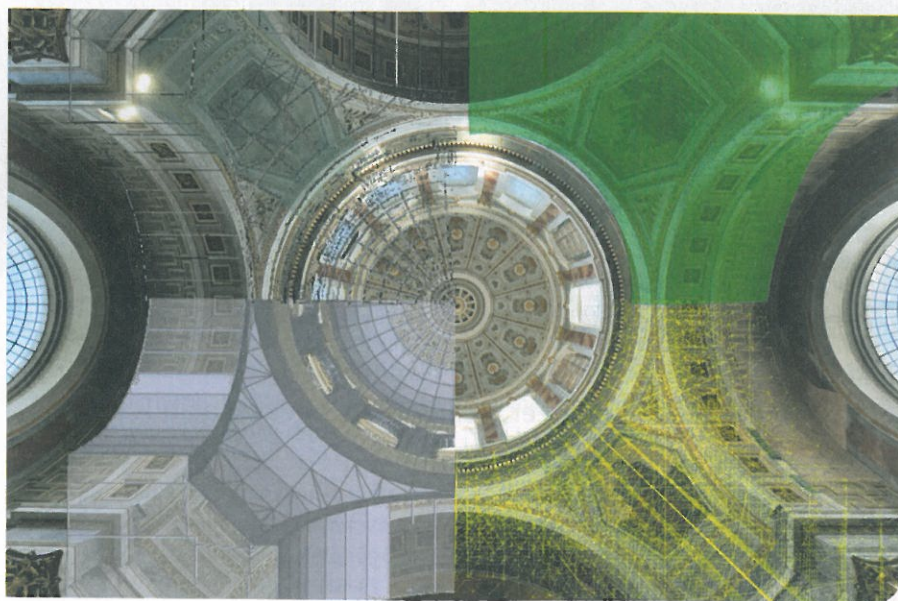


■ Megerősítés vagy stabilizálás?

Az esztergomi bazilika hevederíveinek rehabilitációja

A TETRA-Plan a BME Építészmérnöki Kar Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék szakértőinek bevonásával 2025 elején megbízást kapott, hogy végezze el az esztergomi Nagyboldogasszony- és Szent Adalbert-főszékesegyház károsodott boltívrendszerének statikai vizsgálatát. Bemutatjuk a feltárt károsodásokat, a repedések kialakulásának okait, az alkalmazott számítási modelleket, valamint a végkövetkeztetéseket, amelyek mentén a szerkezet rehabilitációját az ősz folyamán elvégezték.



Cséfalvy Gábor, dr. Ther Tamás

A bazilika rövid története

A KIMA Stúdió Építészeti és Mérnöki Iroda Kft. megbízásából készült építéstörténeti tudományos kutatást és műemléki értékleltárt Horogszegi Tamás és dr. Nagy Veronika 2017-ben készítette el. Eből részletesen megismerhető az 1822-es alapkövetéltől az 1869-ig tartó építés időszaka, valamint az egyes további be-

avatkozások, egészen napjainkig. A tervező személye négyszer is változott, míg végül Hild József terve alapján Lippert József és Ybl Miklós fejezték be az építést. A későbbiekben tárgyalt, a négyezeti térben, a kupolát tartó hevederívek már 1827-28-ban megépültek Packh János tervei alapján, de Rudnay Sándor érsek halálával az építkezés közel nyolc évre leállt. 1841-ben Hild folytatta a munkát, az elkészült szerkezeteket részben visszabontatta. A kupo-

la legutolsó tégláját 1845 novemberében helyezték el. 1910-ben Möller István vizsgálta az épületet, javaslatára 1913-ban vasbeton gyűrűkkel és bordákkal erősítették a kupolát.

