



**Polisztirol betonba ágyazott
acél könnyűszerkezetes falak
földrengési viselkedése –
teljes léptékű kísérlet
kiértékelése**

**TUDOMÁNYOS DIÁKKÖRI
KONFERENCIA 2015.**



M Ű E G Y E T E M 1 7 8 2

**Budapesti Műszaki és
Gazdaságtudományi Egyetem**



Építőmérnöki Kar



Hidak és Szerkezetek Tanszék

KÉSZÍTETTE:

Jakab Sára, MSc hallgató

Kenéz Ágnes, MSc hallgató

Opoldusz Máté, MSc hallgató

KONZULENSEK:

Dr. Joó Attila László, Egyetemi docens

Hegy Péter, Doktorandusz

Dr. Horváth László, Egyetemi docens

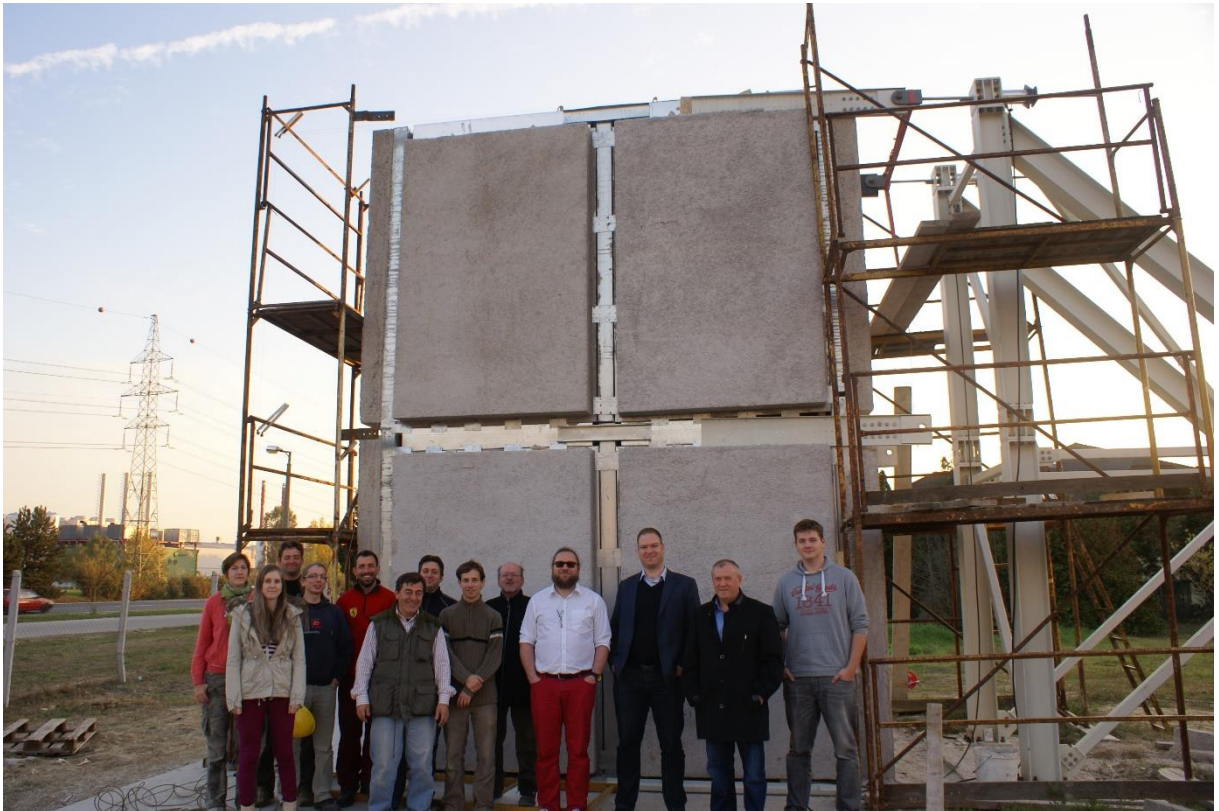
Tartalom

Köszönetnyilvánítás	2
1. Bevezetés, célkitűzés.....	3
Introduction, objectives	4
2. Szakirodalmi áttekintés	5
2.1. Vékonyfalú szerkezetek [1]	5
2.2. Polisztirolbeton [4][5]	8
2.3. Vegyes alkalmazások [1]	10
3. Korábbi tanszéki kutatások áttekintése a PSC és a vékonyfalú szelvények közös alkalmazásával kapcsolatban	13
3.1. Központosan nyomott oszlopok [1]	13
3.2. Hajlított gerendák	15
3.3. Panelkísérletek	15
4. A teljes léptékű kísérlet és eredményeinek bemutatása	19
4.1. A terhelt épület bemutatása.....	19
4.1.1. OSB burkolatú épület	19
4.1.2. PSC kitöltő falazatú épületek	19
4.2. Kísérlet bemutatása	21
4.2.1. Kísérleti elrendezés.....	21
4.2.2. A terhelő keret	23
4.2.3. Kísérleti program.....	25
4.2.4. Egy kísérlet jegyzőkönyve.....	26
4.2.5. A kísérletek eredményei	28
5. A kísérlet numerikus modellezése és szeizmikus analízisek.....	33
5.1. Numerikus modell és annak verifikációja	33
5.1.1. Egyszintes épület	34
5.1.2. Kétszintes épület.....	36
5.2. Földrengésszámítás a verifikált numerikus modelleken	38
5.2.1. A földrengésszámításhoz figyelembevett terhek és teherkombináció.....	38
5.2.2. A földrengésfuttatáshoz alkalmazott szeizmikus paraméterek felvétele.....	39
5.2.3. Rezgésalakok bemutatása	40
5.2.4. Az eredmények bemutatása	41
6. Összefoglalás, további kutatási lehetőségek.....	44
7. Szakirodalmi hivatkozások	46

Köszönetnyilvánítás

Hálásak vagyunk konzulenseink – Dr. Joó Attila László, Hegyi Péter és Dr. Horváth László – felbecsülhetetlen szakmai tanácsaiért és útmutatásáért, illetve köszönjük a jó hangulatú konzultációkat.

A kísérletek előkészítését és elvégzését a Szerkezetvizsgáló Laboratórium részéről Mansour Kachichian, Kálózi Péter, Soltész Attila valamint Halász Attila végezték.



1. Bevezetés, célkitűzés

A XX. század közepén a polisztirol habok nagyipari gyártásának beindulásakor felmerült a gondolata annak, hogy a polisztirolgyöngyök beton adalékanyagként való felhasználásával kedvező hőszigetelő képességű térelhatároló szerkezeti elemeket készítsenek.

2015 szeptemberében volt alkalmunk részt venni egy teljes léptékű kísérletsorozatban, melynek célja a polisztirol betonnal (továbbiakban PSC-vel) kitöltött könnyű acélvázás falakban a PSC merevítő hatásának (illetve hőtechnikai tulajdonságainak) vizsgálata. A kísérlet során három különböző épületet tanulmányoztak: egy egyszintes referenciaként szolgáló könnyűszerkezetes, belül gipszkartonnal, kívül OSB lappal burkolt épületet, illetve egy egyszintes és egy kétszintes PSC-vel kitöltött könnyűszerkezetes épületet. A kísérletek során az épületeket a födémek magasságában és a falak vonalában terheltek és közben mérték az épület alakváltozásait. Az építményeket mindegyik esetben tönkremenetelig terheltek. Az itt mért és feldolgozott adatok szolgálnak alapul a TDK munka során végzett összehasonlításokhoz, megállapításokhoz.

Magyarországon 2007 óta kötelező az épületek földrengésre való méretezése, melynek az alapja az Eurocode 8 szabvány, a Nemzeti Mellékletekkel kiegészítve. A szabványban megfogalmazott általános méretezési eljárások alkalmasságát még nem igazolták ilyen PSC-vel merevített szerkezetekre, ezért szükséges ennek a felülvizsgálata.

A dolgozat szakirodalmi áttekintésében bemutatjuk a vékonyfalú acélok és a PSC főbb jellemzőit, alkalmazásait és az eddigi kutatások eredményeit ezen építőanyagok felhasználásával kapcsolatosan. Ezt követően bemutatjuk a teljes léptékű kísérletet, a kísérleti elrendezést, a terhelő apparátust, illetve az elmozdulást mérő berendezést. A kutatásunk során feldolgozzuk a kísérlet során kapott mérési eredményeket, kiértékeljük azokat. Végül az eredmények felhasználásával megvizsgáljuk a szerkezet szeizmikus viselkedését.

Introduction, objectives

In the middle of the 20th century, when the industrial production of polystyrene began, the idea emerged to make concrete using polystyrene beads as additives, so we may create walls with good thermal properties.

In September 2015, we had the opportunity to attend a full-scale experiment, we examined the effect polystyrene concrete filling (hereinafter referred to as: PSC) on the stiffness of lightweight steel buildings. During the experiment, three different buildings were loaded: as a reference we loaded a one-storey lightweight steel building covered with drywall on the inner side and OSB outside, and we loaded a one and a two-storey building with lightweight steel framed PSC walls. During the experiments we loaded the buildings at the slab level in the line of the walls and measured the deformations. In the study we processed the measured data, in order to complete comparisons, and having conclusions.

In Hungary it has been mandatory to design buildings to earthquakes since 2007. The Hungarian engineers are obligated to use Eurocode 8 standard and the National Attachment for seismic design. This standard contains general principles, but these are not verified for this kind of lightweight steel framed PSC walls.

In the scientific literature review of the study we outline the main features and applications of PSC, and some important results from earlier researches connecting to this material. In the next section we write about the full-scale experiment, and evaluate the measured results. Finally we examine the seismic behaviour of the structure.

2. Szakirodalmi áttekintés

Napjainkban egyre nagyobb hangsúlyt kap az egyre gazdaságosabb építési módok kifejlesztése, igen elterjedtek a vékonyfalú acélszelvények, azonban ezeknél a szerkezeteknél előtérbe kerülnek a különböző stabilitásvesztési módok. Mostanság sok kutatás foglalkozik azzal, hogy miként növelhető a stabilitásvesztéssel szembeni ellenállás, például a szelvények könnyűbetonba való ágyazásával. Annak érdekében, hogy megértsük az összetett szerkezetek előnyeit, először külön meg kell vizsgálnunk a vékonyfalú acélprofilok és a könnyűbetonok közül a polisztirolbeton jellemzőit. Majd ezután mutatunk példát ezek vegyes alkalmazására.

2.1. Vékonyfalú szerkezetek [1]

A vékonyfalú szelvények elterjedését a gazdaságossági szempontok, illetve a technológia fejlődése tette lehetővé. Tömeges felhasználásuk az USA-ban az első világháború alatt, Európában pedig a második világháború után vált jellemzővé. Elterjedésüket hosszú kutatómunka, a felhasználható anyagok fejlődése, a megmunkálás valamint a korrózióvédelem fejlesztése előzte meg.

Vékonyfalú acél szelvényeket leginkább családi házak építéséhez, valamint kisebb ipari csarnokok kialakításához használják. Ezek adják az épület teherhordó vázát, amit jellemzően családi házak esetében hőszigeteléssel töltenek ki valamint belülről gipszkartonnal, kívülről pedig OSB lappal fednek be. Ez elterjedt szerkezet típus az Egyesült Államok azon részein, amelyek jobban ki vannak téve földrengésnek illetve egyéb havária helyzeteknek, itt ugyanis olyan hatásoknak lenne kitéve a szerkezet, amire gazdaságtalan lenne méretezni ezért inkább az olcsó, könnyen újraépíthető megoldások kerülnek előtérbe. Ipari csarnokok esetében jellemzően trapézlemez burkolatot kap a szerkezet, illetve ha szükséges, itt is kitölthető a profilok közötti hézag hőszigeteléssel.

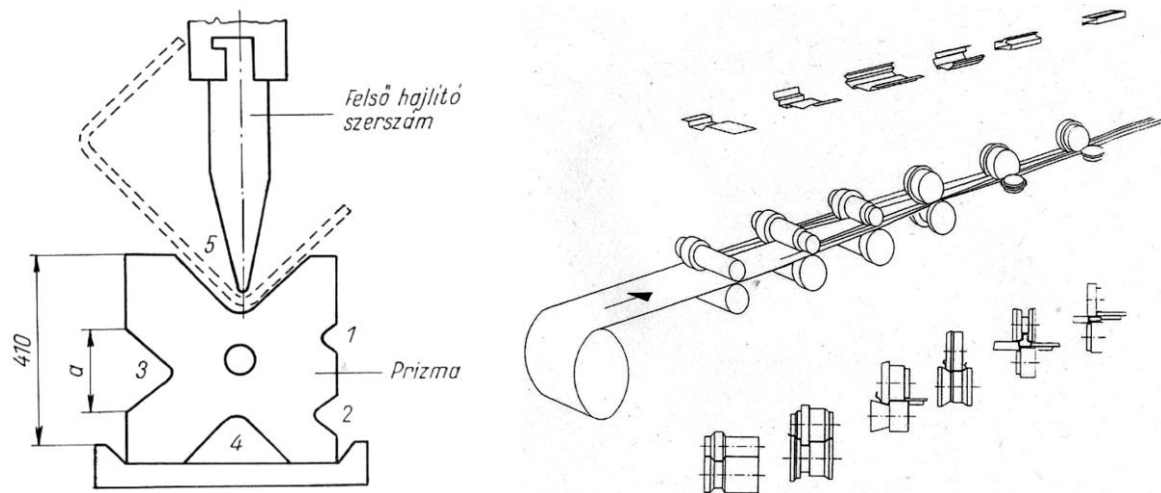
A technológia előnye tehát az olcsóbb alapanyag, illetve a kisebb acélanyag felhasználás. Ilyen szelvények alkalmazásával előregyártva készíthetők nagyobb építési egységek, panelok, melyeket a helyszínen összeállítva az építési idő lerövidül, a munkákban a szerelő jellegű folyamatok túlsúlyban vannak, ezzel a kivitelezés költsége csökkenthető.



1. ábra Vékonyfalú szelvények alkalmazása [2] [3]

A vékonyfalú szelvények gyártása leggyakrabban hidegalakítással történik, ennek két módja van: az élhajlítás és hideghengerlés. Az élhajlításnál a megmunkálni kívánt lemezdarabot egy prizmára sajtolják, így kapják a kívánt alakot. Ez a módszer csak korlátozott elemméretig alkalmazható (általában 6 méter), ez a megmunkálást is lassúvá teszi. Ezzel szemben a hideghengerlés során az alapanyagot egy görgőn vezetik végig, ez végzi el a lemez hajlítását, így az elemméret nincs korlátozva. Hátránya viszont, hogy nagyobb vastagságú lemezeknél nem alkalmazható ez a módszer.

Vékonyfalú acélszerkezetek esetén a korrózióvédelem kiemelt fontosságú kérdés, mivel a korróziós károk könnyen és gyorsan a teljes szerkezeti elem tönkremenetelét okozhatják. Vékonyfalú acélszerkezetek korrózióvédelmét legtöbbször még alakra hengerlésük előtt, a vékony acéllemez-tekercek horganyzásával oldják meg. A felhasználható maximális lemezvastagságot az alkalmazott korrózióvédelem határozza meg. 3,5 mm-nél vastagabb lemez esetén a cinkbevonat alakváltozó képessége nem elegendő, így a hajlítás során repedések jönnek létre.



2. ábra Vékonyfalú szelvények gyártása: élhajlítás (bal) és hideghengerlés (jobb) [1]

A vékonyfalú szerkezetek viselkedését és méretezését alapvetően befolyásolja, hogy lemezelemei karcsúak, és így horpadással szembeni ellenállásuk kicsi. Az imperfekciók hatása is jelentős szintén a kis lemeztvastagság miatt. Egyféle imperfekciónak tekinthető a hidegalakítás során a szelvényekben keletkező sajátfeszültségek hatása.

A fenti sajátosságok miatt a vékonyfalú elemeket a melegen hengerelt tartóktól eltérő tönkremeneteli formák jellemzik. Ilyen például a lokális lemezhorpadás, ami szabványos eljárás szintjén pl. az effektív szélességek alapján vehető figyelembe. Jelentkezik még ilyen szelvényeknél torzulásos lemezhorpadás, amikor valamelyik merevítő borda kihajlik, és a keresztmetszet torzul, ezt a jelenséget az európai szabvány az effektív lemeztvastagságok segítségével kezeli. Az összes keresztmetszeti szintű stabilitásvesztés gyengítő hatását tartalmazó keresztmetszet az úgynevezett effektív keresztmetszet, ezzel számolva lehet az egyes igénybevételekkel szembeni ellenállást meghatározni. További várható tönkremenetel a gerinclemez beroppanása az erőbevezetés alatt. Ez veszélyesebb jelenség, mint a fent említett kettő, minekután csökkenti a tartó hasznos magasságát, és a korábban említettekkel szemben nincs posztkritikus tartaléka sem.

A vékonyfalú acélszerkezetek kapcsolatai speciális kialakításokat és megoldásokat igényelnek, a lemeztvastagság és a szerkezeti kialakítás kis mérete miatt, valamint fontos megemlíteni, hogy ilyen szelvényekkel központos kapcsolatot szinte lehetetlen kialakítani. Gyakran alkalmazott rögzítőelemek a különböző szegecsek, az önfúró és önmetsző csavarok, valamint a por alapú rögzítőelemek. Emellett lehet hagyományos csavar-anya kapcsolatot is tervezni, kis átmérőjű csavar alkalmazása esetén. Alkalmazhatnak még ponthegesztő és ragasztásos módszereket is, de mindegyik rögzítőrendszerrel szükség van tervezési előírások meghatározására, hogy a kapcsolatok merevsége és stabilitása megfelelő legyen.

