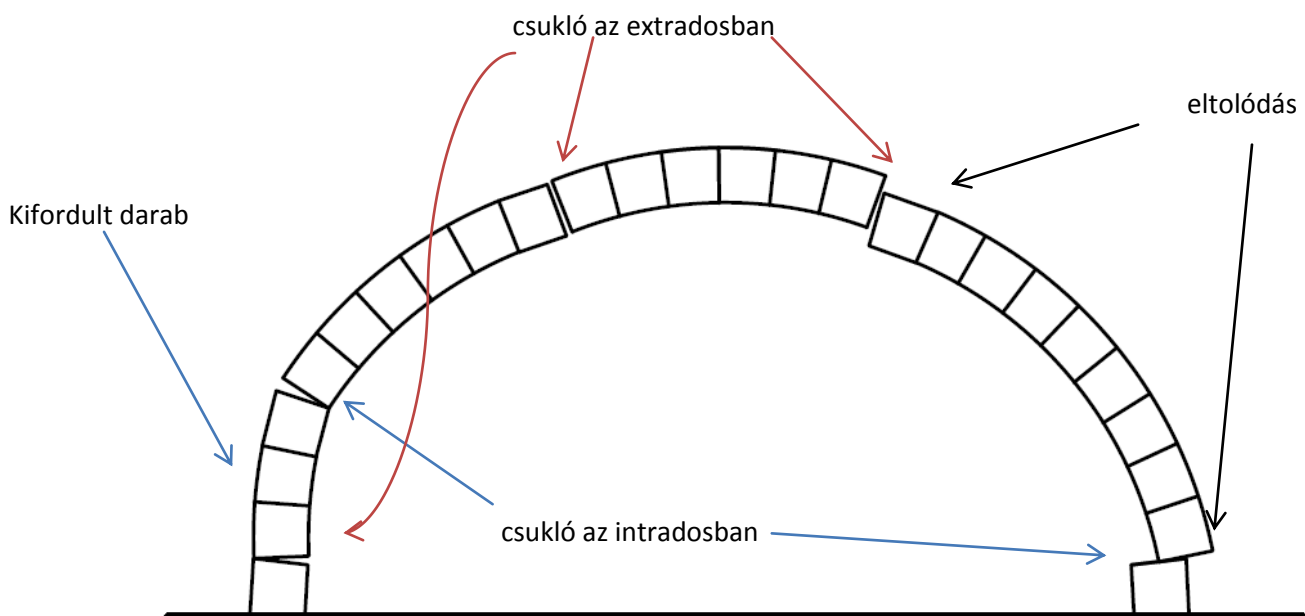
35. ábra. A közvetlenül a tönkremenetel előtt kialakult repedések



36. ábra. A „kieső” szerkezeti elem



37. ábra. A tönkrement szerkezet

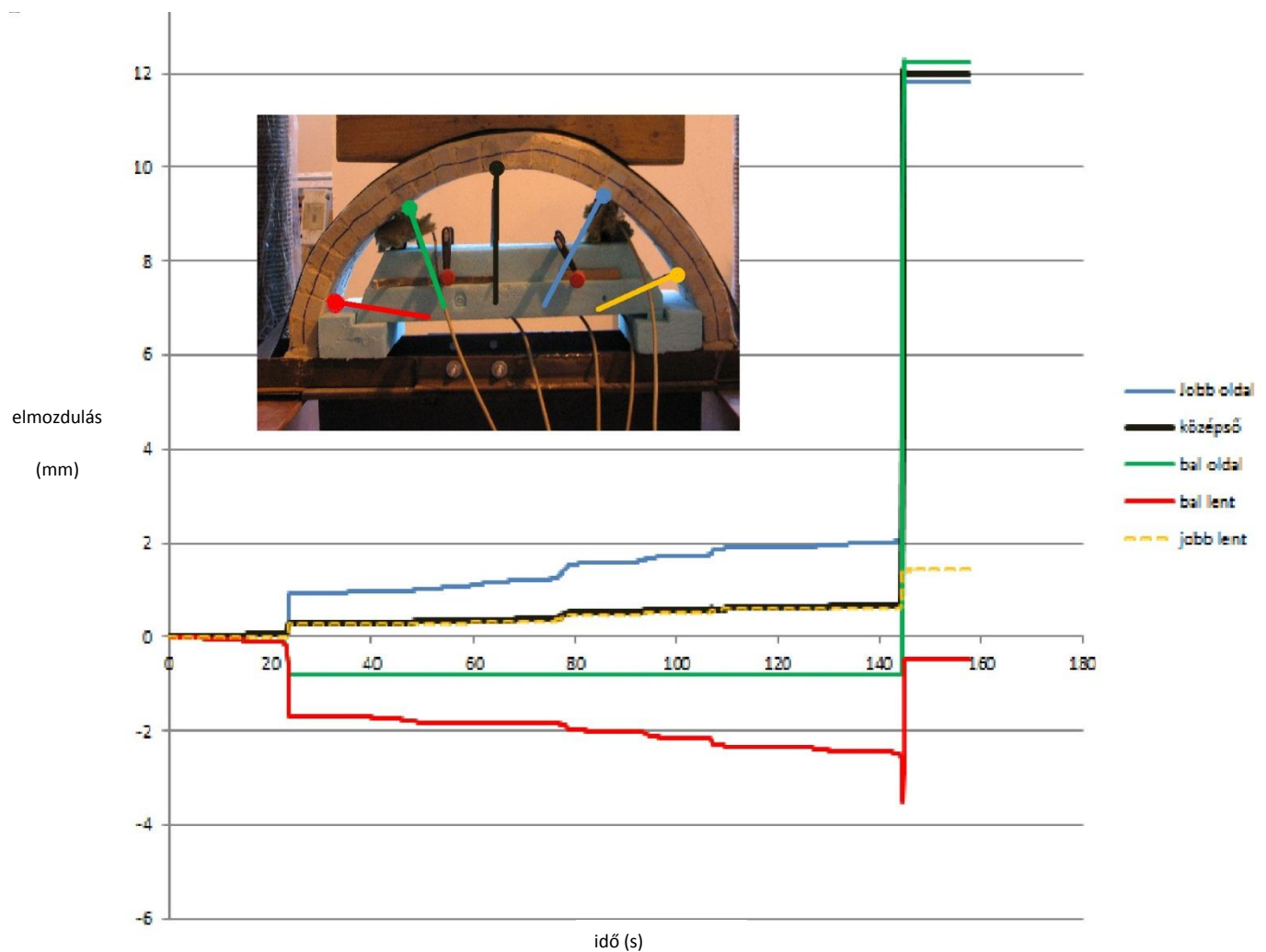


38. ábra. A szerkezeten végbemenő különböző elmozdulások

A tönkremeneteli folyamat közben megfigyelhető, ahogy megjelennek a repedések ott csukók alakulnak ki, és szögelfordulás keletkezik (38. ábra). A jobb alsó támaszon eltolódás és elfordulás egyszerre következik be. Az alsó elemek nem tudnak semmilyen mozgást végezni, mert a támasz teljesen befogottnak tekinthető az acélkeret miatt, ami az alsó elemeknek nem engedi sem az eltolódását sem az elfordulását.

Az elmozdulás idő grafikonon (39. ábra), különböző színek mutatják az elhelyezett elmozdulás mérők helyét, valamint azok által mért értékeket. A pozitív értékek alatt az ív középpontja felé történő elmozdulást jelentik, míg a negatív értékek pedig az egyes pontok távolodását az ív középpontjától. A piros és a zöld színnel jelzett pontok kifelé a többi helyen pedig körív középpontja felé mozdult a szerkezet. Az értékek hirtelen megugrásánál következett be a tönkremenetel, a 145. másodpercben. A függvények szakaszosan növekednek minden egyes ugrás a rákerült többletterhelést jelenti.