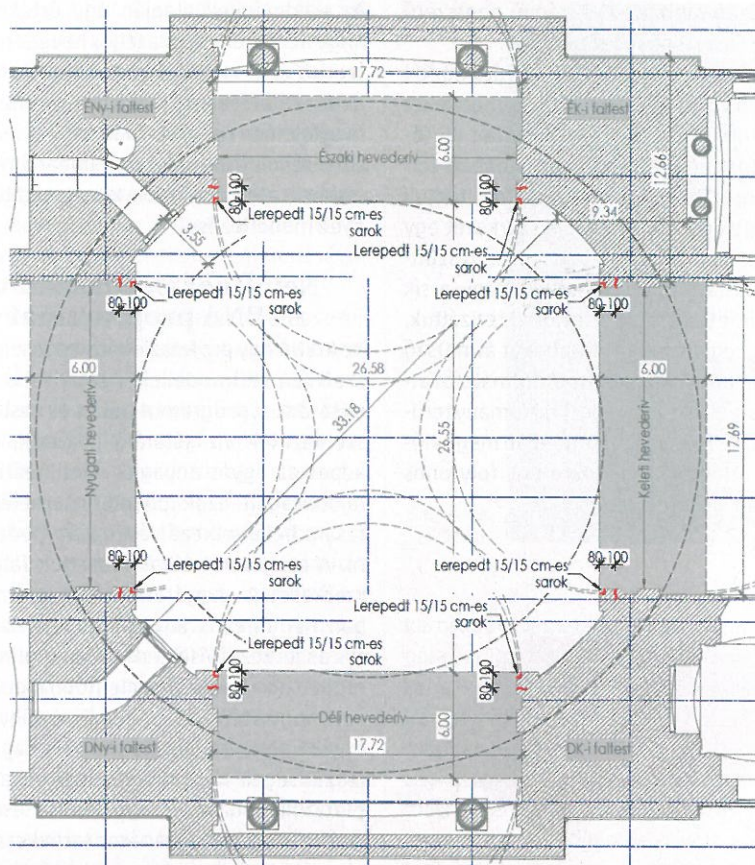
A második világháborúban csupán a kupolát öt bombatalálat is érte. A bazilika helyreállítását Csonka Pál tervezte meg, de a teljes helyreállítást és az időközben szükségessé vált felújításokat csak az 1960-as évek végén fejezték be. Vízbetörés és egyenetlen süllyedés miatt az attempom felújítására volt szükség 1985-ben, majd 1993-ban a keleti tetőszakasz leégett, így azt újjáépítették. A 2000-es évek elején a nyugati homlokzat kibillenését Besey László iránymutatása alapján új vonórudak beépítésével helyreállították.

2017-ben a KIMA Stúdió kezdte meg az épület felújításának tervezését, majd a kivitelezés során derült fény a hevederívek kritikus repedéseire, amelyeknek vizsgálatát jelen cikkben mutatjuk be.

A hevederívek állapota

A 26,5×26,5 m-es belső méretű négyezeti tér felett a sarokban álló faltestek között 17,7 m nyílású hevederívek hordják a dob és kupolarendszer csegelyek által közvetített terhet. A hevederívek szélessége 6,0 m míg vastagságuk a záradéknál 4,1 m. Építészeti okokból a teherhordó, kosárív vezérgörbű hevederív alá egy félkör vezérgörbű, 1,0 m vastag boltív is készült. A két ív között ilyen módon kialakul egy sarló alakú, a záradéknál nagyjából 60 cm magas rés, amely a padlástérből megközelíthető. A hevederívek anyaga nagyméretű tömör téglafalazat, szorított hézaggal építve, jó minőségű mészhabarcsuba rakva.

A közelmúltban elkezdett belső felújítási munkák során, a négyezeti tér hevederíveinek sarkainál markáns, ívirányú repedéseket találtak, amelyek a főpárkány felett ~2,0 m-rel indulnak és függőleges értelemben 4 m hosszan húzódnak. A repe-



A négyzetes tér geometriája és a feltárt károsodások



A feltárt kritikus repedések a bazilika padlószintjétől mért +20 m magasságban

dések minden egyes boltívnél megfigyelhető, léptékük és pozíciójuk azonosnak mondható. A hevederívek belső sarkainál, a saroktól mintegy 15 cm-re átmenő repedések figyelhetők meg, amelyek által határolt 15×15-ös keresztmetszetű téglarész a szerkezettől elvált. További ívrányú repe-

dések láthatók a saroktól 80-100 cm-re, amelyek szintén mély, a téglákat is érintő szerkezeti repedések. A repedések belső felületén vakolóhabarcs nyomai is látszóttak, így feltételezhető, hogy a hevederívek vakolatának készítésekor a repedések már legalább részben kialakultak.