2.2. Polisztirolbeton [4] [5]

Könnnyűbetonnak nevezzük a 2000 kg/m^3 testsűrűséget nem meghaladó betonokat. Felhasználásuk igen sokféle, szerkezeti teherviselő funkciójától a hőszigetelő tulajdonsággal rendelkező anyagig terjed. Ennek megfelelően összetételük és előállításuk módja is igen változatos. Előállítás szerint három fő csoportot lehet megkülönböztetni: szemcsehézagos könnyűbetonok, sejtesített könnyűbetonok és könnyű adalékanyagos betonok [5]. Mi a kísérleteinkhez könnyű adalékanyagos polisztirolbetont használtunk, ezért a fejezetben ennek a jellemzőire térünk ki.

A XX. század közepén a polisztirol habok nagyipari gyártásának beindulásakor felmerült a gondolata annak, hogy a polisztirolgyöngyök beton adalékanyagként való felhasználásával kedvező hőszigetelő képességű térelhatároló szerkezeti elemeket készítsenek.

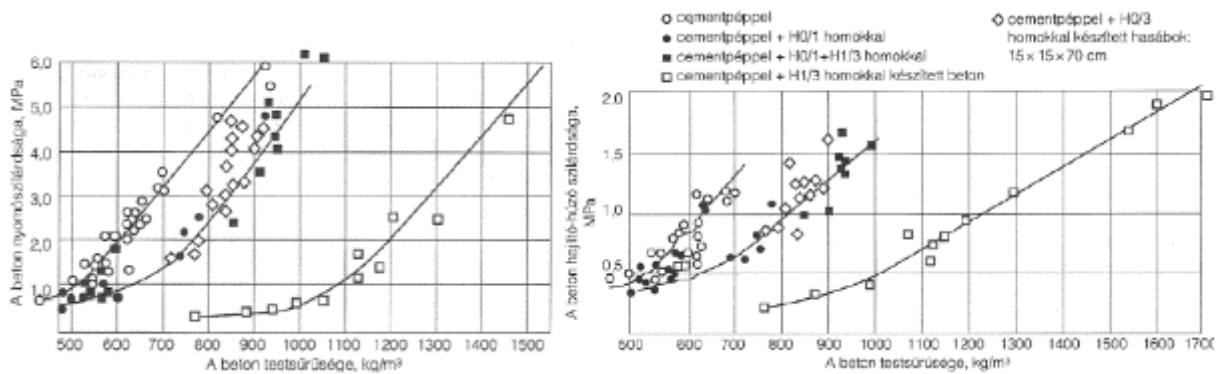
A polisztirol granulátumot sztírol gyöngy polimerizációjával készítik. A polisztirol granulátum $0,1\text{-}0,3 \text{ mm}$ átmérőjű gyöngyök halmaza, a gyöngyök testsűrűsége kb. 1000 kg/m^3 . Az expandálás első lépcsőjében a gyöngyöket 100 °C alatti hőmérsékletre melegítik, amikor a benne lévő hajtóanyagok elgőzölögnek és a termoplasztikus anyagot $1\text{-}5 \text{ mm}$ átmérőjűre felfújják. Így laza halmazt kapunk, amit kihűlése után könnyűbeton adalékanyagaként hasznosíthatunk. Ezt azért tehetjük meg, mert a polisztirol hab mikrocellás szerkezetű, zárt cellái csak kis mértékben vesznek fel vizet (max. 1%-ban), a felvett nedvességet azonban gyakorlatilag sohasem engedik el. A polisztirol habok felülete nem víztaszító, így lehetővé válik, hogy a kötőanyag (cementszuszpenzió) jól rátapadjon. Ez teszi lehetővé, hogy az anyagot cementtel és vízzel keverjük, és az így megszilárduló anyagot nevezzük polisztirol betonnak (PSC-nek). Más könnyűadalékos betonok testsűrűsége $400\text{-}600 \text{ kg/m}^3$ alá nem vihető, a PSC-k akár 200 kg/m^3 alatt is használható.



3. ábra Polisztirolbeton metszete [4]

Az anyag itthoni megjelenése során több kísérletet és vizsgálatot végeztek, többek között a Műegyetem Építőanyagok Tanszékének laboratóriumában. Néhány fontosabb eredményt szeretnénk itt kiemelni, melyek jól jellemzi a polisztirol beton mechanikai tulajdonságait.

- a beton testsűrűsége és nyomó-, illetve húzószilárdsága között lineáris összefüggést állapítottak meg, érdekes megfigyelés, hogy az azonos testsűrűségű anyagok közül az egyéb adalékanyagot (homok) nem tartalmazó keverék szilárdsága jobb (4. ábra);
- a beton nyomó- és hajlító-húzószilárdsága közötti kapcsolat szintén lineáris. A húzószilárdság és nyomószilárdság aránya más betonokhoz képest nagyobb, és függ a testsűrűségtől. Ez azzal magyarázható, hogy a kisebb testsűrűségű anyagban kevesebb a cementkő, így az egyre nagyobb karcsúságú cementkő „oszlopokkal” tölti fel a hézagokat, ami a nyomással szembeni ellenállás csökkenéséhez vezet;



4. ábra A beton szilárdságai 7 napos korban a tömegállandóságig szárított beton testsűrűsége függvényében [5]

- a hővezetési és páradiffúziós tényező lineáris kapcsolatban van a testsűrűséggel, és ez függ a cementkő hőtágulási együtthatójától is;
- a beton a kezdeti napokban jelentős zsugorodást mutat, mely még 100 nap elteltével is igen jelentős ütemű, végértéke jóval meghaladja egy átlagos beton zsugorodásának mértékét.



5. ábra PSC alkalmazásai: nem teherhordó hőszigetelő födém (bal) [10], födém rétegrénd PSC kitöltéssel (jobb) [9]

A hazai építőiparban az 1970-es évek után kezdett elterjedni a PSC használata. Jellemző felhasználási területei:

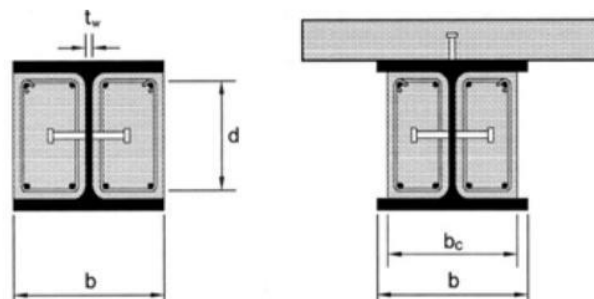
- előregyártott válaszfalpanelek;
- tűz és korrózióvédő burkolatok;
- vasbetonvázis épületek kitöltő falazata;
- lapostetők hőszigetelő és lejtést adó rétege;
- padozatként korlátozott teherbírású, nagy fesztávú födémeknél;
- boltozatok és tálcás födémek felső síkjának kiegyenlítésére;
- hangszigetelése is kiváló.



6. ábra Műemlék épület boltozatának feltöltése [7]

2.3. Vegyes alkalmazások [1]

Acél és beton összeépítése során a cél mindig a két anyag előnyös tulajdonságainak ötvözése, a hátrányos tulajdonságaik kiküszöbölése érdekében. Ezen az elven működnek a klasszikus öszvérszerkezetek, most azonban kifejezetten vékonyfalú acélszerkezetek és (könnyű)beton összeépítésére szeretnénk példákat bemutatni.



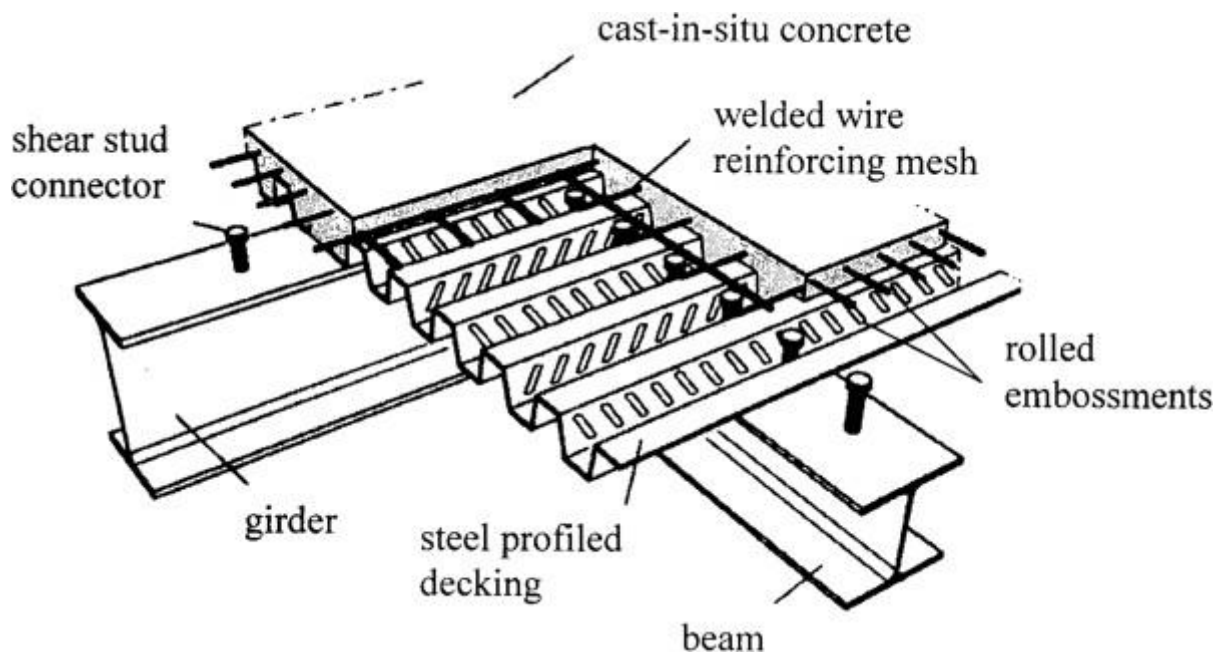
7. ábra Részlegesen körbetonozott vékonygerincű öszvérgerendák [1]

Vékonyfalú nyitott szelvényű gerendák esetében a kifordulás valamint a gerinc stabilitásvesztése jelentik az acélszerkezet teherbírásának gyenge pontját. A kifordulás elleni védelmet a klasszikus öszvérszerkezetekkel biztosíthatjuk, így csak az építési állapotban kell

külön figyelmet fordítani a stabilitásvesztés ezen formájára, amikor a beton merevítő szerepe még nem, csak súlya hat az acél gerendákra.

Hasonló a helyzet karcsú acél oszlopok esetében, itt főleg zártszelvényeknél áll fenn a lokális horpadás veszélye. Az ellenállás növelésére alkalmas lehet, ha merevítő bordákat hegesztünk az oszlopok külső vagy belső oldalára, azonban ez igen munkaigényes és költséges. Alternatív megoldásként a zártszelvény belseje kiönthető betonnal, az így kapott kibetonozott zártszelvény hatékony, széles körben elterjedt szerkezeti megoldásnak számít.

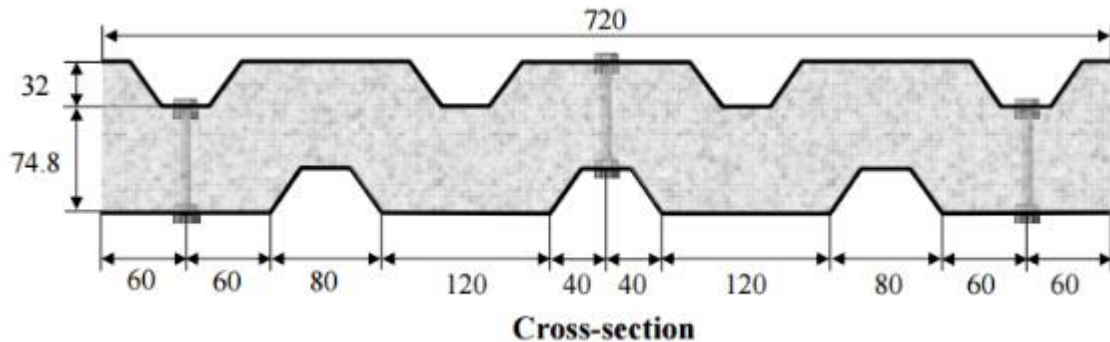
Öszvér födécek szokásos szerkezeti kialakítása, mikor a betont vékonyfalú acél trapézlemezzel dolgoztatják együtt. Itt az acél trapézlemez bennmaradó zsaluzatként gyorsabbá teszi a kivitelezést, a teherviselésben pedig az alsó övi húzott vasalást helyettesíti. Ezen födécek előnye, hogy építésük gyors és egyszerű és amennyiben könnyűbetonnal készítik igen könnyű szerkezet alakítható ki. Azonban viszonylag költségesek, a koncentrált terhekkel szemben érzékenyek, valamint hátrányos tulajdonság a tűzérzékenység is.



8. ábra Könnyűbetonból készülő profillemezes öszvérfödém [11]

Könnyűbeton és trapézlemez segítségével lehetséges szendvicsszerkezetű lemezeket is előállítani, ekkor két vékonyfalú trapézlemez, mint zsaluzat közé egyszerűen kiönthető a friss könnyűbeton. A viszonylag kis sűrűség miatt a vékony acéllemez teherbírása elegendő a frissbeton hidrosztatikus nyomásának felvételére. Megszilárdulva egy könnyű, jó szigetelőképesseggel rendelkező és duktilis szerkezetet kapunk, mely kis terhelésű falszerkezetként alkalmazható. Így ez a szerkezet ideális például alacsony lakóingatlanok

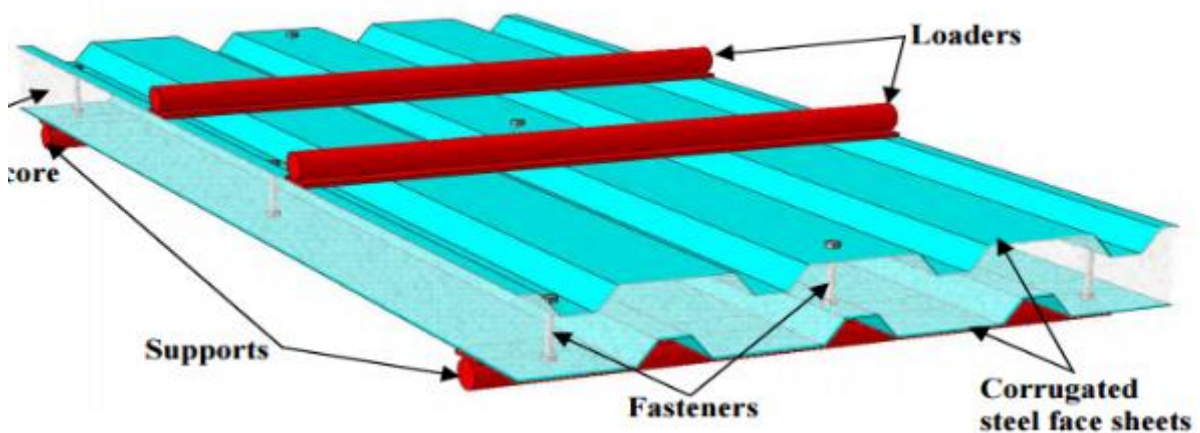
építéséhez. Kísérleti eredmények azt mutatják, hogy 1000 kg/m^3 -es betonsűrűség esetén a beton merevsége már elegendő ahhoz, hogy meggátolja az acél befelé történő horpadását, így növelve az acél effektív lemezszélességét és a szerkezet teherbírását [12].



9. ábra Habbeton szendvicsszerkezet [13]

Lemezes szerkezetek is kialakíthatók könnyűbetonos szendvicsszerkezetekkel. A kialakítás módja a fent ismertetett könnyűszerkezetes falakéhoz hasonló, csapokkal összekötött vékonyfalú trapézlemezek közé dolgozzák be a habbetont.

Azonban a lemezes szerkezetek viselkedése, tönkremeneteli módja jelentősen eltér a könnyűszerkezetes falpanelokétól. Míg falpanelek esetén a végső tönkremenetelt az acél stabilitásvesztése jelezte, addig lemezek esetén a tönkremenetel a beton nyírás repedéseivel indult meg. Majd a lehajlás növekedésével a trapézlemezek közötti összekötő csapok környezetében lokális horpadás alakult ki, a habbeton és az acél felületei elcsúsztak egymáson és elváltak egymástól.