Elmozdulás idő grafikon:



39. ábra. Az elmozdulás idő grafikon

Összességében a szerkezet a várt módon viselkedett. Megfigyelhető, hogy a tönkremenetel a feltételezett csuklók helyén következett be, és a szerkezet négy darabra esett szét. Ez a két repedés jelentősen gyöngítette a szerkezetet. A teherbírás így csekély mértékűre adódott, persze a cél nem a legnagyobb teherbírás elérése volt hanem az ív viselkedésének jellemzése.

A félköríves szabadon álló boltozat erőtanilag nem optimális. Egy boltozott kőszerkezetű híd esetén a teherbírást az ív szerkezete és anyagainak tulajdonságai mellett a felszerkezet azaz a feltöltés és háttöltés is jelentősen befolyásolja. Jelen kutatási fázisban a cél csupán egy kőhíd kőszerkezeti részének vizsgálata volt, ezért az eredményül kapott teherbírás sem hasonlítható egy híd méretarányosan számított teherbírásához. A későbbiekben egy teljes boltozott híd kicsinyített vizsgálatát is tervezem.

## 6. Számítógépes modellezés

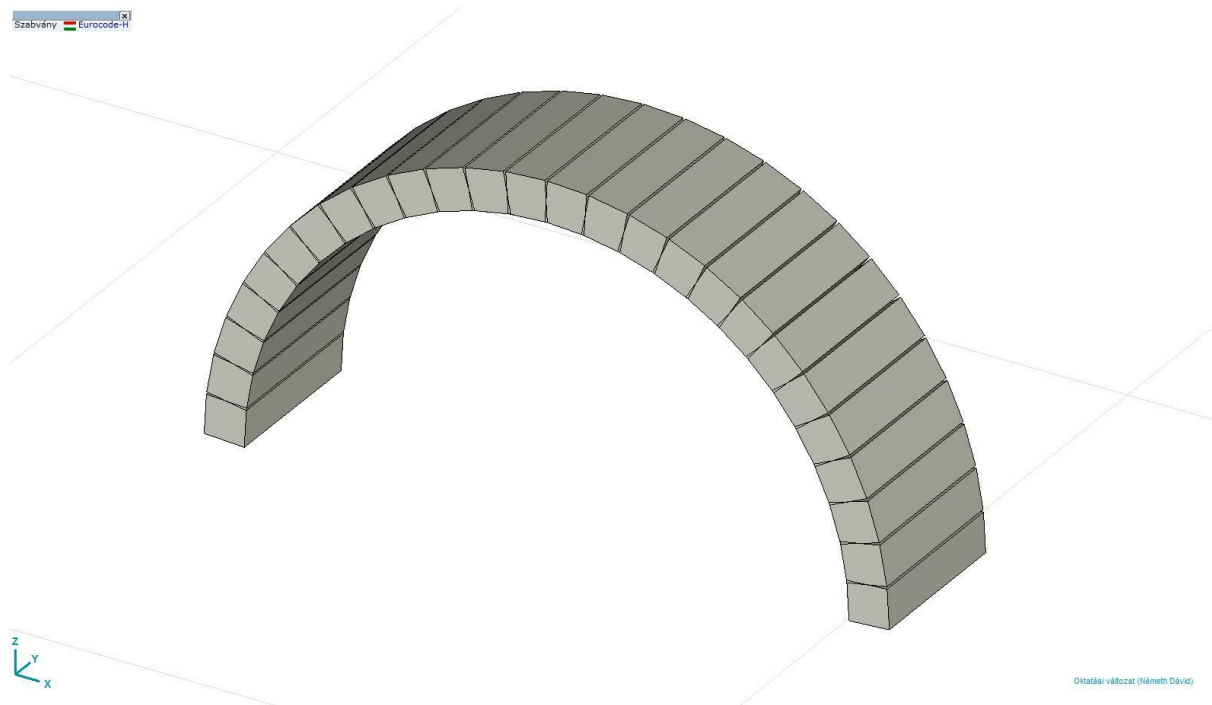
### 6.1 Végeelemes módszer

A számítást az AxisVM 11.0 R3eszoftverrel végeztem, ami ugyan nem kifejezetten alkalmas a kőszerkezet különböző tönkremeneteli lehetőségeinek, modellezésére, ugyanis a szerkezetet homogénnek tekinti, egy valós kőszerkezet pedig inhomogén. Homogénnek csak az egyes elemek tekinthetők úgy mint kőzetblokkok, közöttük a habarcs. A szerkezetet a szoftverben egy a homokkővel megegyező szilárdságú betonból definiáltam. Az átmenő repedés helyén csuklót tételeztem fel, valamint a szerkezetet két oldalról befogott tartónak modelleztem (40.ábra). A tört tengelyű tartó Axis modelljét az 41. ábra mutatja.



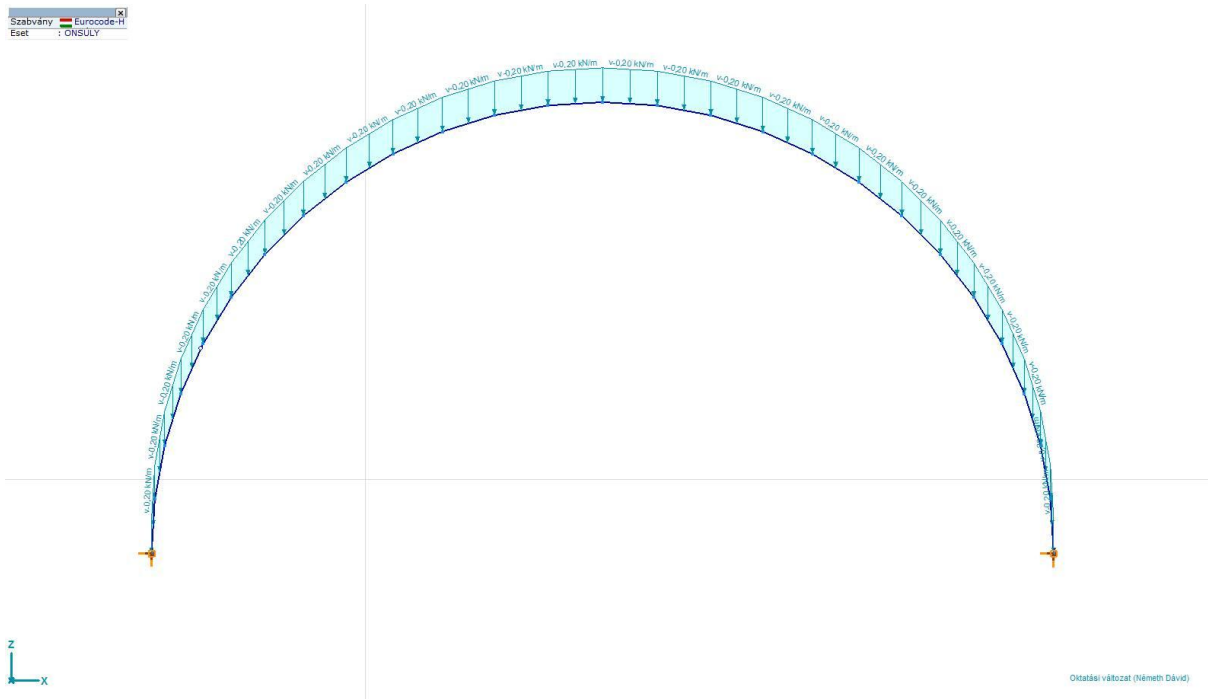
40. ábra. Az Axisban feltételezett statikai váz