A vizsgálat célja és módszertana

A szakértés célja az volt, hogy megértsük a repedések kialakulásának okait, igazoljuk ezen szerkezeti rész ellenállásának megfelelőségét az önsúlyterhek esetén, illetve szükség esetén javasoljunk megfelelő szerkezeti megerősítést. Ehhez roncsolásos és roncsolásmentes vizsgálatokkal meghatároztuk a falazat szilárdságát, megismertük az építéstörténetben a vonatkozó szerkezetre releváns részleteket, valamint számítási modellt készítettünk, amelyben a figyelembe veendő bizonytalan paraméterek számát olyan mértékben csökkentjük, hogy a jelenség megismerhető és érthető legyen. Az anyagvizsgálatok során a helyszínen beépített téglákon, valamint kivett egész téglákon Schmidt kalapácsos vizsgálatot végeztünk, továbbá szabványos próbatettek szilárdságát törőkísérlettel is meghatároztuk. A vizsgálatok átlaga alapján a téglarész szilárdságának karakterisztikus értékét 12,0 N/mm² értékkel vettük figyelembe, míg az alkalmazott habarcs szilárdságát 1,0 N/mm²-ben határoztuk meg. Így, a számítások során figyelembe vett falazat szilárdság $f_k = 2,12 \text{ N/mm}^2$.

Az alkalmazott számítási eljárás

A károsodás a hevederívek mindegyikénél megjelent, így a károsító hatást mint szimmetrikus hatást vettük figyelembe. Ez alapján az alábbiakban részletezett módon határoztuk le a vizsgált térfogat geometriáját.

A végeelemes vizsgálata során a hevederívek szempontjából lényeges szerkezeti részt modelleztük meg. A reprezentatív részlet a templom belső főpárkányától a kupolát tartó oszlop és pillérsor talpáig terjedő, mintegy 20,0×20,0×20,0 m méretű térrész. Ezen rész tartalmazza a hevederíveket, a hevederívek közötti csegelyt és a hevederívek tetején lévő dobót. Ezen részlet diszkrét forgásszimmetrikus, így mechanikai szempontból elegendő a két szomszédos hevederív záradéka közötti térfogatot vizsgálni.

Az ilyen módon leszűkített vizsgálati modellnél az elmesztett függőleges felületeken a szimmetriát vízszintes támaszok alkalmazásával vettük figyelembe. A kupolát tartó pillér- és oszlopsorról érkező terhet a dob felső síkján külső teherként vettük figyelembe, valamint a vizsgált térfogat önsúlyával számoltunk.

A modellezés során a geometriához kiindulási adatként a felújítási terv részé-
ként elkészült 3D modellet használtuk, de
az egyes kiugró díszítéseket és tagozato-
kat nem modelleztük. A falazat sűrűségét
egységesen 16 kN/m^3 értékkel vettük fi-
gyelembe, míg a dobra érkező önsúly ter-
heket részletesen összegeztük az ismert
építőanyagok sűrűsége és a geometria
alapján. A kupolát tartó oszlop- és pillér-
sorról a dob felső síkjára érkező teher érté-
ke összességében $126\,000 \text{ kN}$ -ra adódott,
melyet két sávban, a külső és belső oszlop-
sor figyelembevételével terheltek a dobra.

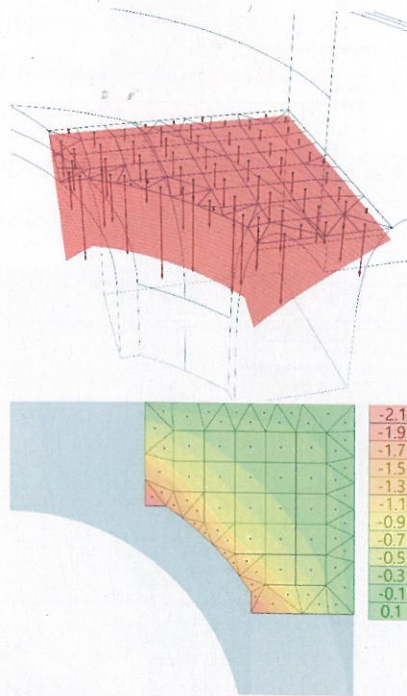
A saját fejlesztésű térrács- modell eredményei