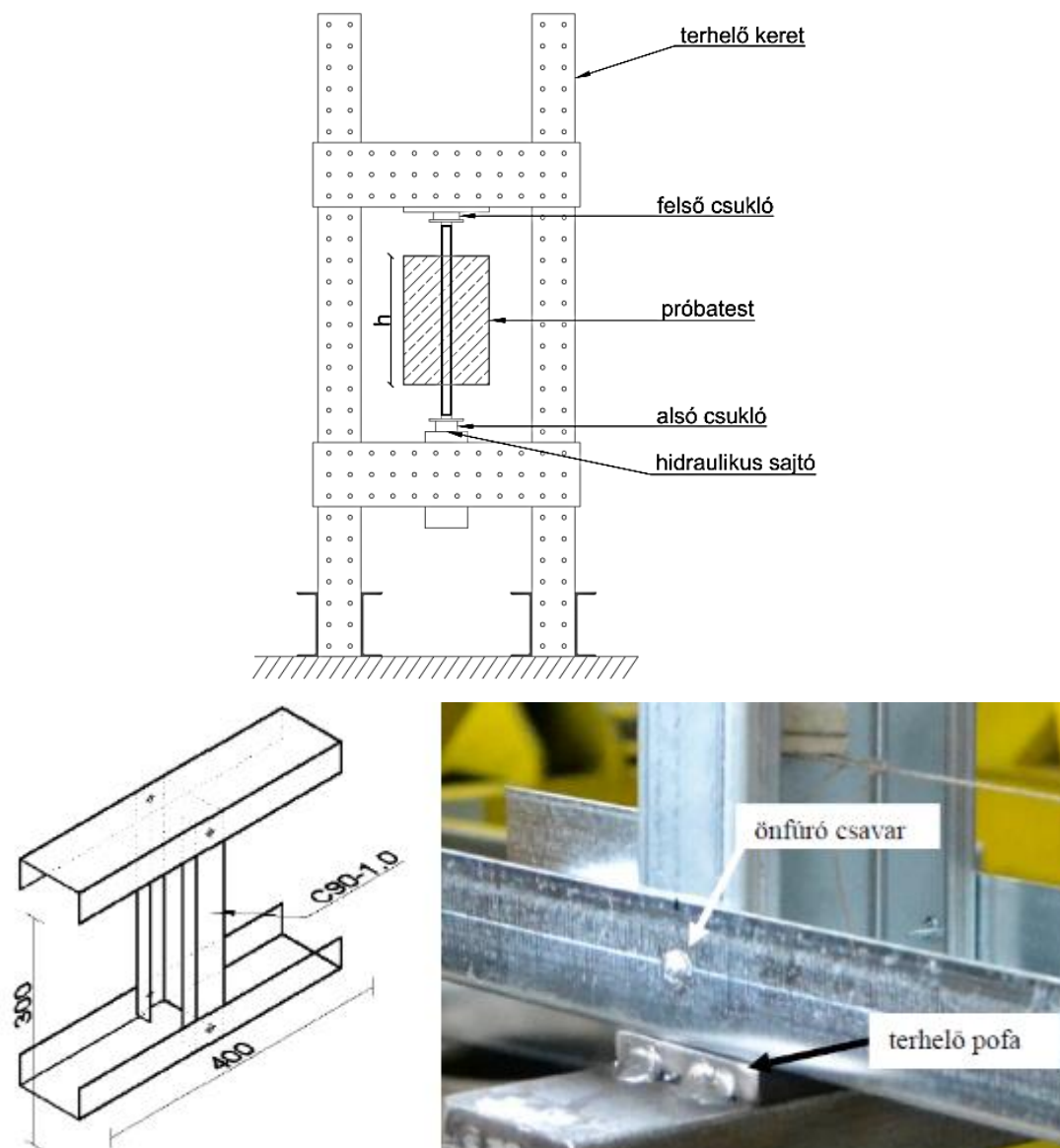


10. ábra Szendvicsszelek vizsgálatának kísérleti elrendezése [13]

3. Korábbi tanszéki kutatások áttekintése a PSC és a vékonyfalú szelvények közös alkalmazásával kapcsolatban

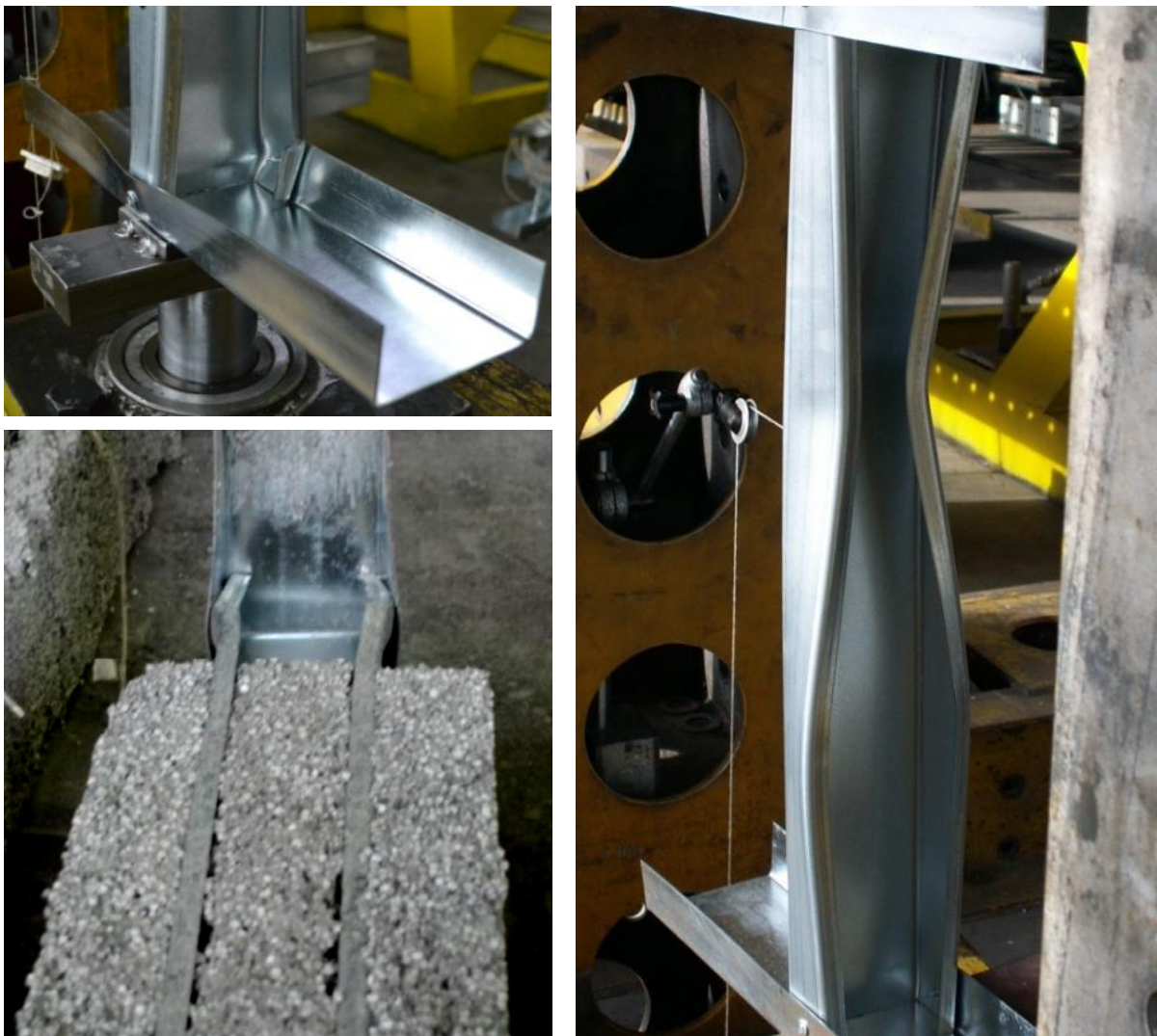
3.1. Központosan nyomott oszlopok [1]

A BME Hidak és Szerkezetek Tanszék Szerkezetvizsgáló Laboratóriumában 2012-ben kezdődtek kísérletek PSC-be ágyazott vékonyfalú acélprofilok vizsgálatára. A 2012-es kísérletsorozatban központosan nyomott C-profilok ellenállásait határozták meg polisztirolbeton kitöltéssel és anélkül. A szerkezeti vizsgálatok során három különböző hosszúságú elemet (300 mm, 600 mm, ill. 2000 mm) és két különböző falvastagságot (1,0 mm és 1,5 mm) alkalmaztak a lokális, torzulásos és globális stabilitásvesztés figyelembe vétele céljából.



11. ábra A kísérleti elrendezés és részletei [1]

A betonzatlan elemek tönkremeneteleit három csoportba lehetett sorolni. A legnagyobb teherbírással értelemszerűen a kisebb magasságú (300 mm) próbatestek rendelkeztek, ezek mindegyike a kapcsolatnál ment tönkre. A 600 mm-es elemeknél a torzulásos horpadás volt a domináns tönkremeneteli forma. Végül a 2000 mm-es próbatestek globális térbeli elcsavarodó kihajlással mentek tönkre, a tönkremenetelt okozó teher itt volt a legkisebb. Lokális gerinchorpadást a 2000 mm-es elemeken lehetett megfigyelni legtisztábban, de megjelent már 600 mm-nél is. A 300 mm-es elemeken lokális horpadás nem jött létre szemmel látható nagyságrendben, ami az elem nem tiszta teherátadási módjának tulajdonítható.



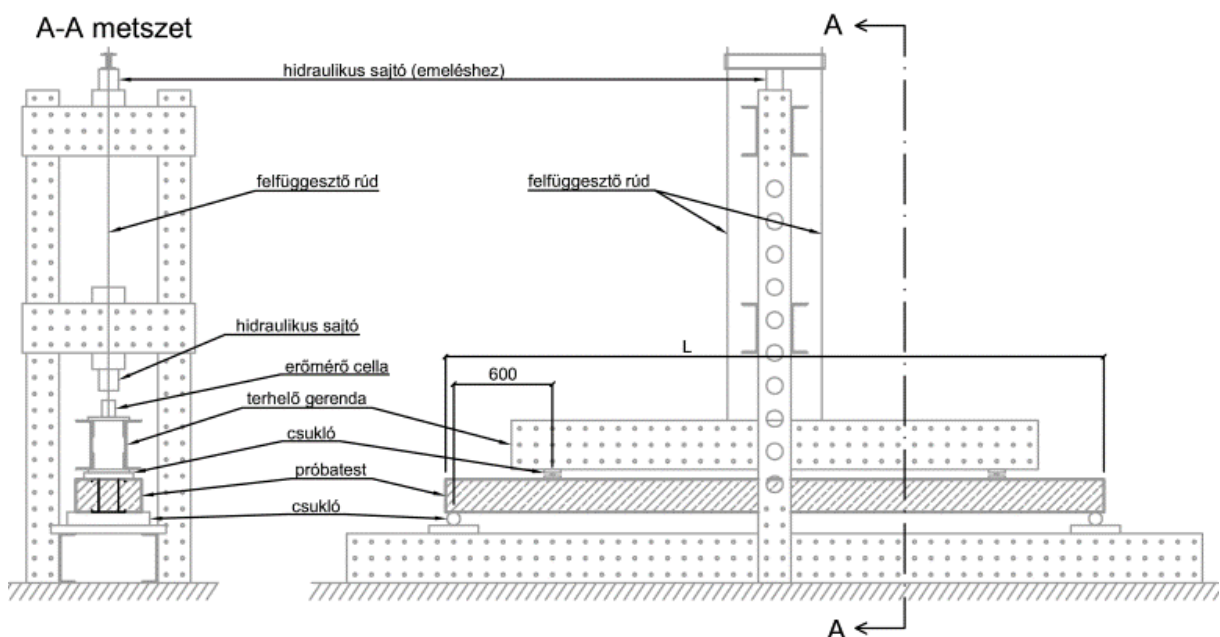
12. ábra Kapcsolat tönkremenetele ágyazás nélküli acélszelvényen (bal fent), PSC-be ágyazott acélszelvényen (bal lent), acélszelvény torzulásos horpadása (jobb) [1]

A PSC-be ágyazott próbatestekről elmondható, hogy a bedolgozás nehézségei miatt több helyen fészkes betont kaptak kizsaluzáskor, ugyanígy a tömörítés hiánya miatt nem töltötte ki a beton a C-profilok belső részét sem. Ennek ellenére mindegyik vizsgálati elem kapcsolati tönkremenetelt szenvedett, azaz az acélt körbevevő beton megnövelte a globális

tönkremenetelhez tartozó terhet annyira, hogy az a kapcsolati tönkremenetel fölé kerüljön. Ezen felül képes volt növelni a kapcsolati tönkremenetel teherszintjét is. A polisztirolbeton elnyelte az acél alakváltozásait a kis rugalmassági modulusának köszönhetően, így azonban a tönkremenetel nehezebben volt észlelhető, ami valós szerkezeteknél hátrányt jelent.

3.2. Hajlított gerendák

A fenti kísérletsorozat folytatásaként hajlított gerendákkal is végeztek kísérleteket, szintén PSC ágyazással és nélküle. A kísérleti eredmények azt mutatták, hogy a PSC meggátolta az acélszelvények globális stabilitásvesztését egy fajta folytonos merevítést adva a szelvényeknek, így megnövelve azok teherbírását.



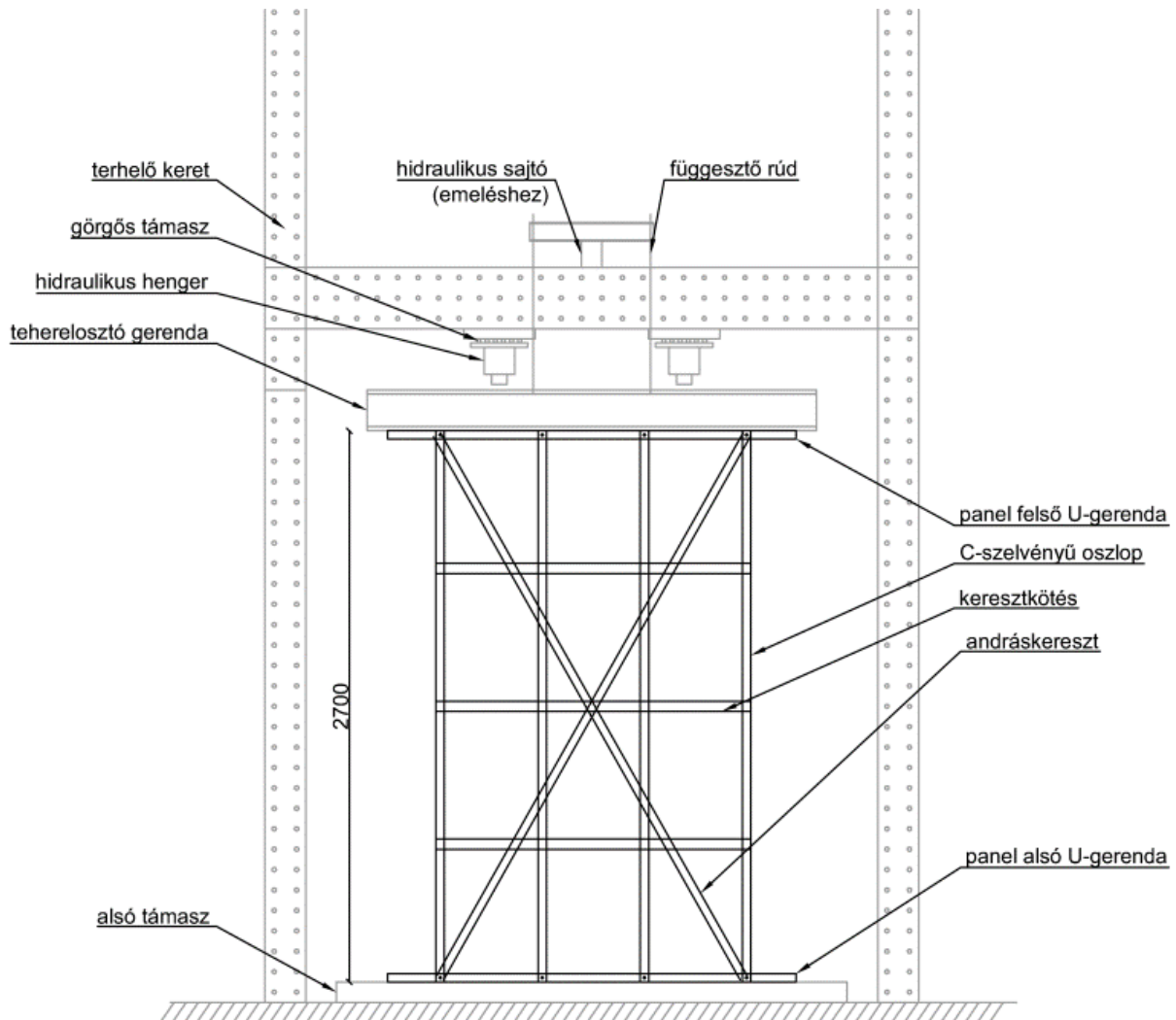
13. ábra Kísérleti elrendezése a hajlított gerendáknak [14]

3.3. Panelkísérletek

Jelenlegi teljes léptékű kísérletsorozatunk előzményeként panelkísérleteket is végrehajtottak a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék Szerkezetvizsgáló Laboratóriumában.

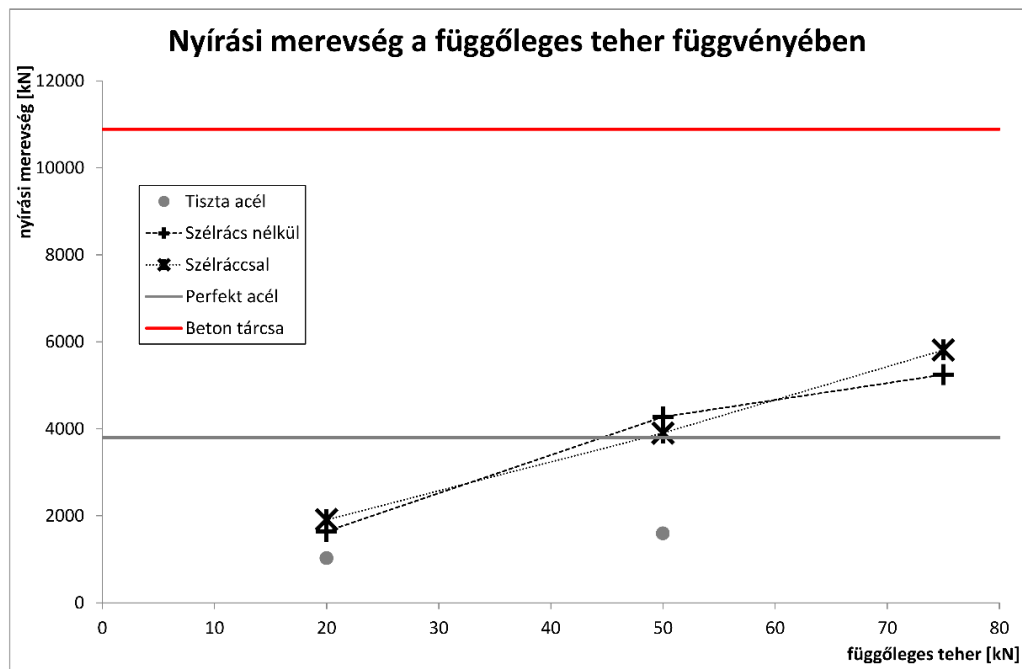
Az első kísérletek során a paneleket egyenletesen megoszló függőleges teherre, illetve a panel felső síkjában működtetett nyíróerőre vizsgálták. Nyírásra csak a merevséget határozták meg, a teherbírást a függőleges igénybevételre állapították meg. A 14. ábra mutatja a kísérleti elrendezést, a függőleges megoszló terhet két hidraulikus sajtóval biztosították, és egy melegen hengerelt I-gerendával oszlatták szét a panelek felső élén. A nyíróerőt az I-gerenda vonalában működtették.