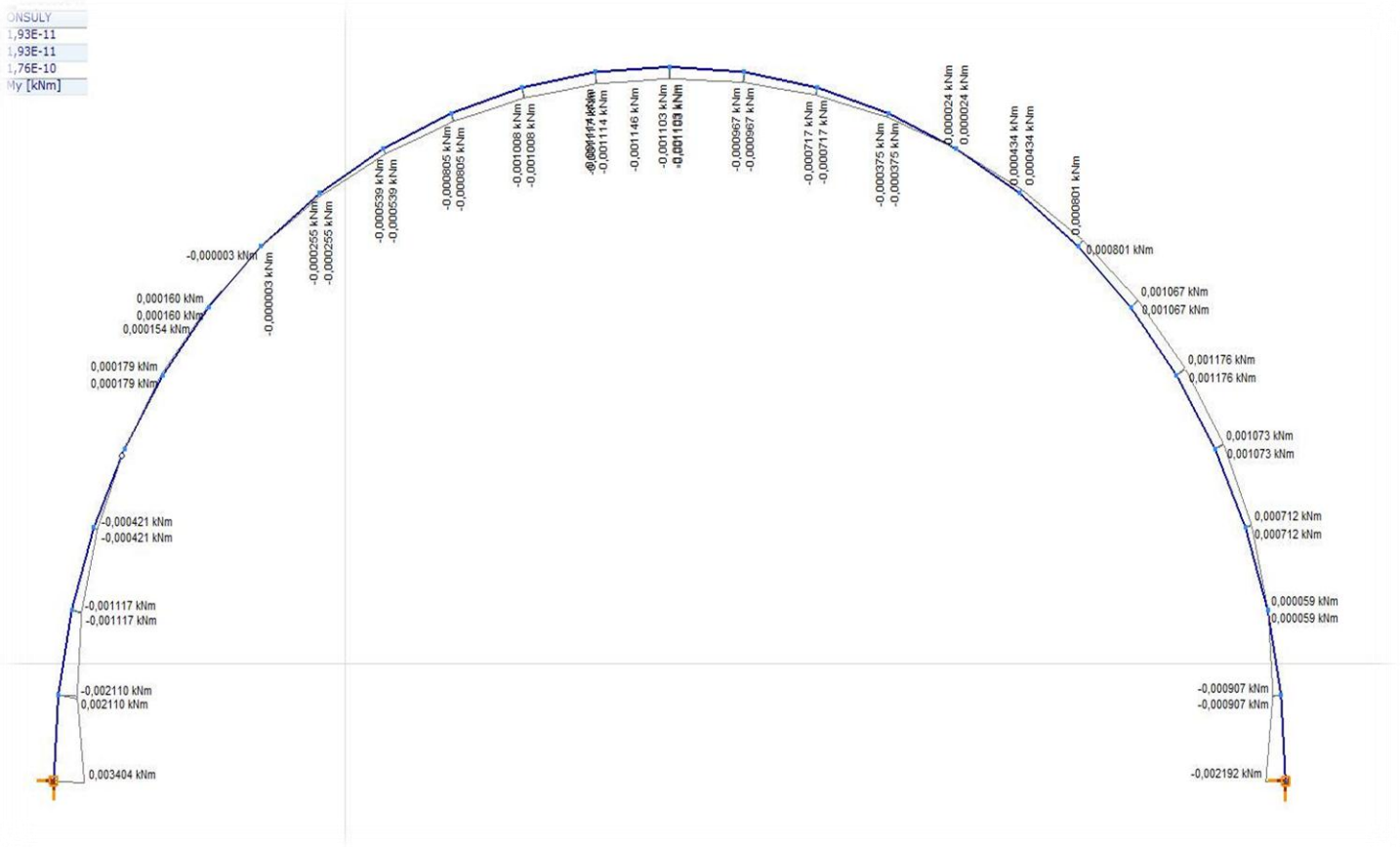


41. ábra. A szerkezet látványterve, tört tengelyű tartóként definiálva a szerkezetet

Erre a modellre helyeztem először az önsúlyterhet, amit a homokkő korábban meghatározott jellemzőiből számított a szoftver (42. ábra). Az önsúlyteherből meghatároztam a reakcióerőket, valamint a nyomatéki illetve normálerő ábrát (43-44.ábra). Majd a következő lépésben a laboratóriumban mért törőterhet is ráraktam a modellre (45.ábra) és szintén meghatároztam ugyan ezeket az értékeket. Az itt alkalmazott közelítések ellenére a nyomatéki ábrák összhangban voltak a mért elmozdulásokkal, a húzott és nyomott részek egyeznek a laboratóriumban vizsgált modellen tapasztalt nyomatékokkal (46-47. ábra).