A jelenség jobb megértésének érdekében
egy lineárisan rugalmas térrácsmodellrel fej-
lesztettünk Rhinoceros 3D környezetben.
Ebben a paraméteresen definiálható mo-
dellkörnyezetben felépítettük a vizsgált
rész térfogatát. Ez a tömör térfogat volt a
kiindulása mind a lineáris térrácsmodell-
alapú számításnak, mind a későbbi nem-
lineáris testmodelles számításnak. Ezen
egyszerű, lineáris modell létrehozásának
célja az volt, hogy a számítást befolyáso-
ló egyes paraméterek (megtámasztás, te-
hereloszlás, anyagminőség) változtatásá-
nak hatását gyorsan tudjuk vizsgálni, így a
nagy számítási igényű nemlineáris vizsgá-
latnál ezen hatások miatt már többszörös
futtatásra nem volt szükség.

A térrácsmodell rúdjaik meghatáro-
zásához a térfogatot egy közel egyenletes
3D hálózással diszkretizáltuk. A felosztás
a térfogaton belül egyenletesen elhelye-
zett pontok között generált háromszöge-
léssel készült. Az így létrejött háló egyes
élei lettek a végeelemes modellben adott
rácsrudak, míg a rácsrudak közötti cso-
mópontokban volt lehetőség a terhek és
a támaszok definiálására. A végeelemes
modell a Rhinoceros programon belül Ka-
ramba3D program segítségével állítottuk
össze. Az egyes csomópontokban figye-
lembe veendő önsúlyteher a vonatkozó
csomópontokhoz tartozó részek térfogata
alapján lett számítva. A dob felső síkján lé-
vő csomópontokra osztottuk el a függőle-
ges terhet, amely a dob feletti szerkezetek
önsúlyterhe. Felületre merőleges irányú
csomóponti támaszokat definiáltuk a he-
vederívek függőlegesen elmetszett felü-
leteinél – ezzel vettük figyelembe a modell
szimmetriáját, illetve a teljes térfogat leg-

alsó síkján globális XYZ irányú, pontszerű
megtámasztásokat definiáltunk.

Várakozásaink szerint a térrácsmodell
esetén a valósághoz közeli eredményeket
kaphatunk a támaszerők mértékét illető-
en, valamint az egyes rácsrudakban fel-
lépő normálerők alapján becsülni tudjuk
a feszültségek eloszlását. A szerkezet egy
adott metszetéhez tartozó normálfeszül-
tség-eloszlást úgy számoltuk, hogy a sík
által kimetszett felületet diszkretizáltuk,
majd az egyes felületdarabokat átmetsző
térrács-rudakban számított normálerőt át-
lagoltuk, elosztva az adott tartomány terü-
letével. Az így kapott pontokban meghatá-
rozott átlagfeszültségekre egy folytonos
felületet illesztettünk.



A térrácsmodellben felvett síkmetszeten értelmezett erők
és normálfeszültségek

A térrácsmodell alapján a kritikus sar-
kok esetében feszültségkoncentrációt kap-
tunk, amelyhez tartozó feszültségek értéke
a meghatározott falazat szilárdságnál na-
gyobb. Ilyen módon az egyszerűsített mo-
dell igazolta, hogy a vizsgált sarkok túlter-
heltek, az ívirányú repedések az adott rész
nyomásából származnak. A számítás során
ugyanakkor kítűnt, hogy a faltest mélyeb-
ben fekvő részein a feszültségek értéke jó-
val alacsonyabb, így nem kell számolni a
teljes keresztmetszet tönkremenetelével.

Mindezek alapján a lineárisan rugalmas
modell is jól mutatja azt a jelensé-
get, amely a helyszínen is megfigyelhető.