A próbatestek mindegyike 2000 mm széles és 2700 mm magas volt, két U-szelvényű gerendába önfúró csavarokkal rögzített C-profilú oszlopok adták a panel vázát, amit kitöltöttek PSC-vel. Egy esetben ugyanolyan vékonyfalú szelvényekből készített keresztmervítéseket alkalmaztak, beton nélkül.



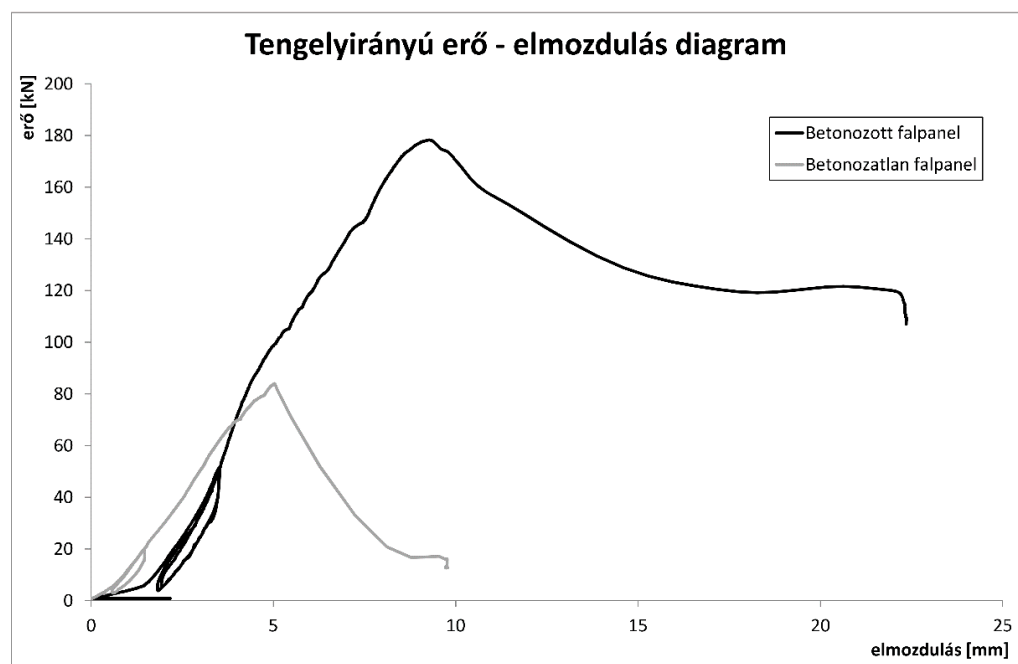
14. ábra Panelkísérletek elrendezése [14]

Első lépésben a nyírási vizsgálatokat végezték el, mindössze 2 kN erővel terhelték a szerkezetet három különböző függőleges teherszinten (20 kN, 50 kN és 75 kN). Minden mérést három ciklusban hajtottak végre, hogy figyelembe vegyék a maradó alakváltozásokat. Az erő-elmozdulás diagramok alapján megállapították, hogy az acélmervítések kb. 7 mm elmozdulás után kezdtek el dolgozni, ez annak tudható be, hogy a függőleges teher miatt bekövetkező összenyomódás hatására a keresztmervítések fellazultak. Ezzel szemben ilyen fellazulási jelenség a PSC-vel mervített esetekben nem tapasztalható. A számított merevségek a PSC-be ágyazott esetben lettek a nagyobbak.

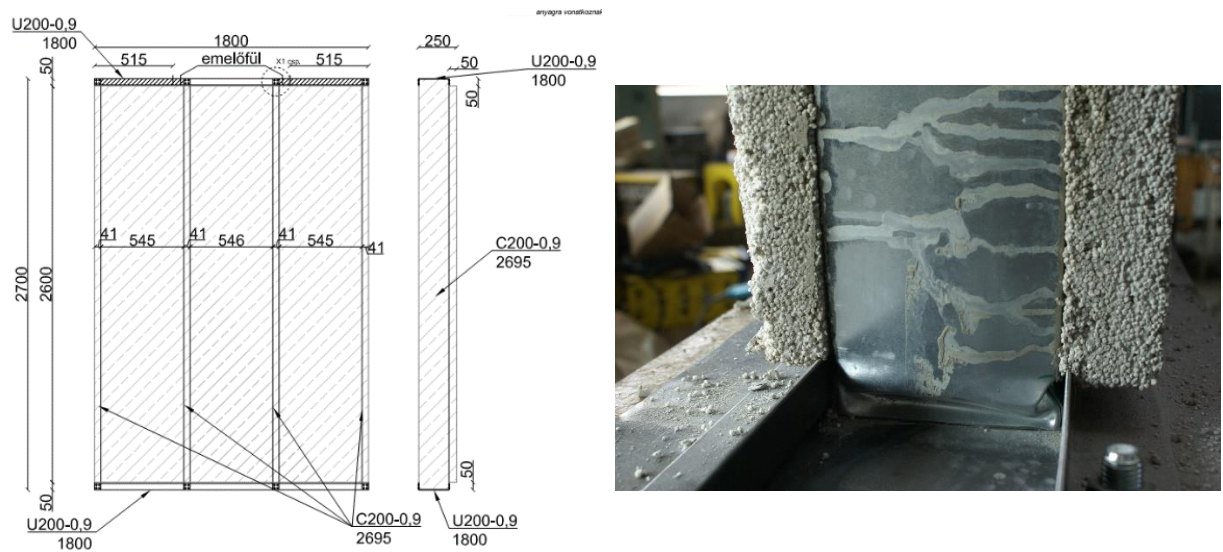


15. ábra A függőleges teher és a nyírási merevség kapcsolata [14]

A panelek teherbírását egyenletesen megoszló teherre vizsgálták. A tönkremeneteli mód, PSC kitöltés nélkül jóval összetettebb volt, mint a betonozott esetben: a kapcsolatok károsodása után az oszlopok torzulásos és globális stabilitásvesztési jelenségének interakciójára ment tönkre. Jóval nagyobb teherbírást tapasztaltak PSC-be ágyazott acélváz esetén, itt szinte minden esetben a kapcsolatoknál mentek tönkre a próbatetek, vagyis az eredmények az elemkísérletekhez hasonlóan alakultak.

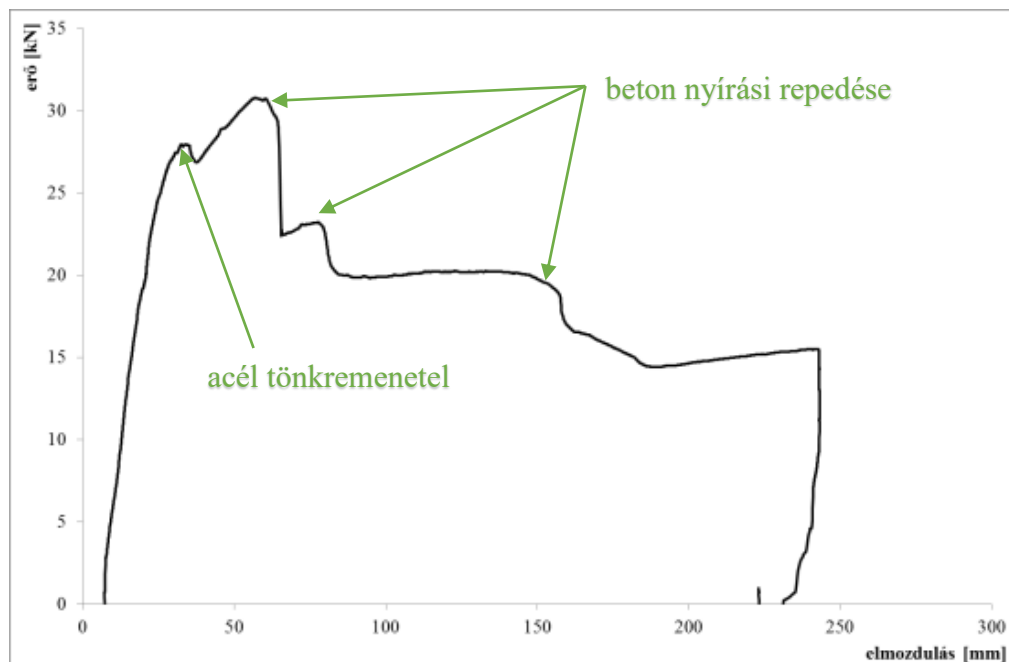


16. ábra Erő-elmozdulás diagram PSC-be ágyazott (fekete) és ágyazás nélküli (szürke) panelek esetében [14]



17. ábra Nyírási kísérleteknél használt panelek kialakítása (bal) és a kapcsolat tönkremenetele (jobb) [14]

A panelek nyírási viselkedésének részletesebb vizsgálatára külön nyírási tesztek is végrehajtottak. Ennek során a fenti látható kialakítású fal és födémpaneleket terheltek nyíró igénybevétellel, függőleges terhelés nélkül. A kísérletek arra az eredményre vezettek, hogy már a panel elnyíródáshoz tartozó, a betonminőség függvényében ingadozó teherszint alatt bekövetkezik a kapcsolatok tönkremenetele, nagyfokú deformációja. Vagyis ismét a lokális jelenségek szabják meg a panel teherbírását.



18. ábra Nyírási kísérlet erő-elmozdulás diagramja [14]

4. A teljes léptékű kísérlet és eredményeinek bemutatása

A TDK munka keretében, az előző fejezetben bemutatott a PSC és a vékonyfalú szelvények együttes alkalmazásával kapcsolatos tanszéki kutatómunka következő szakaszában volt alkalmunk részt venni. Ezen teljes léptékű kísérletek során három különböző épületet – egy egyszintes referenciaként szolgáló könnyűszerkezetes, belül gipszkartonnal, kívül OSB lappal burkolt épületet, illetve egy egyszintes és egy kétszintes PSC-vel kitöltött könnyűszerkezetes épületet – terheltünk a födémek vonalában a szerkezet sarkain. Hidraulikus sajtók segítségével húzást vagy nyomást, esetleg vegyesen csavarást kifejtve az épületre, vizsgáltuk annak viselkedését. A fejezet további részében bemutatjuk a kísérlet során használt berendezéseket, a kísérleti elrendezést, a vizsgált konfigurációkat, valamint a mérési eredményeinket.

4.1. A terhelt épület bemutatása

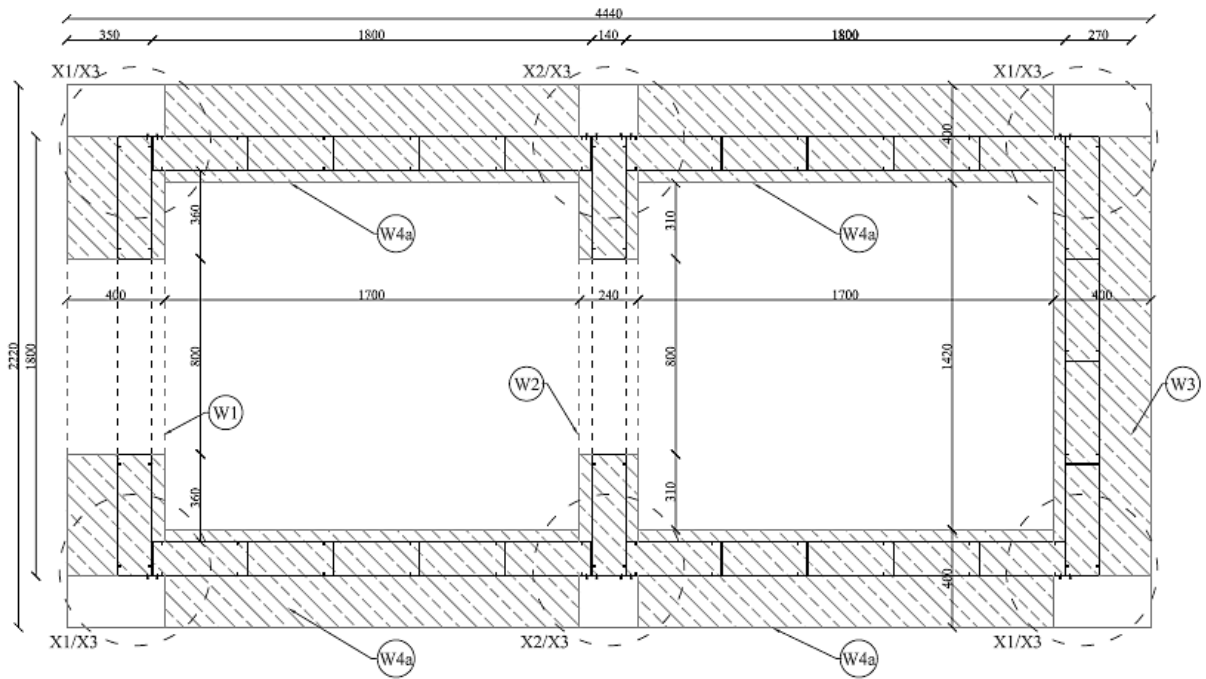
A teljes léptékű kísérletek során egy egyszintes könnyűszerkezetes, belül gipszkartonnal, kívül OSB lappal burkolt épületet, illetve egy egy- és egy kétszintes PSC kitöltő falazatú acélvázás épületet terheltünk. Az épületek jellemző alaprajzát a *19. ábra* szemlélteti. Látható, hogy az épület minden esetben két, nagyjából négyzetes blokkból épült fel. Az épület lerögzítése a meglévő beton burkolathoz történt. Az épületen körben szögacélok csatlakoztak a panelek alsó U profiljához és ezek a szögacélok lettek a beton burkolathoz rögzítve ~400 mm-ként.

4.1.1. OSB burkolatú épület

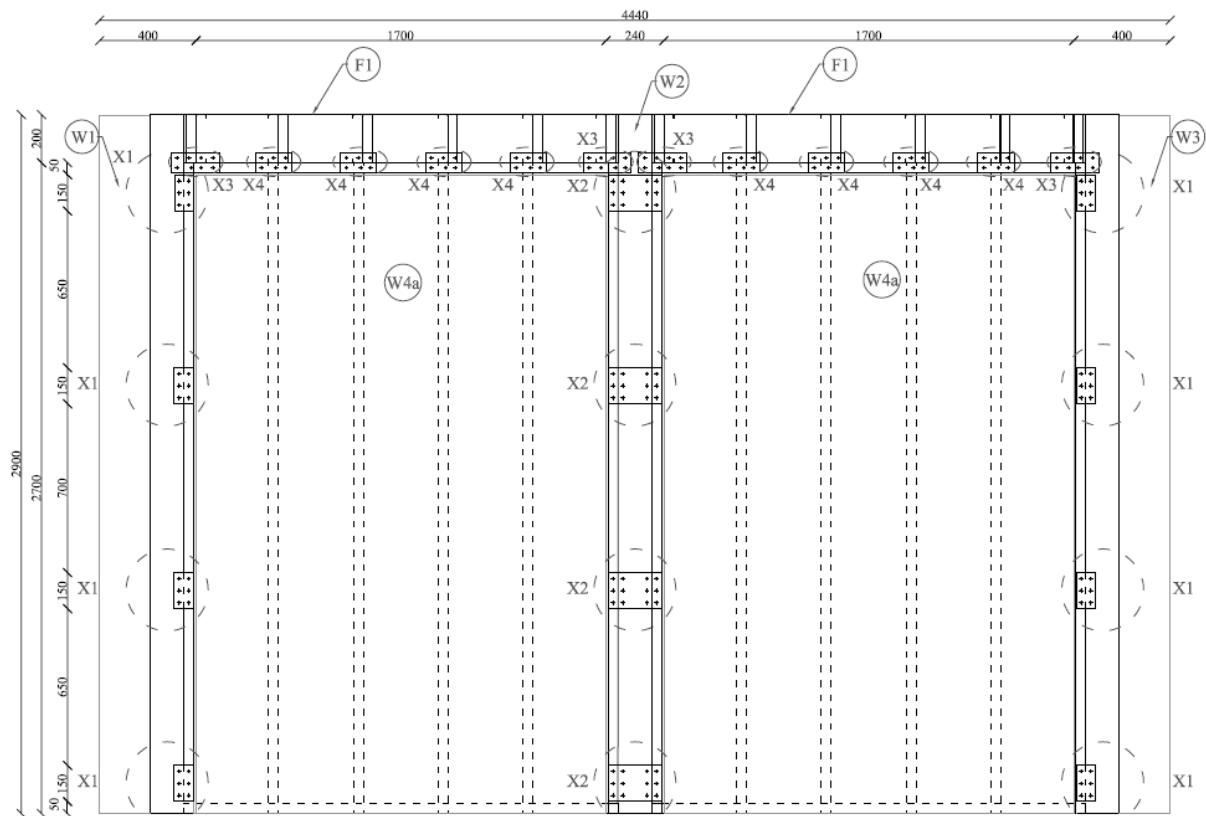
Először összehasonlításként képen egy tiszta acélvázás épületet terheltünk PSC kitöltés nélkül, kívül OSB lappal, belül gipszkartonnal burkolva. Az acélváz teljesen megegyezik a PSC-be ágyazott szerkezetével. Az oldalfalaknál C140-0,9 profilokat használtak oszlopoknak (a nyílást nem tartalmazó panelek esetében 6-ot, a nyílást tartalmazóknál 4-et), alul és fölül pedig U140-0,9 profilok kapcsolták ezeket össze. A födémpanelek esetében C200-1,5 és U2000-0,9 profilokat alkalmaztak.