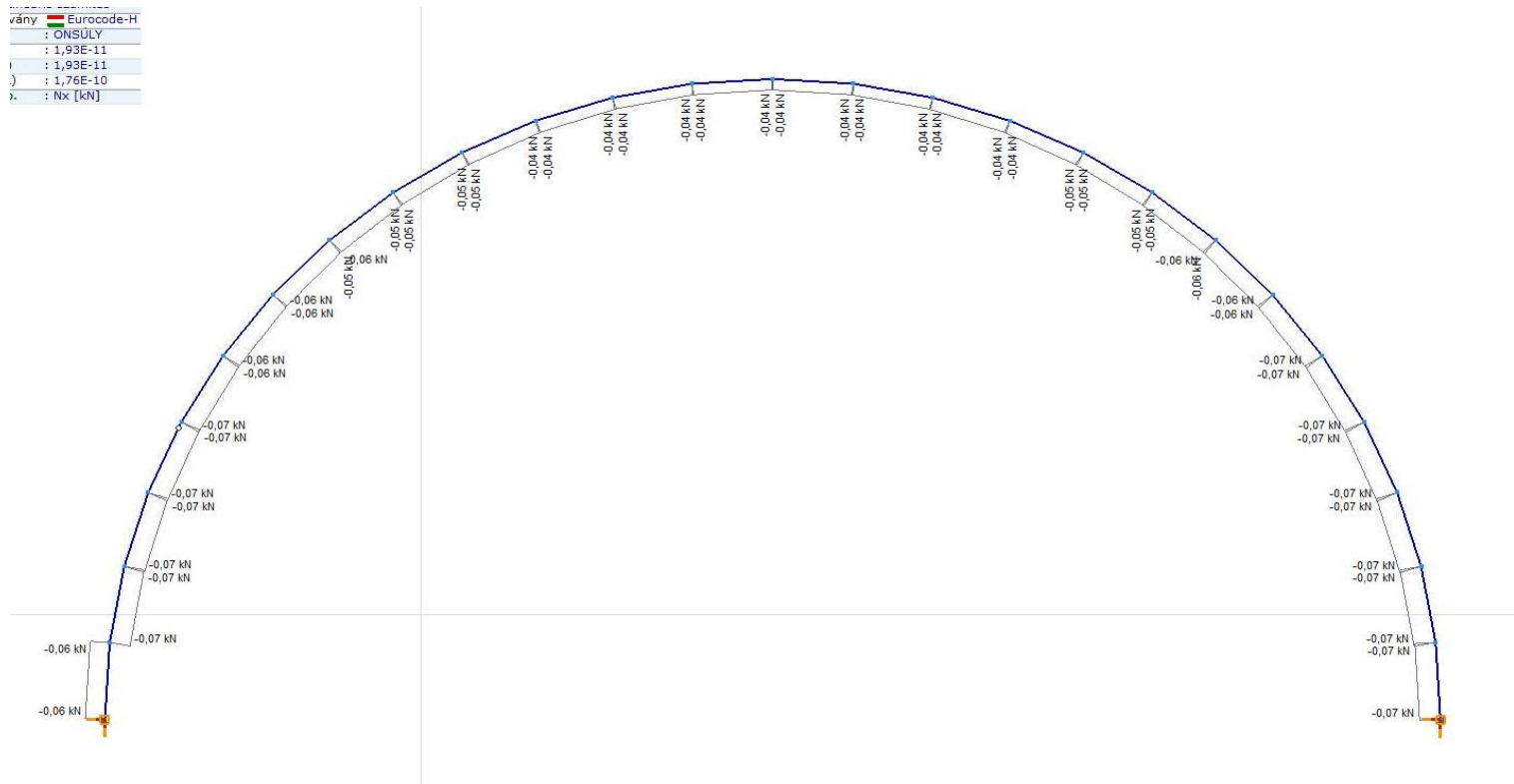


42. ábra. Az önsúlyteher



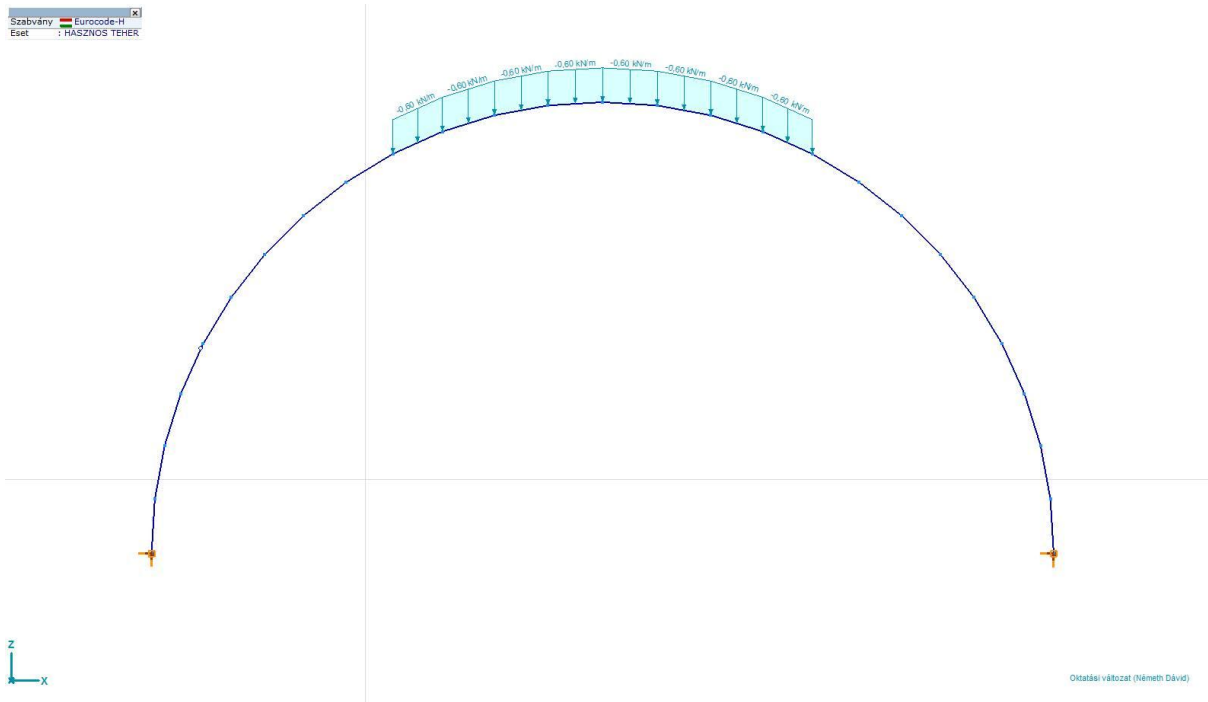
43. ábra. A nyomatéki ábra az önsúlyteherből

vány Eurocode-H  
 : ÖNSÚLY  
 : 1,93E-11  
 : 1,93E-11  
 : 1,76E-10  
 : Nx [kN]