Az eredmények alapján úgy értékeltük,
hogy nem szükséges a teljes hevederrend-
szer vizsgálata, hanem a szimmetria figye-
lembevételével meghatározott térnegyed
megfelelően reprezentálja a teljes szerke-
zet viselkedését, így a nemlineáris számí-
táshoz is alkalmazható a kimetszett tér-
negyed modellezése.

Nemlineáris vizsgálat ATENA programmal

Az ATENA egy professzionális végeelemes
szoftver testmodellek nemlineáris szá-
mítására. A programot beton és vasbeton
szerkezetek vizsgálatára alkották, mely
képes az egyes anyagok nemlineáris tu-
lajdonságait, azok időbeli és terhelés ha-
tására bekövetkező változását modelle-
zni. A programot alkalmazhatjuk falazott
szerkezetek vizsgálatára is. A számítás-
ban nemlineáris anyagmodellel vizsgál-
tuk a szerkezet viselkedését. A nemlineáris
modell alkalmazásának legfőbb indoka az
volt, hogy a térrácsmodellnél megfigyelt, a
figyelembevehető szilárdságnál nagyobb
feszültségek hogyan alakulnak az anyag
plasztifikálódása és károsodása esetén.
A számítás során ugyanazon terheket és tá-
maszokat alkalmaztuk, mint a térrácsmo-
dell esetén. A geometriát annyiban ponto-
sítottuk, hogy a két boltív közötti „sarló”
alakú részt is figyelembe vettük.

A számításban az anyagmodell konti-
numum modell, amely húzásra diszkrét he-
lyeken, de elkent módon adja meg a re-
pedések helyét (smearred crack model). Az
„elkent mód” azt jelenti, hogy a repedés-
hez tartozó mozgásokat (pl. repedéstá-
gasság) diszkrét helyhez koncentráltan,
az ún. törési zóna szélességében elosztva
számítják. A modell nyomásra a károso-
dást képlékeny alakváltozással veszi figye-
lembe globálisan, a folytonos modell szint-
jén. A falazat tönkremenetelére nyomásra az
egy tengelyű feszültségállapothoz tarto-
zó szilárdságnál kisebb feszültség szinten
is bekövetkezhet, ha a másik főfeszültség
húzás, azaz térbeli feszültség állapotban.
A tönkremeneteli, vagy képlékenységi fel-
tétel alapján a kétirányú nyomás növeli
a falazat teherbírását; egyirányban nyo-
más, rá merőlegesen pedig húzás eseté-
ben azonban csökken a falazat teherbírása.
Ilyen módon az eredmények értékelé-
sénél a falazat nyomásra való kimerülését
azon helyeken keressük, ahol plasztikus
alakváltozás és ugyanott nagy nyomó fő-

feszültség ébred. Ezen helyeken a falazóelem-habarcscsintjén repedés keletkezik a nyomás irányával párhuzamosan. A plasztikus alakváltozás a teljes alakváltozás maradó része. Ez már szilárdság elérése előtt is keletkezik, mivel a diagram nemlineáris. A falazat esetében a modell szerinti plasztikus alakváltozás a nyomás okozta mikró- és majd makrorepedések megjelenésével van összefüggésben.

A fekvőhézagra merőleges nyomás esetében a nyomás irányával párhuzamos repedések kialakulásának további oka a falazóelem és a habarcscs eltérő keresztirányú alakváltozása, különböző Poisson tényezője. Ezt a fajta anyagi tönkremenetelt a nemlineáris program csak akkor tudná kezelni, ha külön modelleznék a habarcscsot és a falazó elemet. A hatás az utószámítás során a nyomófeszültségek ismeretében vettük figyelembe. Egytengelyű nyomás esetében a szilárdság 80-90%-ának elérésekor tapasztalható a nyomásirányú repedés megjelenése.

A falazat nyomószilárdságát a számításban átlagos értékkel vettük figyelembe, ami a repedések keletkezése szempontjából közelebb áll a valósághoz. Ha a szilárdság karakterisztikus értékét használnánk, akkor növekedne a képlékeny zóna, a repedések tartománya, akár a megfigyelhető repedészónát jóval meghaladó módon. Az átlagos érték használata a repedési zóna méretének egy alsó becslésére ad lehetőséget, ami azt jelenti, hogy a megfigyelhető repedési zóna nagyobb lehet, mint a számítás szerinti.