4.1.2. PSC kitöltő falazatú épületek

A kísérletsorozat folytatásaként egy egyszintes és egy kétszintes PSC-be ágyazott acélszerkezetű épületet vizsgáltunk. Az épületek alaprajzi befoglaló mérete 2220*4440 mm, magasságuk 2900 mm és 5800 mm volt. Az épületen alkalmazott födémek szintén PSC-vel kitöltött acélváz panel voltak. Az épület acélváza a fent ismertetett módon lett kialakítva. A kitöltő PSC vastagsága a külső falaknál 400 mm, a födémeknél és válaszfalaknál 250 mm volt.



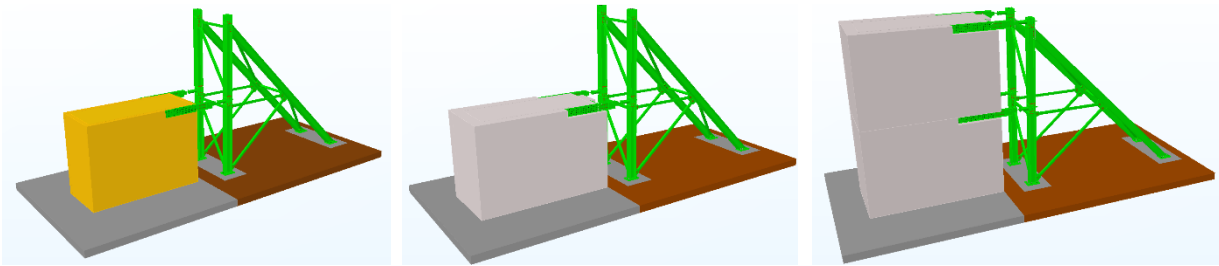
19. ábra A PSC kitöltő falazatú épület alaprajza [15]



20. ábra A PSC kitöltő falazatú épület oldalnézete [15]

4.2. Kísérlet bemutatása

4.2.1. Kísérleti elrendezés



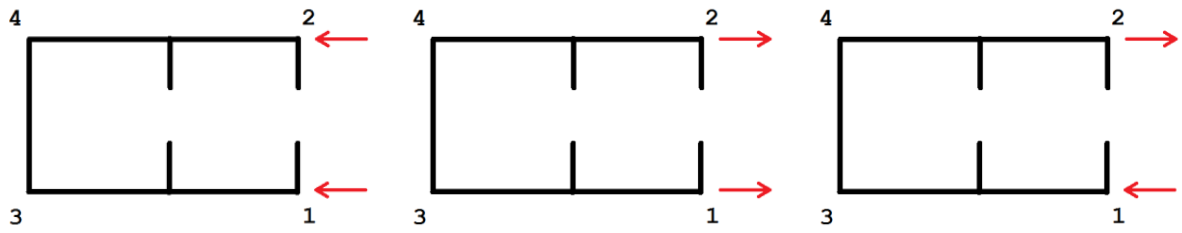
21. ábra A három vizsgált kísérleti elrendezés

A teljes léptékű kísérleteket a TDT Alternergia Zrt. dunaharaszti telephelyén hajtottuk végre. A mérésekhez a fent bemutatott egy – illetve kétszintes épületeket használtuk. A szerkezetet a kísérletek során horizontális irányú erővel terheltük, annak két felső sarokpontjában. Az épület mellé egy jóval nagyobb merevségű terhelő keret épült, ezen helyezték el a sajtókat. A sajtók a födémpanelek, illetve a homlokfalak U profiljaihoz kapcsolódtak közvetlenül, itt adták át a terheket (22. ábra).



22. ábra Sajtó csatlakozása az épülethez

Az épületet vagy egységesen húztuk, vagy egységesen nyomtuk, vagy pedig csavartuk (az egyik sajtóval húzást, a másikkal nyomást fejtettünk ki rá). Az olajnyomással működtetett sajtók egy kompresszorra voltak csatlakoztatva, ez biztosította, hogy mindkettő azonos erővel terhelte a szerkezetet.



23. ábra Terhelési konfigurációk és a mérési helyek számozása

A sajtóban működő erőt az olajnyomás alapján mértük. A rendszer elmozdulásait az épület négy sarokpontjában hossz –illetve keresztirányban is mértük az épület sarkainál felállított állványokon elhelyezett induktív adók segítségével.



24. ábra Mérőberendezések

4.2.2. A terhelő keret

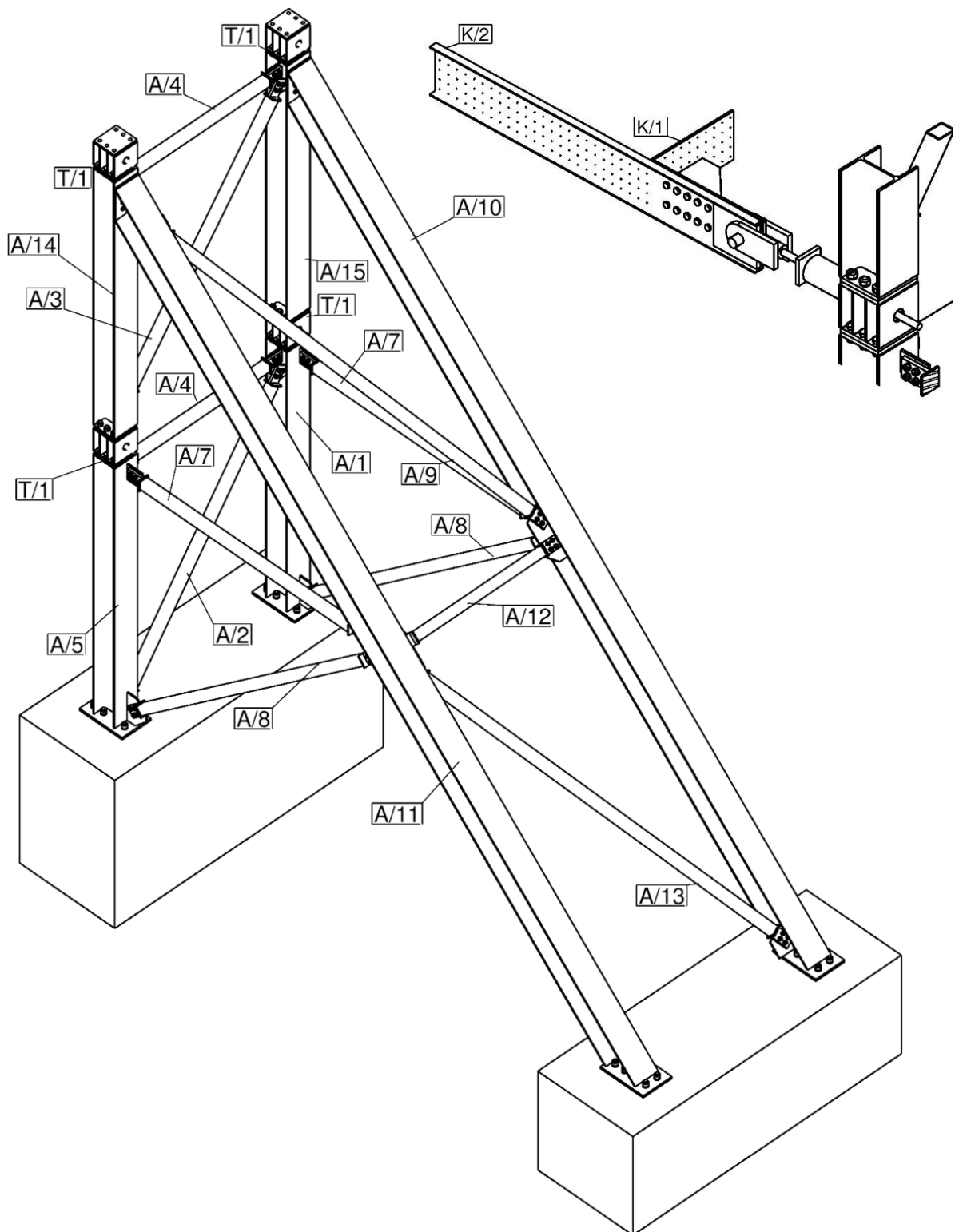
A terhelő keretnek egy tisztán acél vázas, térbeli rácsos tartót volt. Ennek a szerkezetnek az erőtanai számításával, méretezésével, illetve a kiviteli tervek elkészítésével minket bíztak meg.

A tervezéskor az alkalmazott hidraulikus sajtókkal kifejthető maximális 250 kN-os erőkre méreteztük a szerkezetet, ami jóval meghaladta az épületek várható teherbírását (~25 kN), ezáltal biztosítottuk az terhelő keret kellő merevségét. Az erőtanai számítást végelelemes analízissel végeztük el, továbbá a kapcsolatokat kézi számítással, illetve ConSteel Joint szoftver segítségével ellenőriztük.



25. ábra A terhelőkeret

A szerkezet tervezésénél fontos szempont volt, hogy minél kevesebb szelvénytypust alkalmazzunk, így az oszlopok HEA240-es, míg a rácsrudak RHS80*5-ös szelvényvel lettek kialakítva. Ugyancsak lényeges aspektus volt a szerkezet bizonyos részeinek újbóli felhasználhatósága jövőbeli kísérleteknél, ez a sajtó csatlakozásánál lévő elem kialakításánál játszott fontos szerepet.



26. ábra Terhelőkeret 3D elrendezési terve gyártmányjelölésekkel

A terhelőkeret kiviteli terveit a Tekla Structures konstrukciós szoftver segítségével készítettük el. A 3D-s tervezés megkönnyítette az esetleges tervezési hibáknak, elemek ütközésének a kiküszöbölését.

4.2.3. Kísérleti program

Kísérleteink során tehát három különböző épületet terheltünk (T1 – egyszintes OSB-vel burkolt épület, T2 – egyszintes PSC kitöltő falazatú épület, T3 – kétszintes épület PSC kitöltő falazatú épület). Az egyszintes épületeken három, a kétszintesen pedig kilenc féle teherkombinációt alkalmaztunk a tönkretétel előtt, mindegyiket két teherszinten (sajtónként 5, illetve 6 kN erőt kifejtve). Az egyszintes épületeket a felső sarokpontjaikban nyomtuk, húztuk és csavartuk is 2*3 ciklusban. A kétszintes épület esetében a terhelést a két szint csatlakozásánál, a födém vonalában kezdtük, szintén nyomást, húzást és csavarást kifejtve a szerkezetre. Majd az épület egyik oldalán működtettük mind a két sajtót, egyiket a két szint csatlakozásánál, másikat pedig az épület felső sarokpontjában, először mindkettővel húzást, majd húzást és nyomást, végül nyomást gyakorolva az épültre. Végezetül a felső födémnél is végrehajtottuk az első három teheresetet. Végül mindhárom épületet húzással tettük tönkre. A kísérleti programot az alábbi táblázatokban foglaltuk össze.

1. táblázat A T1-es és a T2-es jelű épületeken végrehajtott kísérletek összefoglaló táblázata

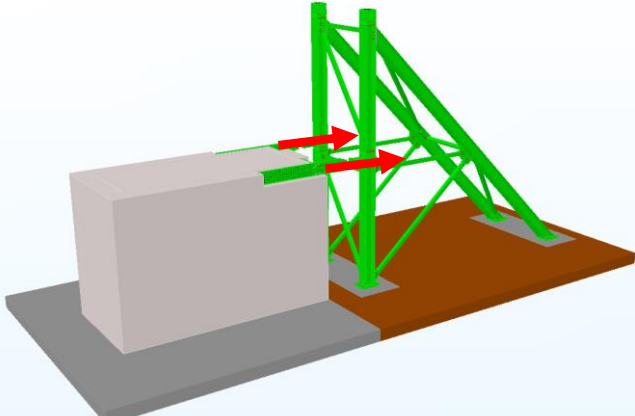
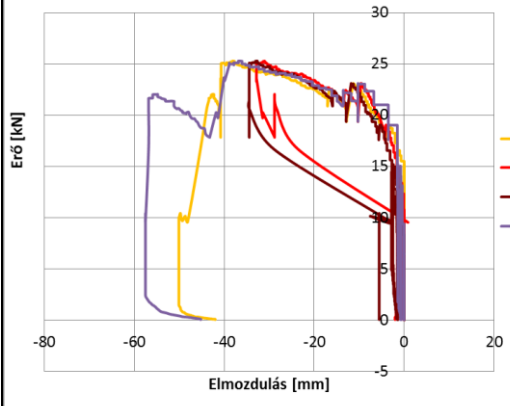
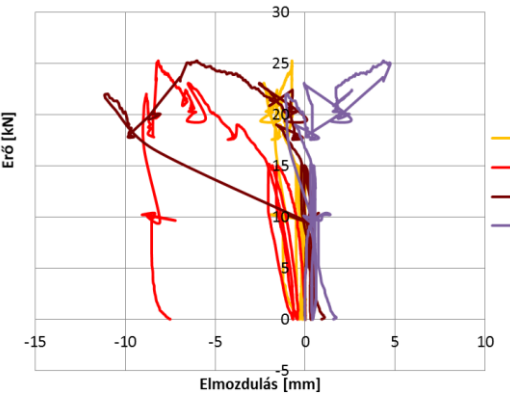
Próbatest jele	Terhelés időpontja	Terhelt épület-típus	Terhelőerő sajtónként [kN]			Ciklus-szám
			nyomó	húzó	csavaró	
T1-ny10	2015.09.18	T1	5			3
T1-ny12	2015.09.18	T1	6			3
T1-cs5	2015.09.18	T1			5	3
T1-cs6	2015.09.18	T1			6	3
T1-h10	2015.09.18	T1		5		3
T1-h12	2015.09.18	T1		6		3
T1-h-ult	2015.09.18	T1	tönkretétel			1
T2-ny10	2015.10.09	T2	5			3
T2-ny12	2015.10.09	T2	6			3
T2-cs5	2015.10.09	T2			5	3
T2-cs6	2015.10.09	T2			6	3
T2-h10	2015.10.09	T2		5		3
T2-h12	2015.10.09	T2		6		3
T2-h-ult	2015.10.09	T2	tönkretétel			1

2. táblázat A T3-as jelű épületen végrehajtott kísérletek összefoglaló táblázata

Próbatest jele	Terhelés időpontja	Terhelt épület-típus	Terhelőerő sajtónként [kN]			Ciklus-szám
			nyomó	húzó	csavaró	
T3-ny1-5	2015.10.30	T3	5			3
T3-ny1-6	2015.10.30	T3	6			3
T3-cs1-5	2015.10.30	T3			5	3
T3-cs1-6	2015.10.30	T3			6	3
T3-h1-5	2015.10.30	T3		5		3
T3-h1-6	2015.10.30	T3		6		3
T3-ny2-5	2015.10.30	T3		5		3
T3-ny2-6	2015.10.30	T3		6		3
T3-cs2-5	2015.10.30	T3			5	3
T3-cs2-6	2015.10.30	T3			6	3
T3-h2-5	2015.10.30	T3	5			3
T3-h2-6	2015.10.30	T3	6			3
T3-ny3-5	2015.10.30	T3	5			3
T3-ny3-6	2015.10.30	T3	6			3
T3-cs3-5	2015.10.30	T3			5	3
T3-cs3-6	2015.10.30	T3			6	3
T3-h3-5	2015.10.30	T3		5		3
T3-h3-6	2015.10.30	T3		6		3
T3-h-ult1	2015.10.30	T3	tönkretétel			1
T3-h-ult2	2015.10.30	T3	tönkretétel			1

4.2.4. Egy kísérlet jegyzőkönyve

Az összesen elvégzett 34 darab kísérlet mindegyikéről külön jegyzőkönyv készült. A jegyzőkönyvek tartalmazzák a konfigurációk megnevezését, annak jellemzőit, továbbá a kísérlet dátumát, körülményeit és az esetleges észrevételeket. Továbbá magukban foglalják az elsődleges mérési eredményeket: a hossz-, illetve keresztirányú erő-elmozdulás diagramokat, valamint a megfelelő kísérletek esetén a tönkretételhez szükséges erőt is. Egy ilyen tönkretételi jegyzőkönyvre mutat példát a 27. ábra.

<i>Próbatest jele</i> <p style="text-align: center;">T2-h-ult</p>		<i>Betonozás dátuma</i> <p style="text-align: center;">2015. augusztus</p>
<i>Épület mérete</i> <p style="text-align: center;">2220x4440x2900 mm</p>	<i>Alkalmazott beton jele</i> <p style="text-align: center;">WM</p>	<i>Kísérlet dátuma</i> <p style="text-align: center;">2015. október 09.</p>
<i>Előzetes megjegyzések</i> <ul style="list-style-type: none"> • egyszintes könnyűbetonos épület • húzással terhelve a tönkremenetelig • az épület néhány panelén a beton összeroppedezett (képeket lásd a kezdőlapon) 		
		
<i>Kísérlet során tett megfigyelések, (tönkremenetel)</i>		
<u>Tönkremenetel módja:</u> Az épület két traktusát összekötő kapcsolatok mentek tönkre. A csavarok kihúzódtak az acéllemezekből. Továbbá a beton is elkezdett kihúzódni a profilokból a felső, szétrnyúló részeken.		<u>Tönkremenetelhez tartozó erő:</u> <p style="text-align: center;">2*25,3 kN</p> <p style="text-align: center;">50,6 kN</p>
<ul style="list-style-type: none"> • 2*15 kN-nál visszaterheltünk, ekkor a maradó alakváltozások minimálisak hosszirányban (1-2 mm), keresztirányban 1 mm alattiak • 2*19 kN-nál a teher visszaesett 2*17 kN-ra, és a szerkezet elkezdett lágyabban viselkedni 		
<i>Diagramok:</i>		
T2 - h-ult hosszirányú elmozdulások		T2 - h-ult keresztirányú elmozdulások
		

27. ábra Egy kísérlet jegyzőkönyve

4.2.5. A kísérletek eredményei

A kísérletek eredményeképpen az mondható el, hogy a viszonylag alacsony teherszinteken történő ciklikus terhelések során az épület minimális elmozdulásokat szenvedett. A hosszirányú elmozdulások jellemzően kisebb ugrásokban következtek be, ami a kapcsolatok helyezkedését, beállítását mutatja. Jól látható lineáris szakasszal rendelkező erő-elmozdulás grafikonokat, csak a tönkretételkor kaptunk, így a későbbiekben csak ezeket használtuk fel az épületek valós merevségének meghatározásához. Az épületeket minden esetben a két felső sarokpontban működtetett húzóerővel tettük tönkre.