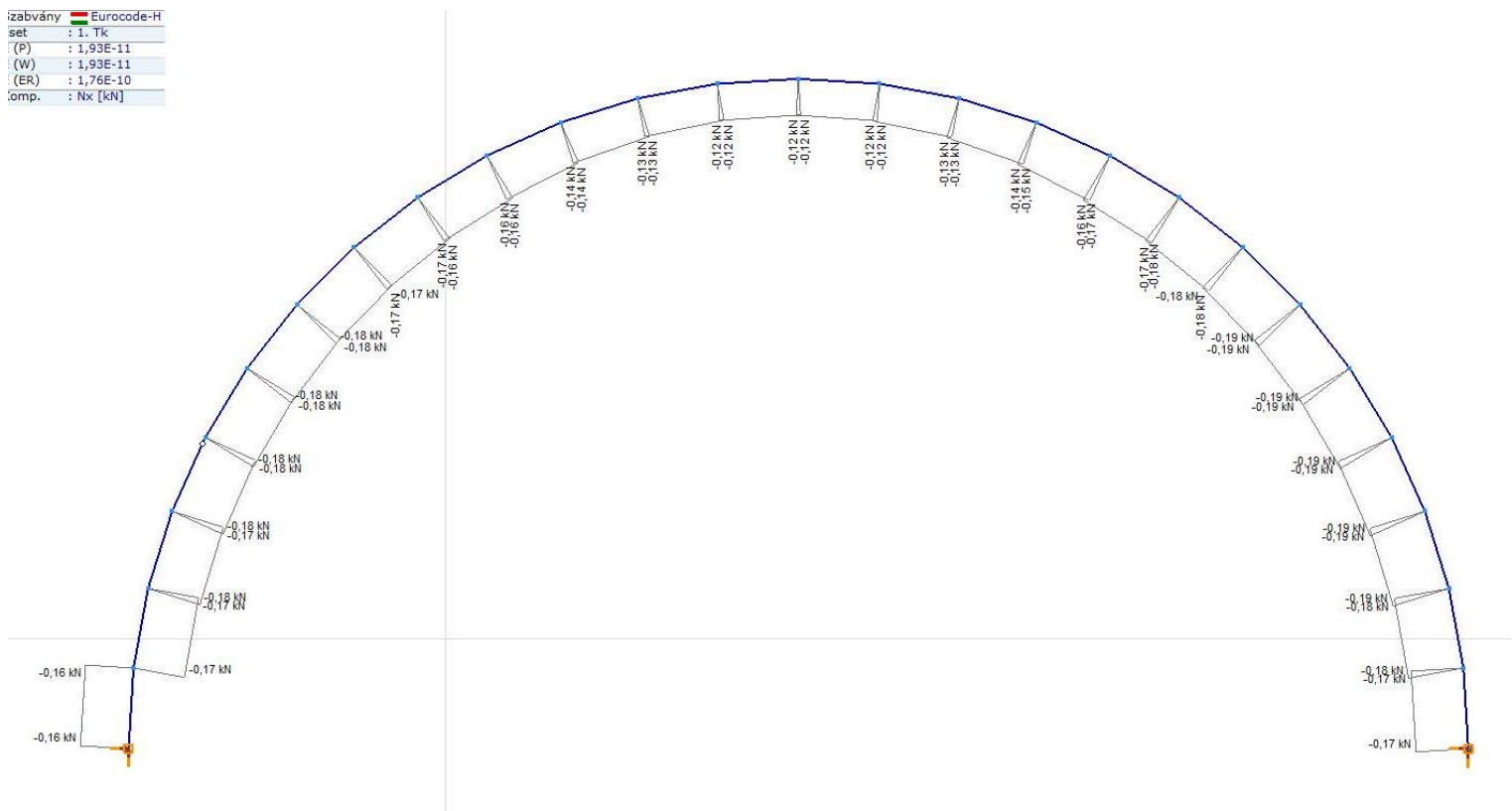


44. ábra. A normálerő ábra az önsúlyból

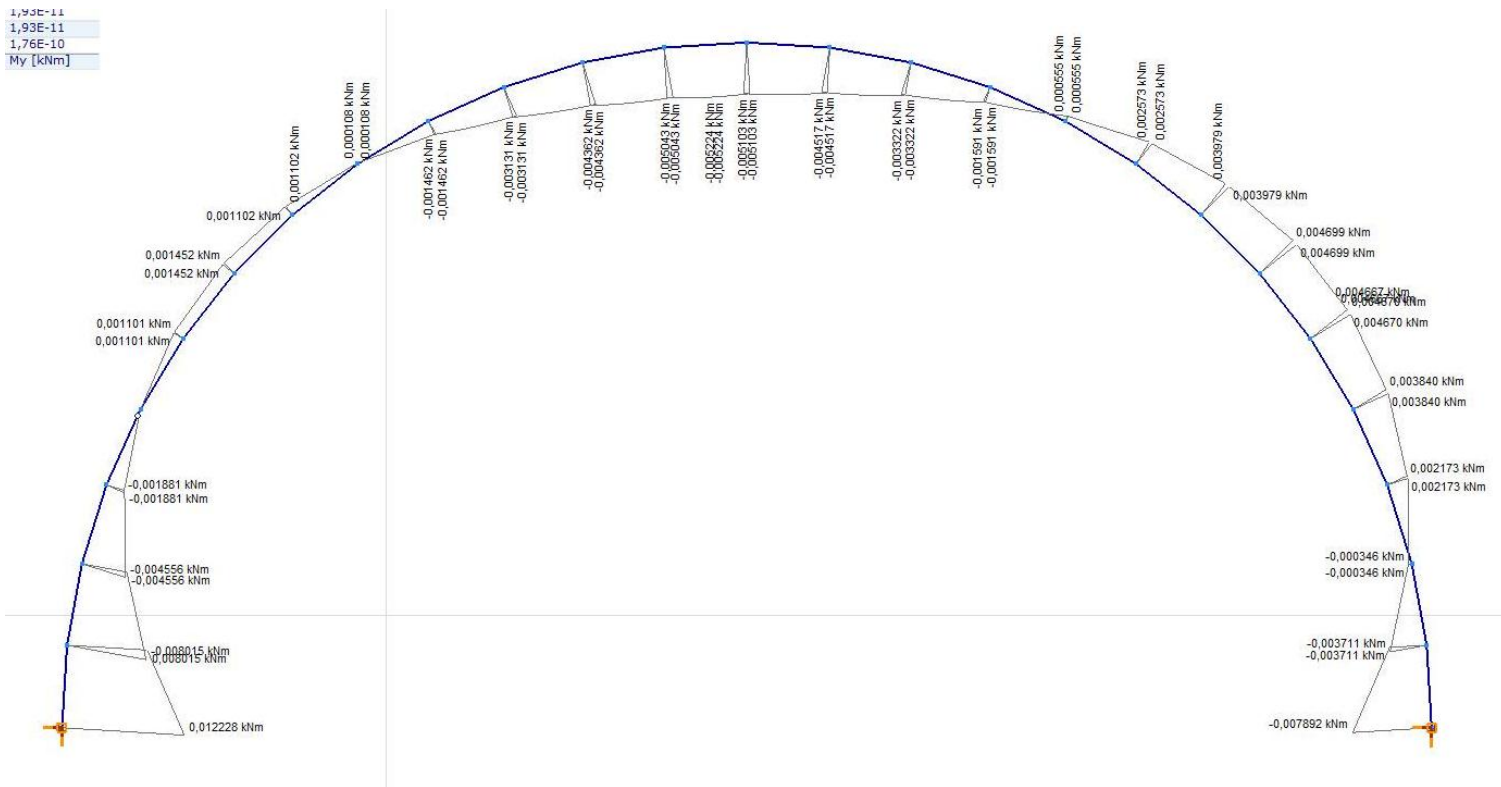
A bal oldali támaszon a reakcióerők függőleges komponense, 0,06 kN, a jobb oldali támaszon a pedig 0,07 kN. A vízszintes komponens mind a két esetben 0,04 kN. A nyomatéka bal oldali támaszon 0,0034 kNm a másik oldalon pedig 0,0024 kNm.



45. ábra. A hasznos teher elhelyezkedése a tartón



46. ábra. Normálerő ábra a hasznos teherből



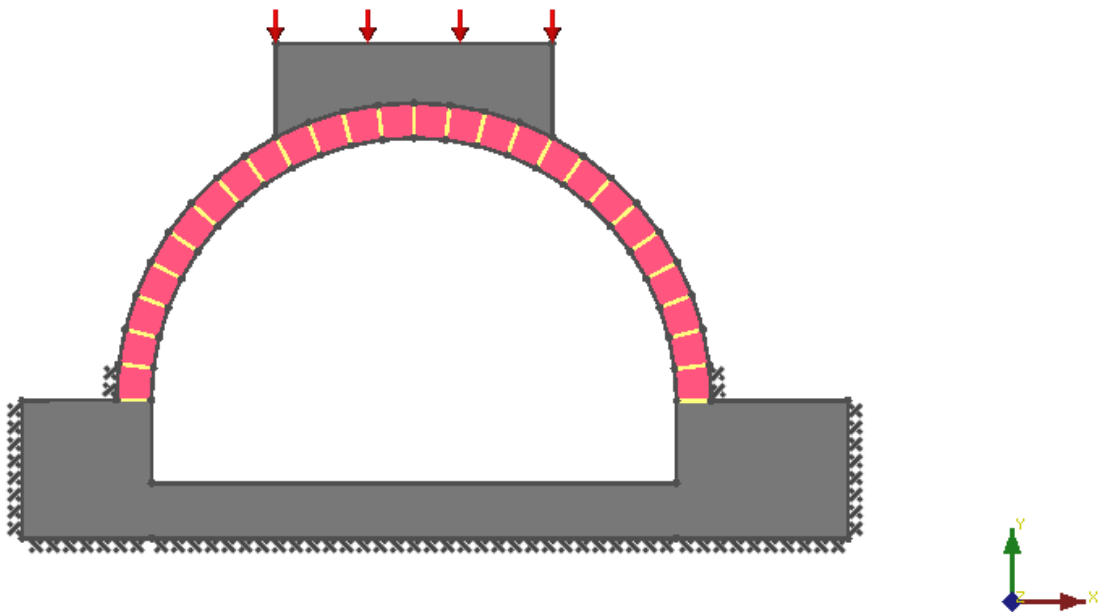
47. ábra. Nyomatéki ábra a hasznos teherből

A reakcióerők itt, növekednek az önsúlyhoz képest. A bal oldali támaszon a függőleges 0,15 kN, a vízszintes komponens 0,12 kN, a nyomaték pedig 0,0122 kNm. A jobb támasznál ezek az értékek 0,16 kN, 0,12 kN valamint 0,00789 kNm.