A számításaink alapján $-1,65 \text{ N/mm}^2$ a nyomófeszültség az ívek extradósán ív-irányban, ami az ív külső oldala felé csökken, és kicsit kisebb, $-1,26 \text{ N/mm}^2$ a csegely belső felületén, szintén ív-irányban. Ezekre merőlegesen a főfeszültség értéke az ív és a csegely belső felületének közelében a húzó- és nyomófeszültség váltás határán van. A számítás plasztikus alakváltozást is mutat. Ezek alapján igazolható az ív-irányú repedések jelenléte az ív csegely felőli sarkánál az extradószon és az ív oldalán. A faltestben befelé a nyomás csökken és a keresztirányú feszültség is nyomás. Ezért feltételezhetjük, hogy a repedések csak a felszín közelébe koncentrálnak.

Az elvégzett kétféle, független vége-selemes számítás mindegyike feltárta az alapvetően a szerkezet geometriájából adódó feszültségkoncentráció hatását a



A stabilizálás kialakítása

károsodott részeken. A nemlineáris vizsgálattal igazoltuk, hogy a sarkok környezete képlékeny állapotban van, keresztirányban húzás ébred, amely hatást tovább fokozza a téglá és habarcscs közötti merevségkülönbség hatása, amely miatt nyomásra merőleges irányban húzás ébred a falazatban. Megfigyelhető volt azonban, hogy a feszültségkoncentráció relatíve kis részt érint csak, a teherbírásuk határán lévő részekkel szomszédos részek feszültség-szintje számottevően alacsonyabb.

A repedt részek stabilizálása

A repedések jellegének megértését követően javasoltuk a károsodott részek stabilizálását. A számított keresztirányú húzóerő, valamint a nyomófeszültség alapján a téglá és habarcscs merevségkülönbségéből adódó húzás hatását falvarrással javasoltuk stabilizálni. A stabilizálást a sérült sarokrészeket átfogó vonalvezetéssel terveztük, a rozsdamentes pálcák lehorgonyzását ferde irányú furatokba való beragasztással biztosítottuk.

A beavatkozáshoz szükség volt a károsodott részeken a vakolat teljes eltávolítására és a kilazult részek megtámasztására. A vakolat eltávolítását követően a nagyobb repedéseket a falvarrás ragasztásához használt habarccsal feltöltötték, a károsodott részeket hálózással stabilizálták, hogy a falvarrás beépítéséhez szükséges hornyok kimarása során ne mozdulhassanak el a laza szerkezeti részek. A rozsdamentes $\varnothing 8$ acélspirálok 35 mm mély horonyba ke-

Közreműködők

Cséfalvai Gábor - TETRA-Plan Kft.

Szaniszló Gábor - TETRA-Plan Kft.

Bakura Csenge - TETRA-Plan Kft.

Dr. Armuth Miklós - BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Dr. Sajtó István - BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Dr. Ther Tamás - BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Ther Péter Pál - BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Varga Kristóf Renátó - BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

rültek, a lehorgonyzáshoz a lehajtott végeket $\varnothing 20$ mm-es furatba ragasztották, 50 cm mélységbe.

Összefoglalás

Az esztergomi bazilika felújítása során feltárt repedések kialakulásának megértéséhez széles körű építéstörténeti, anyagtulajdonságokat érintő és számítási vizsgálatokat kellett elvégezni, hogy feltárjuk a károsodás mértékét, jelentőségét és a szükséges helyreállítás volumenét. A részletes számítások igazolták, hogy megerősítésre nem, de stabilizálásra szükség van. A stabilizálás elvégzése lehetséges volt olyan műszaki megoldással, amely a lehető legkisebb mértékben károsította a meglévő szerkezetet, a lehető legkisebb mértékben alkalmazott új szerkezeti anyagokat, és a felületképzés helyreállítását követően nem befolyásolja a műemlék építészeti megjelenését.