A T1 jelű (egyszintes OSB-vel burkolt) épület tönkremenetele:

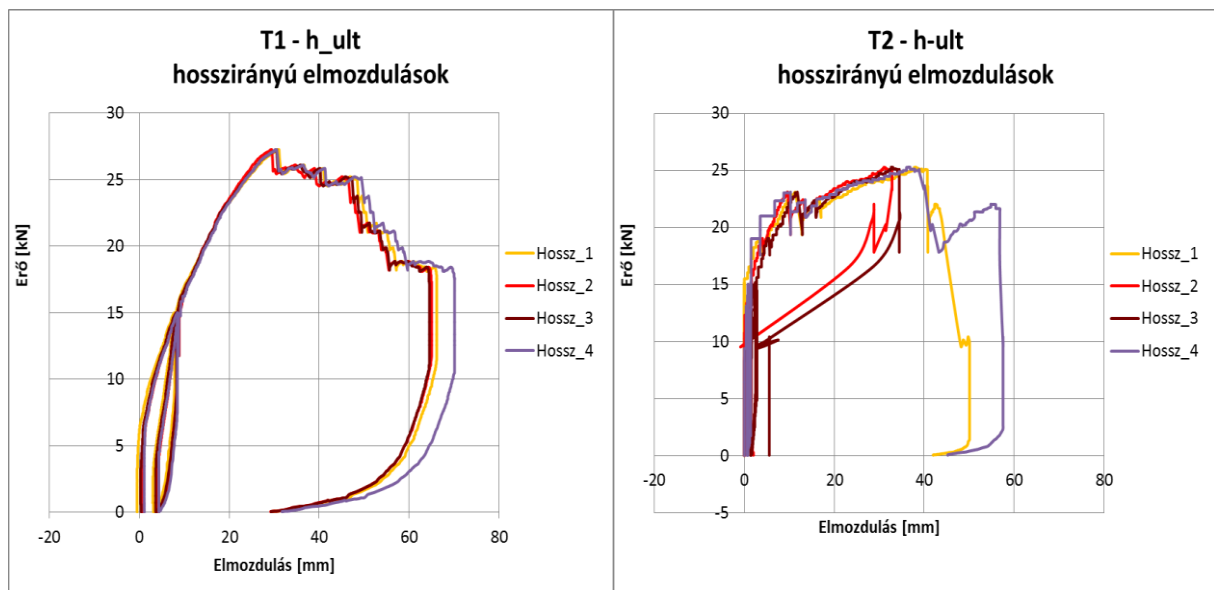
A T1 jelű (egyszintes OSB-vel burkolt) épület tönkremenetele a húzott talpcsomóponti következett be. Az épületet lerögzítő szögacéloknál elnyíródtak az önfúró csavarok, az épület hátsó traktusa felemelkedett (28. ábra). A tönkremenetelkor a két sajtón összesen 54,0 kN húzóerő volt.



28. ábra T1 épület tönkremenetele

A T2 jelű (egyszintes PSC kitöltő falazatú) épület tönkremenetele:

A T2 jelű (egyszintes PSC kitöltő falazatú) épület esetében az épület két traktusát összekötő kapcsolatok mentek tönkre. A csavarok kihúzódtak az acéllemezekből. Továbbá a beton is elkezdett kihúzódni a profilokból a felső, szétnyíló részeken (30. ábra). A tönkremenetelkor a sajtókon összesen 50,6 kN húzóerő volt. Ez kevesebb, mint az OSB-vel burkolt épület esetében. Látható, hogy mindkét egyszintes épület esetében a teherbírás határát a kapcsolatok tönkremenetele adta. Bár a PSC kitöltő falazatú épület esetében alacsonyabb teherbírást kaptunk, észre kell vennünk, hogy ez esetben egy másik kapcsolat ment tönkre.



29. ábra Az egyszintes OSB-vel burkolt (T1) és a PSC kitöltő falú (T2) épület tönkremeneteléhez tartozó erő-elmozdulás diagramja

Valószínűsíthető, hogy bár az acél profilokat összekötő kapcsolatok kisebb teherbírásúak a lerögzítő kapcsolatnál, a T1 típusú épületnél azért nem ezek mentek tönkre (és értünk el ezáltal nagyobb teherbírást), mert az OSB lapok ráfedtek ezekre az illesztésekre, ezáltal megnövelve a kapcsolat teherbírását. Az egyszintes épületek példájából tanulva a kétszintes épület esetében már megerősített kapcsolatokat alkalmaztunk.



30. ábra T2 jelű épület tönkremenetele

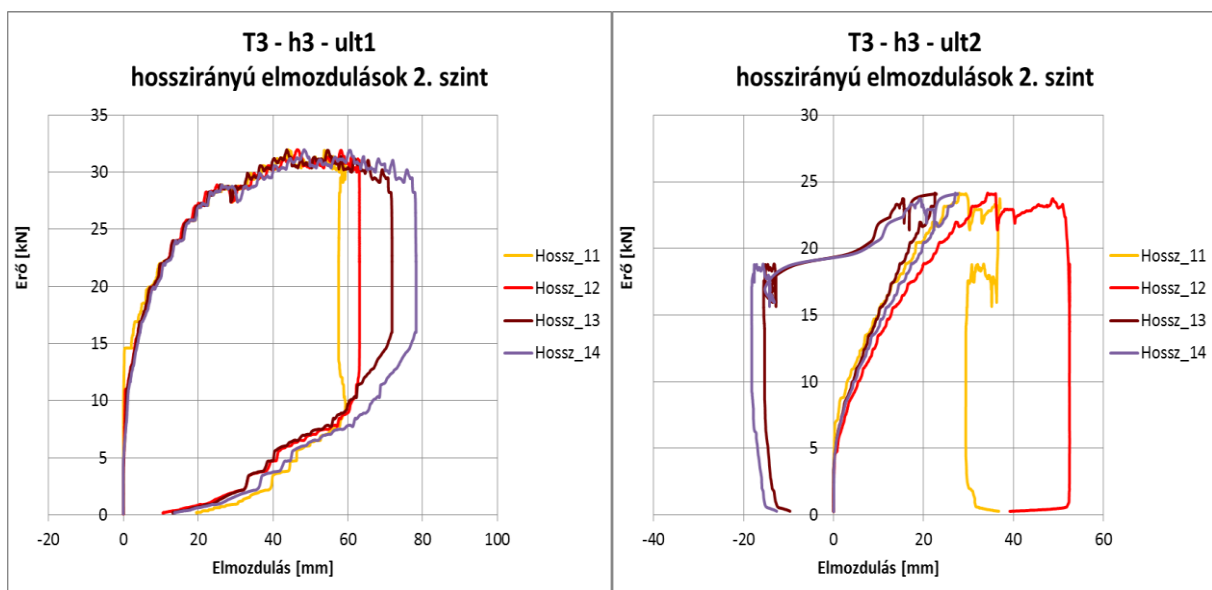
A T3 jelű (kétszintes PSC kitöltő falazatú) épület tönkremenetele:

Az egyszintes szerkezet tönkremeneteléből tanulva, az épület két traktusának kapcsolatát megerősítettük a kétszintes épület esetében (31. ábra). Ebben az esetben a tönkremenetel a tisztán acélvázaz, OSB-vel burkolt épülethez hasonlóan a talpcsomópont húzott zónájában, a lerögzítésnél következett be. A szögacéloknál elnyíródtak az önfúró csavarok, az épület hátsó traktusa felemelkedett. A tönkremenetelhez tartozó teherszint ebben az esetben 64,0 kN volt (T3-h-ult1).



31. ábra Megerősített csomópont az épület két traktusa között (T3 épület)

Mivel az épület maga nem károsodott a kísérlet során, ezért a lerögzítés megerősítése után újból elvégeztük a kísérletet, oly módon, hogy kivettük az épület két traktusának kapcsolatát megerősítő, kiegészítő összekötő elemeket (T3-h-ult2). Ekkor a tönkremenetel a T2 jelű épülethez hasonlóan az épület két traktusa között következett be, jóval alacsonyabb teherszinten. A teherbírás 49,4 kN-ra adódott ebben az esetben.



32. ábra Kétszintes PSC kitöltő falú épület tönkremeneteléhez tartozó erő-elmozdulás diagram megerősített csomópontok mellett (T3-h3-ult1) és csomóponti erősítés nélkül (T3-h3-ult2)



33. ábra T3 jelű épület tönkremenetele megerősített csomóponti kapcsolatok mellett (T3-h3-ult1)



34. ábra T3 jelű épület tönkremenetele csomóponti erősítés nélkül (T3-h3-ult2)

5. A kísérlet numerikus modellezése és szeizmikus analízisek

5.1. Numerikus modell és annak verifikációja

A bemutatott kísérletek közül a PSC kitöltő falazatú épületeket vizsgáltuk végeselemes szoftver segítségével is. A kísérletek tönkremeneteli erő-elmozdulás diagramjai alapján megállapítható, hogy a szerkezetek viselkedése nem lineáris. Emiatt olyan verifikációs eljárásra volt szükség, ahol képesek voltunk a numerikus modell alapján egy kapacitás görbe meghatározására. Ezt a görbét a tönkremeneteli diagramra illesztve, a modell különböző paramétereinek változtatásával igyekeztünk közelíteni a kísérlet során tapasztalt valós viselkedést. Mivel a kísérletek során azt tapasztaltuk, hogy a szerkezet fő alakváltozásait és a teherbírását is a kapcsolatok határozták meg, ezért a verifikáció során a kapcsolatok merevsége, illetve határereje voltak azok a paraméterek, melyeket módosítva lehetett befolyásolni a kapacitásgörbe jellegét.

Az épület falait és a födémeket bordákkal merevített héjként modelleztük, a valós geometriát követve a tervek alapján. A kapcsolatok a modellezésénél egy korábbi MSc diplomamunkából [16] indultunk ki, ami az önfűrő csavaros kapcsolatok teherbírásával foglalkozik. A kapcsolatokat a modellben pont-pont kapcsolattal definiáltuk, kiinduló paramétereit pedig a fent említett diplomamunka alapján a leginkább hasonló geometriájú kapcsolat szerint vettük fel.

Az épület megtámasztását nem lehetett fix támaszokkal modellezni, hiszen a kísérletekből is látható, hogy ez nem teljesül. Ezért az épület falai alatt fix beton gerendákat vettünk fel, ezekre támaszkodik fel az épület, folytonos, csak függőleges irányú nyomásra dolgozó kapcsolattal, a rögzítő csavarok helyén pedig pont-pont kapcsolatokat definiáltunk, melyek már húzóerőt is képesek felvenni.

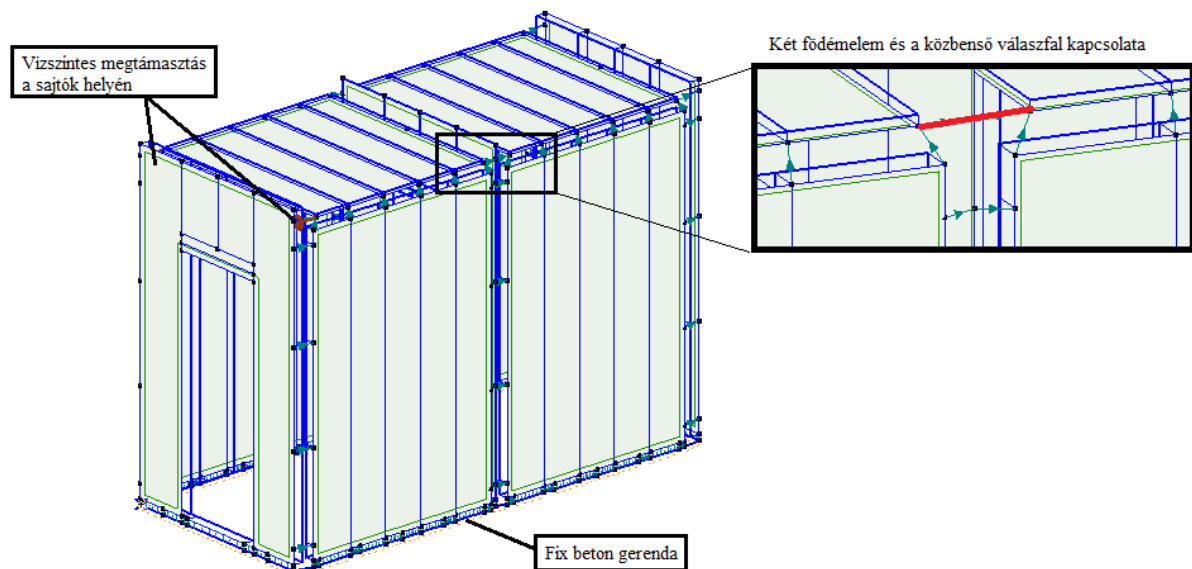
A kapacitás görbét minden esetben úgy határoztuk meg, hogy a szerkezeten a sajtók helyén vízszintes irányú megtámasztást vettünk fel, és ezeken a pontokon támaszelmozdulást alkalmaztunk, majd nem lineáris számítást futtattunk. Az alkalmazott támaszelmozdulást a kísérletek során tapasztalt maximális hosszirányú elmozdulások alapján vettük fel, egyszintes épület esetében 30 mm-re, kétszintes esetén pedig 50 mm-re. A támaszelmozdulást 1 mm-es lépésekben működtettük a modellen, és minden teherlépcsőben rögzítettük az eredményeket. Az így kapott erő-elmozdulás diagram a kapacitásgörbe.

A kapacitásgörbének a kísérletből kapott erő-elmozdulás diagramhoz illesztése érdekében, ahogy már fentebb említettük, a pont-pont kapcsolatok paramétereit változtattuk. Az egész szerkezetben négyféle kapcsolat volt, melyek modellezésére négy eltérő tulajdonságú kapcsolati elemet definiáltunk:

- az épület lerögzítése
- az oldalfalak összekapcsolása
- az oldalfal és födém csatlakozása
- a két födémlem és a közbenső válaszfal kapcsolata (a könnyebb értelmezhetőség kedvéért ezt a 35. ábra és a 38. ábra kiemelt részein piros színnel jelöljük)

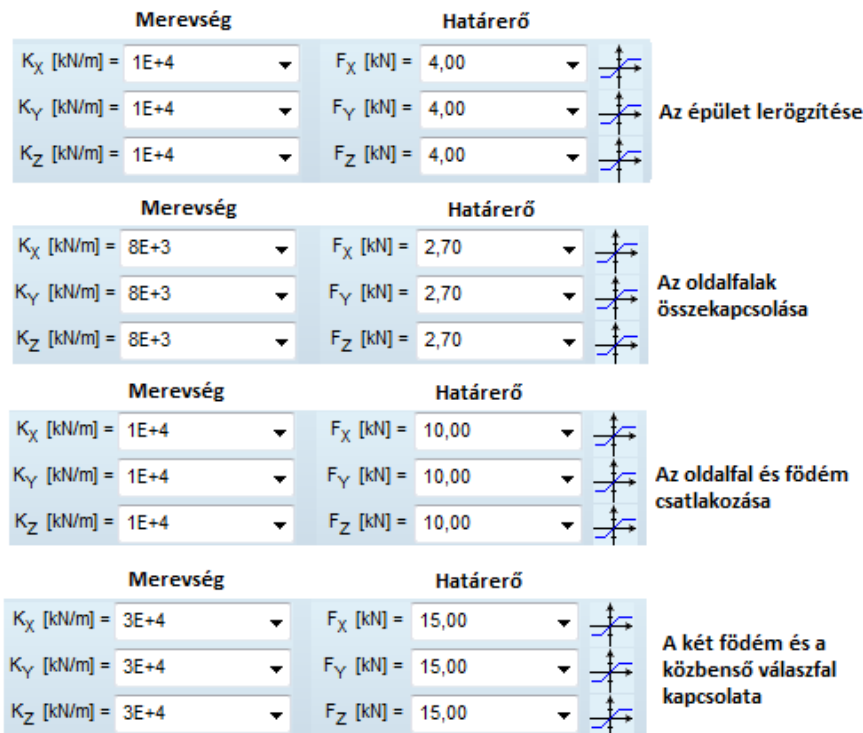
Ezen kapcsolatok merevségét és határerejét (összesen tehát 8 változót) variáltunk mindaddig, amíg a kapott kapacitás görbe megfelelően simult az erő- elmozdulás diagramokhoz.