A nyomatéki ábrák összhangban voltak a mért elmozdulásokkal, a húzott és nyomott részek egyeznek a laboratóriumban tapasztalt nyomatékokkal. Megfelelő közelítést lehetett ezzel a programmal kapni az elmozdulások valamint nyomatékok mértékéről.

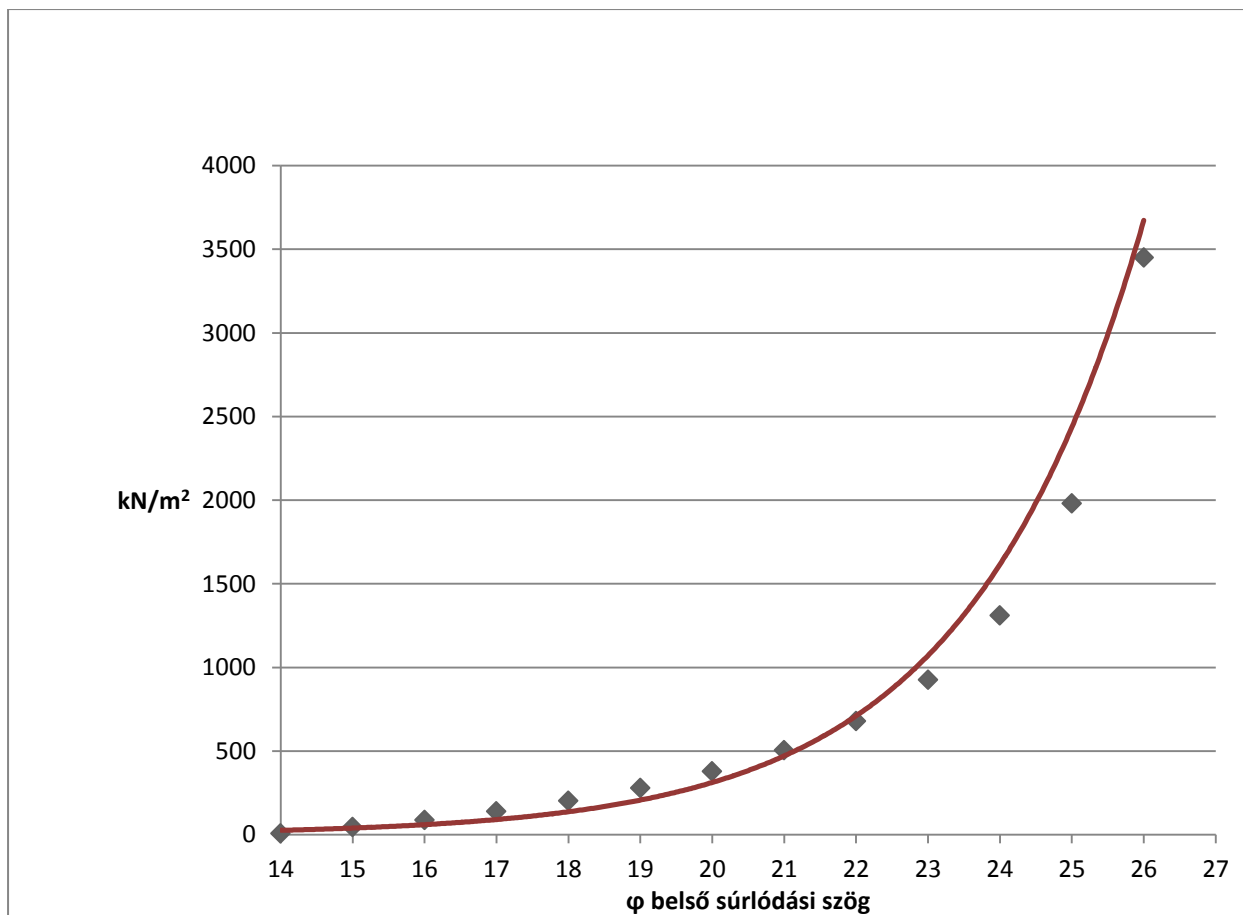
## 6.2 Limit State Geo 2.0

A legátfogóbb számítógépes vizsgálatot a Limit State geo 2.0 nevű szoftverrel végeztem. A programban az egész szerkezet külön elemekből építettem fel. A modell elkészítésénél törekedtem a valós értékek pontos rekonstruálására, a terhelést átadó elemet is modelleztem, és erre helyeztem  $1 \text{ kN/m}^2$  megoszló terhet (48. ábra). A szoftver nem alkalmas a kis méretű szerkezetek modellezéséhez, így a modellt a valós méretekkel kellett felépíteni, így szoftverrel 1:1 méretekben vizsgáltam ellentétben a laboratóriumban vizsgált modell 1:10 méretarányával.



48. ábra. A boltozat modelljének felépítése a Limit State Geo szoftverben

A boltozatot építőelemenként lehet felépíteni a program segítségével, ahol külön lehet az elemek közti kapcsolatot azaz a habarcs tulajdonságait is definiálni. A homokkő építőelemeket merev blokkonként kezeltem, így a tönkremenetel a valós esethez hasonlóan a kőzetblokkok között ment végbe azok egymáshoz képesti elfordulásával vagy elcsúszásával. A habarcs szilárdsági jellemzőit a Mohr-Coulomb törési feltétel segítségével definiáltam, azaz kohéziót és belső súrlódási szöget adtam meg. Mivel kőzetblokkok közötti kapcsolatban a súrlódásnak van jelentős szerepe, így a habarcsot szemcsés tulajdonságúnak feltételeztem azaz a kohézióját  $1 \text{ kPa}$  értékűnek tételeztem fel. A belső súrlódási szög értékét csak közvetett módon tudtam meghatározni. Kőszerkezetű hidak modellezésénél a kőelemek közötti kapcsolat megállapításánál a súrlódási tényezőt általában tapasztalati úton határozzák meg, mert vizsgálata bonyolult. A modell által a legkisebb belső súrlódási szög  $14$  fok amikor már stabil a szerkezet. A továbbiakban mindig eggyel növelve a súrlódási szög értékét, meghatároztam a teherbírást, Az 49. ábra szemlélteti a különböző értékekhez tartozó teherbírást. Az értékeket parabolafüggvény írja le, jól megfigyelhető  $24$  fokos súrlódási szög felett a szerkezet teherbírása nagy meredekséggel emelkedik.



49. ábra. A belső súrlódási szög és a teherbírási kapacitás kapcsolata

A laboratóriumban vizsgált és a számítógépes modell méreteltérései fontos mérethatási problémát vetett fel. Meg kellett vizsgálni, hogy az 1:1-es valós méretű szerkezet teherbírási kapacitása aránylik az épített modelléhez. Az összehasonlításhoz a kísérleti szilárdságtan szigorú modelltörvényeit alkalmaztam.

### 6.2.1 A szigorú modelltörvények

A szigorú modelltörvény előírja a vizsgálat jelenségét befolyásoló összes mennyiségek és körülmények hasonlóságát. Szilárdsági kísérletek esetében ezeknek a következőkre kell kiterjedniük.

- a geometriai hasonlóságra
- a határfelületek (a külső terhelések és esetleges tömegerők) hasonlóságára
- a feszültségi és alakváltozási állapotok leíró összefüggések (egyenletek, differenciálegyenletek) alaki egyezésére (Thamm et al. 1968)

Az alábbi egyenlet fejezi ki a modell és a valós szerkezet terhelése közti hasonlóságot:

$$\frac{F_m}{l_m^2 E_m} = \frac{F_s}{l_s^2 E_s}$$

Ahol:

- $F_m$  a modellt érő terhelés
- $l_m$  a modell mérete
- $E_m$  a modell rugalmassági modulusa
- $F_s$  a valós szerkezetet érő terhelés
- $l_s$  a valós szerkezet mérete
- $E_s$  a valós szerkezet rugalmassági modulusa

ebbe a képletbe behelyettesítve a változókat:

$$F_s = F_m \left( \frac{l_s}{l_m} \right)^2 * \frac{E_s}{E_m}$$

A modell és a szerkezet azonos anyagból készül ezért a rugalmassági modulusok aránya egységnyi.