5.1.1. Egyszintes épület



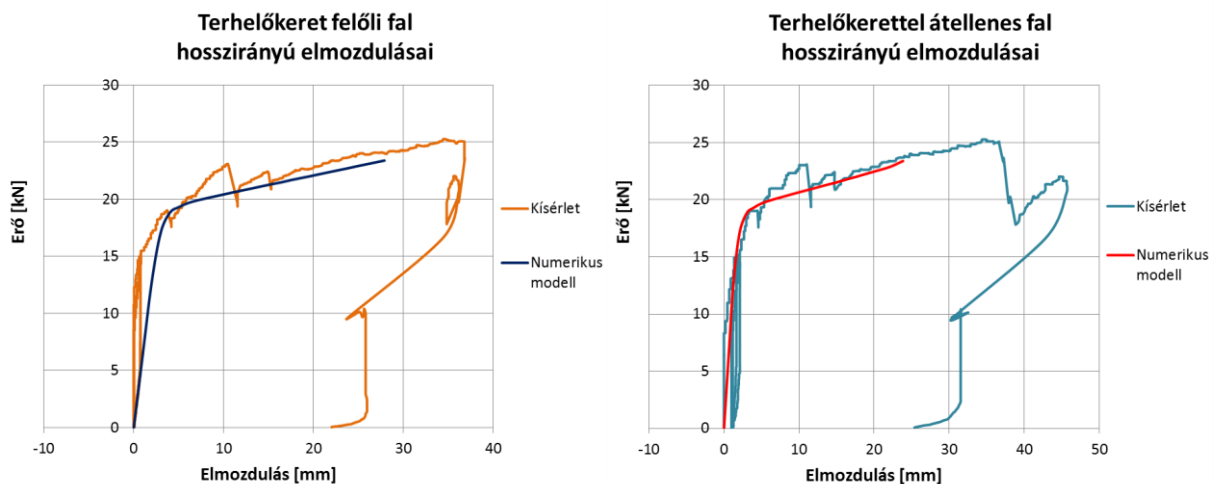
35. ábra Egyszintes épület numerikus modellje

Egyszintes épület esetében a többszöri iterálás után kapott kapcsolati paraméterek a következők voltak:



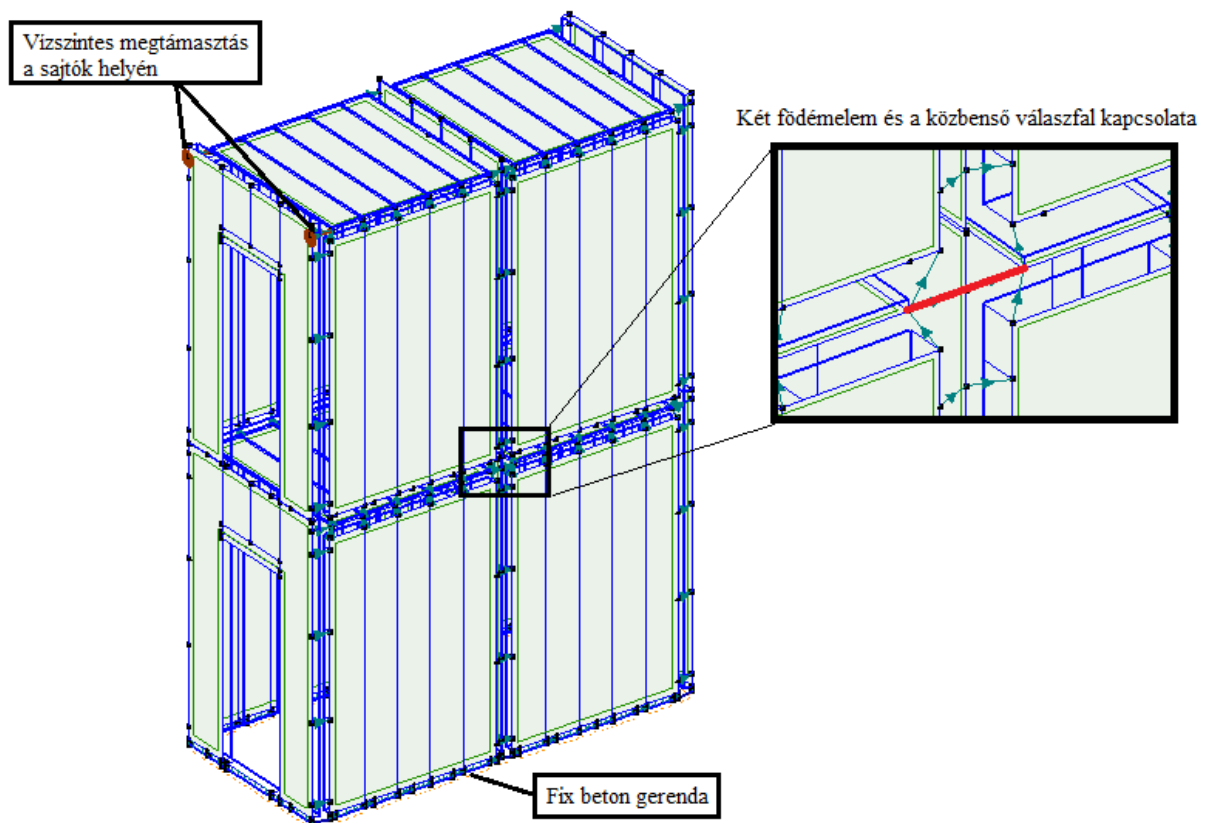
36. ábra Egyszintes épületen alkalmazott kapcsolati paraméterek

A kísérleti erő-elmozdulás diagramoknak a numerikus modell kapacitásgörbéjével való lekötésén kívül ügyelni kellett arra is, hogy a szerkezet kimerülése a kísérlettel megegyező pontokban történjék. Az iterációkat követően az alábbi módon sikerült közelíteni a görbéket. A két grafikonon látható, hogy a végeselemes modellből kapott kapacitás görbe jól követi a valós viselkedést, mind karakterére (meredekség és a képlékenyedéhez tartozó teher szint), mind pedig a végleges teherbírás és elmozdulások tekintetében. Ezekkel a verifikált beállításokkal tehát elvégezhető a földrengésfuttatás.



37. ábra A terhelőkeret felőli (bal) és a terhelőkerettel átellenes (jobb) fal erő-elmozdulás görbéi a numerikus modell kapacitásgörbéivel

5.1.2. Kétszintes épület



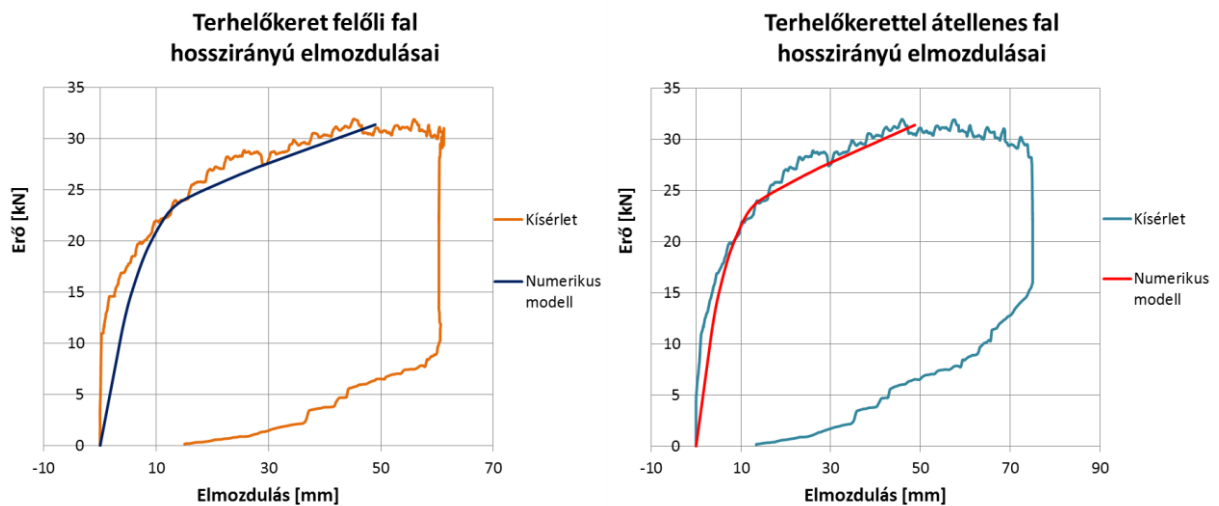
38. ábra Kétszintes épület numerikus modellje

A kétszintes épület esetében az iterálások során megállapított kapcsolati paraméterek a lenti ábrán láthatók. Megfigyelhető, hogy a fal és födemelemek középső négyes csomópontjának ebben az esetben nagyobb a merevsége, mint az egyszintes épület esetében. Ahogy azt a kísérletek bemutatásánál is írtuk a kétszintes épületnél ezt a csomópontot megerősítettük. A fal-fal kapcsolat illetve fal-födém kapcsolat paraméterei nem változtak a kétszintes épület esetén, a lerögzítés merevsége és határereje azonban szintén emelkedett. Ez annak tudható be, hogy a nemlineáris számítás során nemcsak a támaszelmozdulások, de az önsúly terhek is több lépcsőben kerültek a szerkezetre, azonban a valóságban ezek természetesen végig hatnak. Ezért a kapacitásgörbe megfelelő simulása érdekében a nagyobb önsúlyú kétszintes épület esetében ezeket a kapcsolati paramétereket növelni kellett, azonban a későbbi számításokra ennek nincs jelentős hatása.

Merevség		Határerő		
K_X [kN/m]	6,5E+3	F_X [kN]	1,80	
K_Y [kN/m]	6,5E+3	F_Y [kN]	1,80	
K_Z [kN/m]	6,5E+3	F_Z [kN]	1,80	
Az épület lerögzítése				
Merevség		Határerő		
K_X [kN/m]	8E+3	F_X [kN]	2,70	
K_Y [kN/m]	8E+3	F_Y [kN]	2,70	
K_Z [kN/m]	8E+3	F_Z [kN]	2,70	
Az oldalfalak összekapcsolása				
Merevség		Határerő		
K_X [kN/m]	1E+4	F_X [kN]	10,00	
K_Y [kN/m]	1E+4	F_Y [kN]	10,00	
K_Z [kN/m]	1E+4	F_Z [kN]	10,00	
Az oldalfal és földem csatlakozása				
Merevség		Határerő		
K_X [kN/m]	1E+4	F_X [kN]	3,70	
K_Y [kN/m]	1E+4	F_Y [kN]	3,70	
K_Z [kN/m]	1E+4	F_Z [kN]	3,70	
A két földem és a közbelső válaszfal kapcsolata				

39. ábra Kétszintes épületen alkalmazott kapcsolati paraméterek

A fent bemutatott beállítások mellett a numerikus modellből kapott kapacitás görbével az alábbi módon sikerült közelíteni a kísérleti erő-elmozdulás diagramokat:



40. ábra A terhelőkeret felőli (bal) és a terhelőkerettel átellenes (jobb) fal erő-elmozdulás görbéi a numerikus modell kapacitásgörbéivel

A végeelemes modellből kapott kapacitás görbe ebben az esetben is jól simul a kísérletekből kapott erő-elmozdulás diagramokhoz. Követi annak karakterét (meredekség és a képlékenyedéhez tartozó teherszint), és a végleges teherbírás és elmozdulások is közel azonos értékre adódtak. A verifikált beállításokkal tehát elvégezhető a földregzésfuttatás.

5.2. Földrengésszámítás a verifikált numerikus modelleken

5.2.1. A földrengésszámításhoz figyelembevett terhek és teherkombináció

Az egy -és a kétszintes szerkezet esetében is elvégeztük a földrengésteher számítását, az Eurocode modális válaszspektrum analízisének segítségével, figyelembe véve az előírt 5%-os külpontosságot (ami a födém hasznos terheinek egyenlőtlen elhelyezését veszi figyelembe). A földrengés futtatásához a szeizmikus tervezési helyzethez tartozó teherkombinációt vettünk figyelembe az épületen. Az állandó és esetleges terhek meghatározásakor az épületünket egyszerű lakóépületnek feltételeztük, hiszen ezt a fajta szerkezeti rendszert elsősorban családi házak építésére szánták. Feltételeztünk egy általános rétegrendet, illetve az EC előírásai alapján felvettük a lakóépületek esetén alkalmazandó hasznos teher, illetve válaszfal terhek (helyettesítő megoszló) értékét, majd számítottuk a szeizmikus tervezési helyzethez tartozó teherkombinációt:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \varphi * \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

,ahol:

- G_k – az állandó terhek karakterisztikus értéke
- A_{Ed} – a szeizmikus teher tervezési értéke
- Q_k – a hasznos terhek karakterisztikus értéke
- $\psi_{2,i}$ – a kvázi állandó teherszint tényezője (lakóépületek hasznos terhei esetén 0,3)
- φ – értéke általában 1,0

Az állandó terheket esetünkben a szerkezet végeelem program által generált önsúlya, valamint a padlóburkolatnak a födémek felületén egyenletesen megoszló terhe adta.

A födémek függőleges hasznos terhét az EC alapján, az „A” használati osztályhoz tartozó $2,0 \text{ kN/m}^2$ -re vettük fel, koncentrált terhet a földrengésszámításkor nem vettünk figyelembe. A válaszfalak helyettesítő megoszló terhét $0,8 \text{ kN/m}^2$ -nek feltételeztük, amit könnyű válaszfalak esetére ír elő az Eurocode.

5.2.2. A földrengésfuttatáshoz alkalmazott szeizmikus paraméterek felvétele

A vízszintes tervezési válaszspektrum görbe bemenő adatainak a hazai viszonyok között előforduló legkedvezőbb és legkedvezőtlenebb feltételeket választottuk. Így kaphattuk meg az épületen a földrengésből ébredő alap-nyíróerő minimális és maximális értékeit.

Legkedvezőbb esetben a bemenő adatok a következők voltak:

- Eurocode szerinti A talajosztály (szikla), ez alapján az S talajszorzó, és a válaszspektrum görbe töréspontjainak koordinátái:

$$S = 1,00, \quad T_B = 0,15 \text{ s}, \quad T_C = 0,4 \text{ s}, \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

- A sziklán megadott maximális alapgyorsulás referenciaértéke:

$$a_{gR} = 0,08g = 0,08 * 9.81 = 0,785 \text{ m/s}^2 \text{ (1. zóna)}$$

- Egy maximum 2-3 szintes lakóház II. fontossági osztályba tartozik, tehát a fontossági tényező értéke: $\gamma_I = 1,0$
- A viselkedési tényező $q = 1,5$

Legkedvezőtlenebb esetben pedig a következő szeizmikus paramétereket adtuk meg:

- Eurocode szerinti E talajosztály (felszíni üledékréteg), ez alapján az S talajszorzó, és a válaszspektrum görbe töréspontjainak koordinátái:

$$S = 1,40, \quad T_B = 0,15 \text{ s}, \quad T_C = 0,5 \text{ s}, \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

- A sziklán megadott maximális alapgyorsulás referenciaértéke:

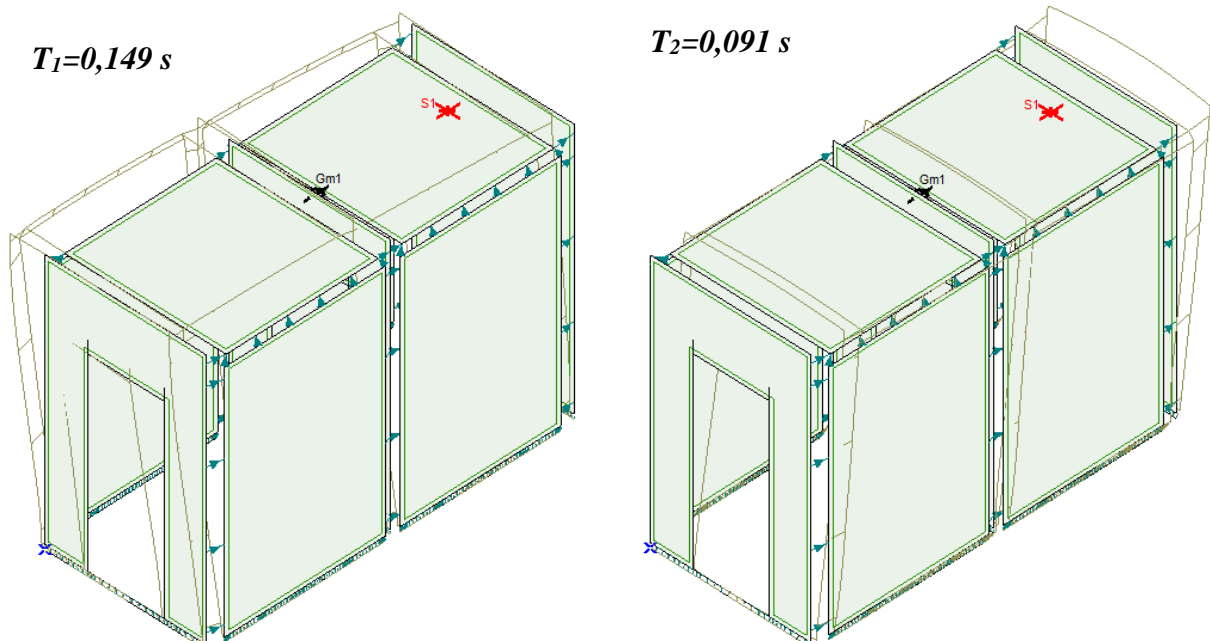
$$a_{gR} = 0,15g = 0,15 * 9.81 = 1,472 \text{ m/s}^2 \text{ (5. zóna)}$$

- Egy maximum 2-3 szintes lakóház II. fontossági osztályba tartozik, tehát a fontossági tényező értéke: $\gamma_I = 1,0$
- A viselkedési tényező $q = 1,5$

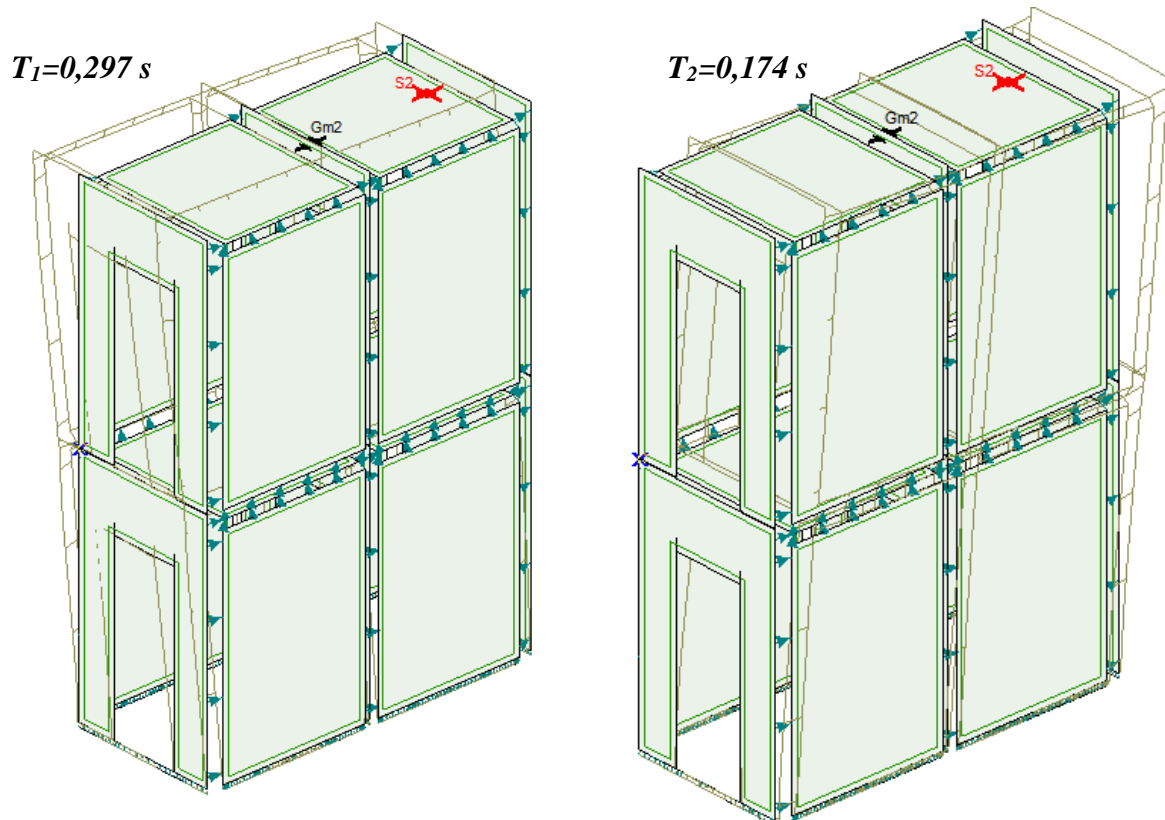
Mind az egy, mind a kétszintes épület esetében, mindkét féle beállítás mellett lefuttattuk a földrengésszámítást. A kapott alap-nyíróerők összegét pedig összevetettük az adott szerkezethez tartozó erő-elmozdulás görbével.