A motelléptékre való átlépés:

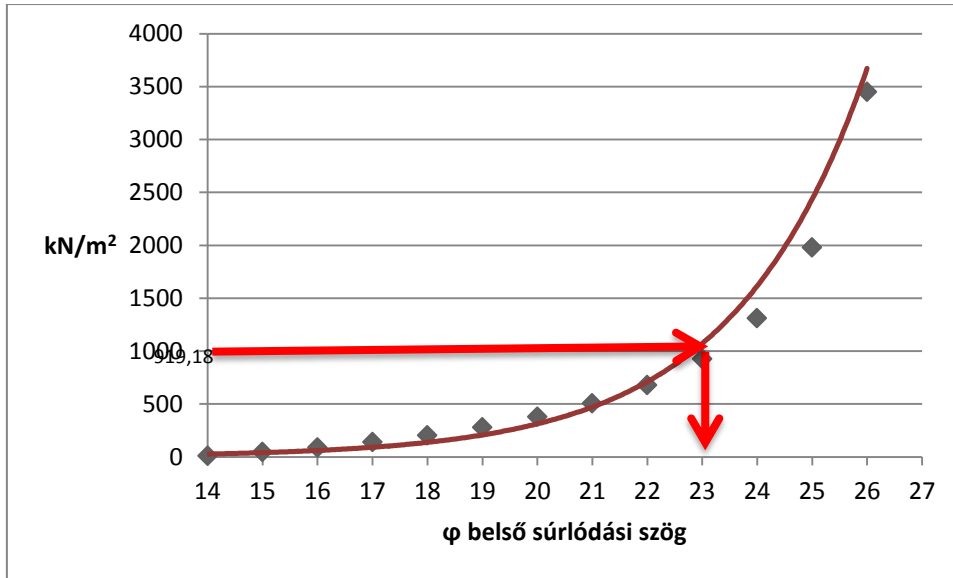
$$\left( \frac{l_s}{l_m} \right)^2 = \left( \frac{10}{1} \right)^2 = 100$$

$$F_s = 9.198 * 100 = 919.8 \text{ kN/m}^2$$

Ez alapján a modell és a valós méretek közt 100 az arányszám. Következtetésképpen a modellen lévő terhelésnek közelítőleg a százszorosát képes elviselni a valós méretű szerkezet.

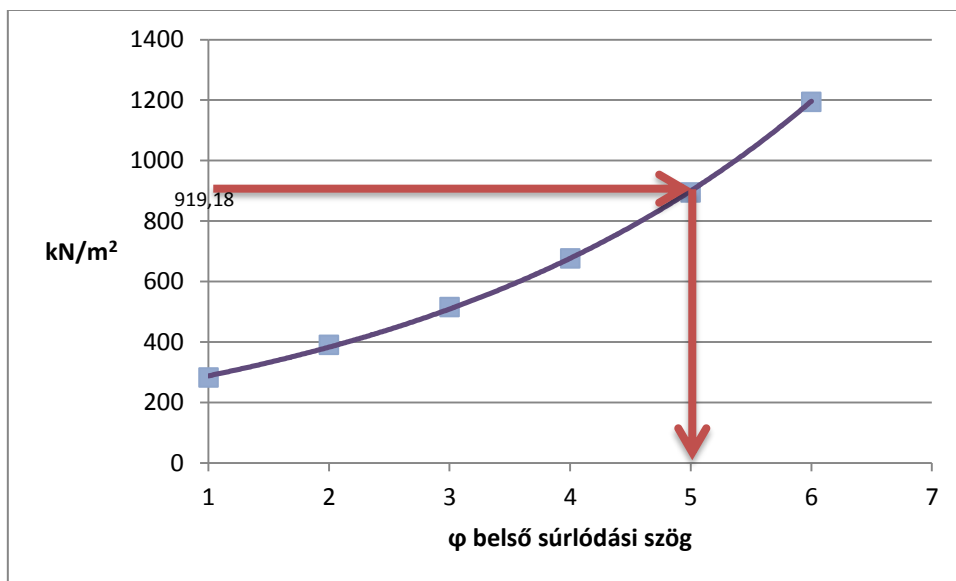
A modelltörvények alkalmazásával meghatároztam a valós szerkezetre jutó terhelést, így visszakövethettem az 49. ábráról az adott értékhez tartozó belső súrlódási szöget (50. ábra).



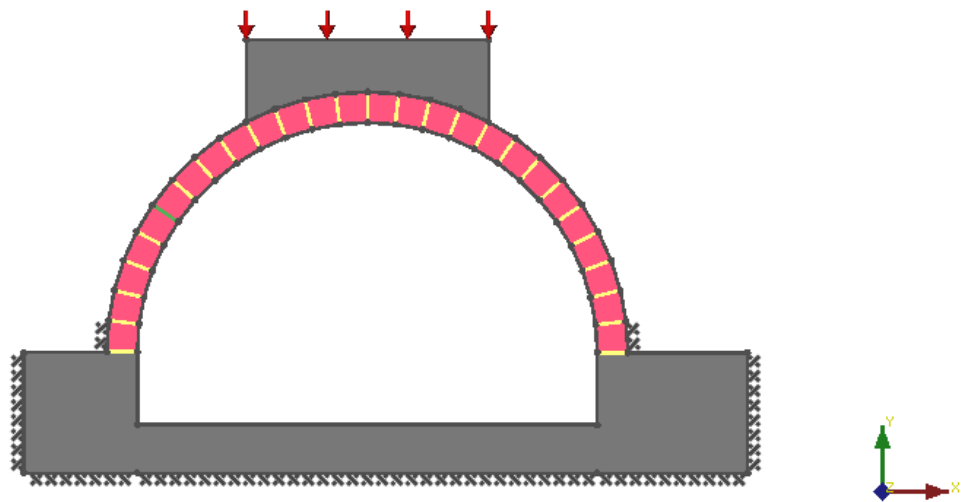


50. ábra. A valós szerkezet teherbírásához, tartozó belső súrlódási szög meghatározása

Az adott tönkremenetelhez tartozó belső súrlódási szög a 2-es ábra alapján 23 fok. A modellben a kísérletezés után véglegesítettem a súrlódási szög értékét. A számítógépes modellezés további feladata a már korábban említett szerkezeti repedés figyelembe vétele volt, amit a repedés helyén legyengítettem a habarcs szilárdsági paramétereit, és itt is vizsgáltam a súrlódási szög változtatásának hatását a teherbírásra, úgy, hogy a boltozat többi részén az előbbieken meghatározott  $\phi=23^\circ$  szöget használtam fel. Itt is ábrázoltam a teherbírás és súrlódási szög összefüggését, (51. ábra). Ugyan erről az ábráról meghatározható volt, hogy a berepedt keresztmetszetben 5 fokos maradó súrlódási szöggel lehet számolni A kohéziót a repedésmentes habarcséhoz hasonlóan 1 kPa -nak tételeztem fel. A gyengített keresztmetszet az 52. ábrán zölddel jelöltem.

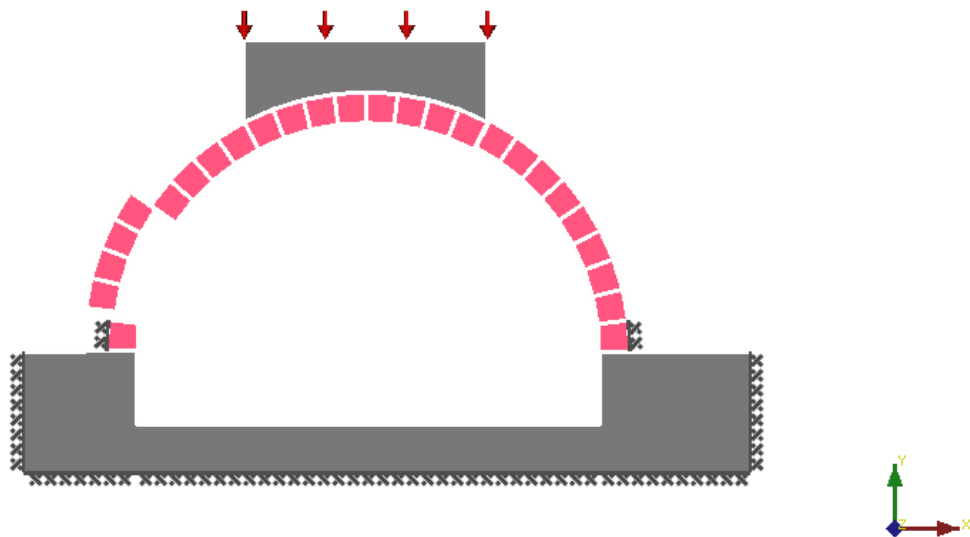


51. ábra. A valós szerkezet telebírásához tartozó gyengített habarcs belső súrlódási szögének meghatározása



52. ábra. A szerkezet habarcsgyengítéssel kiegészítve

A szükséges paraméterek meghatározása után megkezdődhetett a laboratóriumban felépített modell másának a virtuális terhelése. Az eredményül kapott törési képet a 53. ábra mutatja



53. ábra. Az adott teher hatására bekövetkezett törési kép

A szoftverrel kapott törési kép jó egyezést mutat a laboratóriumban felépített modellen tapasztalattal (53. ábra). A bal támasz fölött itt is jól megfigyelhető az elvált rész, ami kifordul, „kiesik” a szerkezetből.

## 7. Összefoglalás:

A dolgozat egy laboratóriumi körülmények között felépített kőboltozat vizsgálati tapasztalatait foglalja össze. A valós modellen végzett próbaterhelés eredményeit numerikus módszerek segítségével reprodukáltam, úgy hogy közben a modell egyik legfontosabb bemenő paraméterének a kőblokkok közötti súrlódásnak teherbírásra gyakorolt hatását vizsgáltam.

A kicsinyített modell elkészítése előtt irodalmi és gyakorlati kutatásokat végeztem a boltozatok jellemző szerkezetéről és építéséről. Megvizsgáltam számos kőhidat, valamint épületek különböző boltozati részeit, nagy hangsúlyt fektetve a római valamint a középkori szerkezetekre.

A megfelelő információk birtokában kezdtem hozzá egy 1:10 méretarányú boltozott ív kivitelezésének. Az előzetes vizsgálatok alapján modell építőanyagául a romhányi homokkő finomszemű változatát választottam, a bányából saját kezűleg válogattam ki a megfelelő kőanyagot. A bányából származó tömbkövekből formáztam meg a kb. 40x35x30 mm méretű mini falazóblokkokat.

Az építéskor, az elemek illesztéséhez téglaporos mészhabarcot alkalmaztam. A kutatás további részét három hónap elteltével folytattam a habarcs teljes megszilárdulása után. A próbaterhelés eredményeit számítógépes adatrögzítővel regisztráltam. A teherbírás és az elmozdulás értékeinek ismeretében építettem fel az Axis VM 11.0 vége-selemes és LimitState Geo 2.0 töréskép-optimalizáláson alapuló szoftverek segítségével. A LimitState Geo szoftver alkalmas a falazóanyag blokkonként való vizsgálatára, így a boltozat valós viselkedése nyomon követhető segítségével. Jelen kutatás, legfontosabb célja az egyes blokkok közötti súrlódás hatásának számszerűsítése volt, amit a laboratóriumi és számítógépes modell párhuzamos értékelésével valósítottam meg.

Napjainkban a különböző boltozott szerkezetek, kiváltképpen a boltozott hidak teherbírásának meghatározása, szerkezeti felülvizsgálata nagy jelentőséggel bír. Vizsgálati eredményeim összhangban vannak az ezzel kapcsolatos hazai és nemzetközi kutatásokkal. Célom a kutatás további folytatása, melyben a boltozott kőhidak részletesebb modellezésével szeretnék foglalkozni. Jelen dolgozat csupán kis szeletét mutatja meg az ebben a témában rejlő kutatási potenciálnak. A mostani egyszerű boltozat építési tapasztalatait felhasználva a későbbiekben egy valós kőhíd kicsinyített másának felépítését tervezem. E mellett a szerkezet számítógépes modellezését részletekbe menőbben lehet modellezni erre a célra alkalmas vége-selemes vagy diszkrét elemes szoftverekkel.

## Irodalomjegyzék:

- Borbély D., Borbély G., Koppányi Z. 2011: Töréskép optimalizálás Elmélet, megvalósítás, alkalmazás
- Bögöly GY., Görög P., Török Á., 2011: Boltozott kőhidak diagnosztikai módszerei. Díszítő termés építő mű kő XIII. évfolyam pp. 32-36
- Déry A. 2010: Öt könyv a régi építésze-tről 1 Terc Könyvkiadó, p. 233.
- Gálos M., Vásárhelyi B. 2006: Közette-stek osztályozása az építőmérnöki gyakorlatban, Műegyetemi Kiadó, Budapest p144.
- Gilbert M., Melbourne C.1994: Rigid-block analysis of masonry structures. The Structural Engineer, Volume 72, No21/1, pp. 356-361.
- Gilbert. M. 2007: Limit analysis applied to masonry arch bridges: state-of-the-art and recent developments, Proceedings of ARCH'07 – 5th International Conference on Arch Bridges, pp14-27.
- LimitState Ltd. 2007: Ring 2.0 Theory and modelling guide. Sheffield UK
- Pattantyús-Ábrahám Á. 2011: Boltozatok és kupolák Terc Könyvkiadó, p. 168.
- Peck T-né 2003: Falazott Boltívek Hagyományos elmélete. Építés-építésztudomány XXXI (1-2) 69-104.
- Thamm F., Huszár I., Ludvig Gy., Szántó I. 1968: A szilárdságtan kísérleti módszerei. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, p 337.
- [www:http://www.epito.bme.hu/met/htdocs/oktatas/tantargy.php?tantargy\\_azon=BMEEOME-SA8/Boltozatok](http://www.epito.bme.hu/met/htdocs/oktatas/tantargy.php?tantargy_azon=BMEEOME-SA8/Boltozatok)
- Zádor M. 1996: Az építészet története Középkor. Romanika, Nemzeti Tankönyvkiadó, 1996. p. 332.

## Köszönetnyilvánítás

Ezennel szeretném megragadni az alkalmat, hogy köszönetet mondjak konzulenseimnek, Dr. Görög Péter adjunktus és Bögöly Gyula doktorandusz uraknak a dolgozat során nyújtott segítségükért. E mellett köszönöm Emszt Gyulának, Pálinkás Bálintnak és Kovács Gábornak a laboratóriumi munkáknál nyújtott segítségét.