5.2.3. Rezgésalakok bemutatása

A numerikus modellek rezgésalakjainál megfigyelhető hogy az első két rezgésalak teljesen hasonló az egyszintes és a kétszintes épületnél. A különbség a rezgésidőkben észlelhető, ugyanis a várakozásoknak megfelelően az egyszintes épület jóval merevebben viselkedik.



41. ábra Egyszintes épület első két rezgésalakja



42. ábra Kétszintes épület első két rezgésalakja

5.2.4. Az eredmények bemutatása

TDK munkánk végeredménye képen a földrengésfuttatások eredményeként kapott alapnyíróerők összegét összevetettük az adott szerkezet esetén, a kísérleti eredményekből (az Eurocode 3 szabvány szerint) meghatározható tervezési ellenállással. A fejezetben kifejtett számítási módszerekkel számítottuk ki a tervezési ellenállásokat.

A tervezési ellenállás a mérési eredményből a következő módon számítható: [18]

1) *A mérési eredmények (esetünkben egy mérés volt):*

$$R_{obs,1}, (R_{obs,2}, \dots)$$

2) *Módosított értékek számítása, ami figyelembe veszi a próbatest mért- és névleges keresztmetszeti értékeinek eltéréseit:*

$$R_{adj,1} = \frac{R_{obs,1}}{\mu_R}, \text{ ahol } \mu_R = \left(\frac{f_{yb,obs}}{f_{yb}} \right)^\alpha \left(\frac{t_{obs,cor}}{t_{cor}} \right)^\beta$$

- $f_{yb,obs}$ - a mért folyáshatár
- f_{yb} - a névleges folyáshatár
- $t_{obs,cor}$ - az anyagi vizsgálatok során mért vastagság
- t_{cor} - az anyag névleges vastagsága
- $\alpha = 1$ - ha $f_{yb,obs} > f_{yb}$, egyébként $\alpha = 0$
- $\beta = 1$ - ha $t_{obs,cor} > t_{cor}$, egyébként $\beta = 2$

3. táblázat Az acélszelvények adataiból számított tényezők

	$f_{yb,obs}$ [N/mm ²]	f_{yb} [N/mm ²]	$t_{obs,cor}$ [mm]	t_{cor} [mm]	α	β	μ_R
Egyszintes épület	298	275	0,96	0,9	1	1	1,156
Kétszintes épület	265	275	1,48	1,5	0	2	0,974

3) *A karakterisztikus érték, egy kísérlet esetén, az alábbi módon számítható a szabvány szerint:*

$$R_k = 0,9 * \eta_k R_{adj},$$

,ahol η_k - a tönkremeneteli mód szerint vehető fel az alábbiak szerint:

- folyási tönkremenetel: $\eta_k = 0,9$
- túlzott mértékű deformáció $\eta_k = 0,9$
- lokális horpadás: $\eta_k = 0,8 - 0,9$
- globális instabilitás: $\eta_k = 0,7$

Esetünkben jellemzően a kapcsolatoknál folyási tönkremenetel következett be, tehát $\eta_k = 0,9$ alkalmazandó.

4) Tervezési értékek számítása:

$$R_d = \eta_{sys} \frac{R_k}{\gamma_M},$$

,ahol

- R_k – az ellenállás karakterisztikus értéke
- γ_M – az ellenállási biztonsági tényező (mivel esetünkben a tönkremenetel mindig a csavarkapcsolatokban következett be, $\gamma_{M2} = 1,25$ alkalmazandó)
- η_{sys} – a kísérleti és használati körülmények eltérését figyelembe vevő tényező (1,0)

A fent bemutatott, megfelelő tényezőkkel történő beszorzás után kapott módosított erő-elmozdulás diagramokat vetettük össze a numerikus modellen végzett földrendés számítások eredményeként kapott alap-nyíróerők összegével. Fontos megjegyeznünk, hogy a kísérletek során az erőt egy sajtón mértük, ezért az összehasonlíthatóság érdekében a grafikonok erő komponensét kétfővel be kellett még szoroznunk.

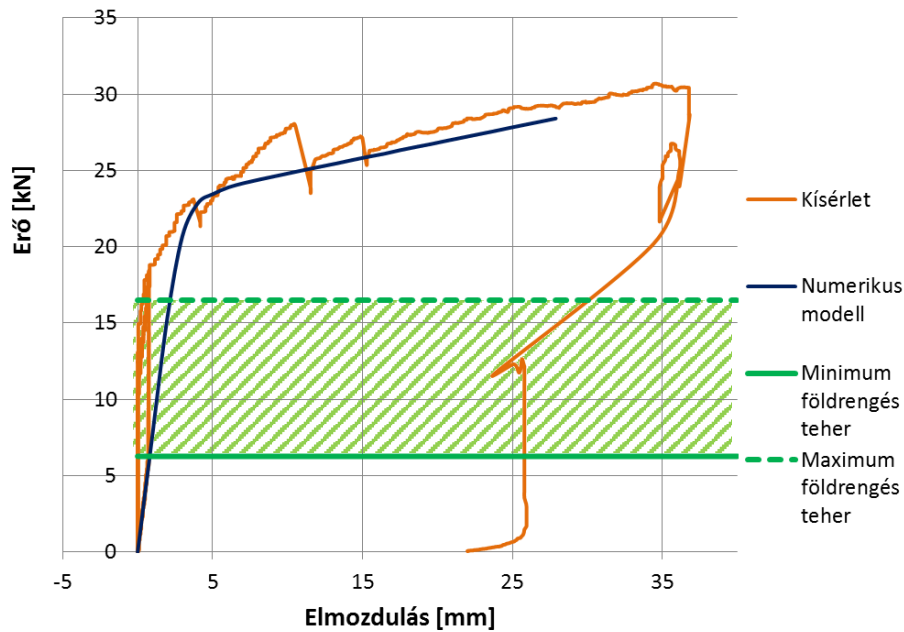
4. táblázat Tervezési ellenálláshoz használt csökkentő tényezők meghatározása

	μ_R	η_k	γ_M	η_{sys}	$\frac{0,9 * \eta_k * \eta_{sys}}{\gamma_M * \mu_R}$
Egyszintes épület	1,156	0,9	1,25	1,0	0,561
Kétszintes épület	0,974	0,9	1,25	1,0	0,665

Az összehasonlítás eredményei:

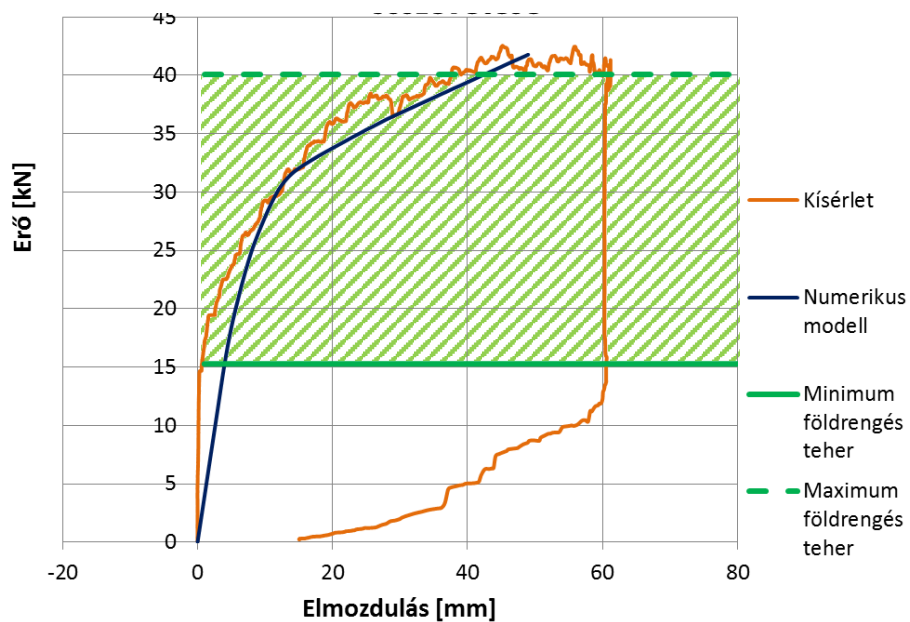
A verifikált modelleken végrehajtott modális válaszspektrum analízist követően, az épület lerögzítési pontjainál leolvastuk földrendésteherből ébredő hosszirányú alap-nyíróerőket. Ezeket szummázva megkaptuk a szerkezetre ható teljes alap-nyíróerőt, majd ábrázoltuk ezt a teherszintet a teherbírás diagramon. A megfelelő paraméterek felvételével kiszámítottuk a minimális és a maximális földrendési teherszintet is, az ezek által közrezárt (sraffozott) tartomány jelöli a magyarországi szeizmikus viszonyok között az épületen kialakulni képes földrendésterhek lehetséges értékeit.

Az egyszintes épületre vonatkozó 43. ábra alapján megfigyelhető hogy a teherbírasi görbe lineáris szakaszára esik a fent említett tartomány. Ez alapján elmondható, hogy a szerkezet ezzel a kialakítással a magyarországi földrengési viszonyok között megfelel.



43. ábra Az egyszintes épületen a földrengésből ébredő minimális és maximális alapterhelések teherbírasi görbével való összevetése

A kétszintes épület esetében a fenti kedvező eset már nem igaz, hiszen a vonatkozó 44. ábra jól látszik, hogy a földrengési teher maximális tervezési értéke lényegében eléri az épület számított tervezési ellenállását. Emiatt további megfontolások szükségesek a kapcsolatok kialakításának tekintetében, melyekre majd az összefoglalásban fogunk kitérni.



44. ábra Az kétszintes épületen a földrengésből ébredő minimális és maximális alapterhelések teherbírasi görbével való összevetése

6. Összefoglalás, további kutatási lehetőségek

TDK dolgozatunkban PSC kitöltő falazatú épületek szeizmikus viselkedésével foglalkoztunk. A kutatás alapját egy teljes léptékű kísérletsorozat képezte, ahol három különböző épületet terheltünk (egyszintes OSB-vel burkolt épület, egyszintes PSC kitöltő falazatú épület, kétszintes épület PSC kitöltő falazatú épület).

A tönkremeneteli kísérletek során mért erő-elmozdulás diagramok segítségével megalkottuk a PSC kitöltő falazatú épületek verifikált numerikus modelljeit, majd az ezeken végzett földrengésszámításokból kapott tervezési alap-nyíróerő értékeket vetettük össze az épület tervezési ellenállásával. Az elvégzett összehasonlításokból megállapítható, hogy az egyszintes épület esetében még megfelelő a szerkezet teherbírása, azonban a kétszintes esetén bizonyos esetekben a földrengési teher elérheti a teherbírást.

Mivel látható volt a kísérletek során, hogy a teherbírás minden esetben a kapcsolatoknál merült ki, ezért célszerű a fejlesztés során ezeket megerősíteni a teherbírás növelése érdekében. Megállapítható, hogy a koszorú folytonosságát minden esetben biztosítani kell a födémelek együttdolgozása érdekében. Enélkül a kétszintes épület esetén is látható volt, hogy az épület teherbírása jóval alacsonyabb volt, földrengésre egyáltalán nem felelne meg. Ha a koszorú megfelelő, akkor elmondható, hogy az épület viselkedése általában véve jó, de az alapozáshoz való rögzítés kialakítása felülvizsgálatot igényel. Erre két szignifikánsan eltérő lehetőség kínálkozik:

A. Az alaptesthez való rögzítés megerősítése

Ennek egyik módja, hogy megnöveljük az alaphoz rögzítő önfúró csavarok számát, azonban ez csak korlátozott mértékig tudja növelni a teherbírást, ezért célszerű lehet valamilyen módon egyenletes teherátadást biztosítani az oldalfalakra, ez például úgy képzelhető el, hogy egy-egy U-alakban meghajlított laposacélt helyezünk el az oszlopok talpánál, és ezeket viszonylag nagy magasságig csatlakoztatjuk az oszlopokhoz. Ennek hatására a terhek átadása folytonosabbá válik.

B. Az alaptesthez való rögzítés elhagyása

Alternatív lehetőségként adódik az alaphoz történő függőleges rögzítés teljes elhagyása, melynek következtében a szerkezet földrengéskor egy billegő mechanizmussá alakulhat. Ez azért lehet jó megoldás, mert ez az építési technológia családi házak esetén javasolt, emiatt jellemzően nem túl magas, inkább széles épületek épülnek így, melyek nem lesznek

érzékenyek az elmozdulásra vagy felborulásra. Ekkor azonban – a túlzott elmozdulásokat kerülendő – oldalirányú ütközőket kell elhelyezni.

Végezetül meg kell jegyeznünk, hogy ezek az eredmények, illetve javaslatok csak a kísérletben alkalmazott egy és kétszintes épületek esetén megalapozottak, ezért érdemes kiterjeszteni a kutatást kettőnél többszintes, illetve ettől eltérő geometriájú épületekre is.

7. Szakirodalmi hivatkozások

- [1] Hegyi Péter – Könnyűbetonba ágyazott vékonyfalú nyomott rudak stabilitási viselkedése (MSc Diplomamunka, 2012)
- [2] <http://www.stratco.com.au/custom/files/docs/Steel%20Framing/Steel%20Framing%20Page%2007.jpg>, hozzáférés 2015. 10. 25.
- [3] http://www.proidea.hu/termekalkalmazasok-5/klebersberg-kuno-iskola-bovitese-emeletraepitessel-7074/lindab_klebelsberg_szerkezet.jpg, hozzáférés 2015. 10. 25.
- [4] [http://www.emi.hu/webadatbazisok/Publikaciok.nsf/PublicationsPreviewHTMLByDate/90A08037251AEFD9C1257479002448D2/\\$FILE/Publ_2008_Kov%C3%A1csKdr.Polisztirolobet.pdf](http://www.emi.hu/webadatbazisok/Publikaciok.nsf/PublicationsPreviewHTMLByDate/90A08037251AEFD9C1257479002448D2/$FILE/Publ_2008_Kov%C3%A1csKdr.Polisztirolobet.pdf), hozzáférés 2015. 10. 25.
- [5] Balázs Gy.: Különleges betonok III.; Akadémiai Kiadó, Budapest, 2010.
- [6] <http://www.habbeton.com/p/habbeton.html>, hozzáférés 2015. 10. 25.
- [7] <http://www.betonopus.hu/notesz/konnyubeton-szte-anket/czako-konnyubeton-anket.pdf>, hozzáférés 2015. 10. 25.
- [8] <http://www.betonopus.hu/notesz/konnyubeton-szte-anket/santha-konnyubeton-anket.pdf>, hozzáférés 2015. 10. 25.
- [9] http://www.epitesimegoldasok.hu/admin/data/file/7784_loglen3.png, hozzáférés 2015. 10. 25.
- [10] <http://www.estrach-aljzatbeton.hu/images/img8.jpg>, hozzáférés 2015. 10. 25.
- [11] <http://www.advancedstructeng.com/content/figures/2008-6695-4-1-1.jpg>, hozzáférés 2015. 10. 25.
- [12] Mydin, A. O., Wang, Y.C.: Structural performance of lightweight steel-foamed concrete-steel composite walling system, Thin-walled Structures, XLIX/1, p. 66-76, 2011.
- [13] Flores-Johnson E.A., Li Q.M.: Structural behaviour of composite sandwich panels with plain and fibre-reinforced foamed concrete cores and corrugated steel faces, Composite Structures, Vol 94, Issue 5, , p. 1555-1563, 2012
- [14] Dunai L. (témavezető): Csatlakozó panelszerkezetek kötéseinek kutatása, K+F+I jelentés, BME Építőmérnöki Kar, 2015
- [15] Hegyi P. : Teljes léptékű kísérlet dokumentáció (2015)
- [16] Kovács László – Önfűrócsavaros kapcsolatok kísérleti és numerikus vizsgálata ciklikus teherre (MSc Diplomamunka, 2013)
- [17] Deák Gy., Erdélyi T., Fernezelyi S., Kollár L., Visnovitz Gy.: Terhek és hatások (Tervezés az Eurocode alapján)
- [18] Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting (BS EN 1993-1-3:2006)