

Könnyűszerkezetes falpanelek vizsgálata függőleges és vízszintes terhelésre – szakértői jelentés



Dr. Horváth László
egyetemi docens
témavezető



Dr. Dunai László
egyetemi tanár
tanszékvezető

A jelentés kidolgozásában részt vett:

Dr. Hegyi Péter, adjunktus

Halász Attila, technikus

Soltész Attila, technikus

Budapest, 2020. augusztus

Tartalomjegyzék

Tartalomjegyzék.....	2
1. Bevezetés, a vizsgálat célja.....	3
2. Kísérleti terv.....	3
2.1. Próbatestek	3
2.2. Terhelő berendezés.....	3
2.3. Mérőrendszer.....	4
3. Kísérleti eredmények	6
3.1. Vízszintes terhelés.....	6
3.2. Függőleges terhelés	9
4. Teherbírás.....	13
4.1. Mért értékek	13
4.2. Kísérleti alapú tervezési érték megállapítása	13
5. Összefoglalás.....	15

1. Bevezetés, a vizsgálat célja

A FALFŰTÉS-RENDSZER Kereskedelmi és Szolgáltató Kft. (Megrendelő) megbízta a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéket (Tanszék) a Megrendelő 230 867 lajstromszámon megadott szabadalommal védett (U profilból és szögacél elemekkel, vagy T-acél elemekkel merevített rácsos tartó, és ezen rácsos tartóval kialakított hőhídmentes falszerkezet kialakítás) könnyűszerkezetes épületfala tartószerkezetének laboratóriumi terhelési vizsgálatával és az eredmények kiértékelésével. A kísérletek célja a Megrendelő által szállított falpanelek vízszintes és függőleges terhelésre történő vizsgálata. Jelen szakértői jelentésben az elvégzett vizsgálatokat és azok eredményeit foglaljuk össze.

2. Kísérleti terv

2.1. Próbatestek

A kísérleti programhoz Megrendelő összesen öt, mindenben megegyező próbatestet szállított a mérések helyszínére, a Tanszék Szerkezetvizsgáló Laboratóriumába. Ezek a valós épületekhez hasonló kialakítású falpanelek voltak, 1500 mm szélességben és 2700 mm magassággal. A függőleges tartószerkezet 500 mm-ként elhelyezett acél rácsos tartó, melyek övei U40x40x2 hidegen alakított szelvényből készültek, rácsrúdjai 25x25x1,5 szögacélok, az anyagminőség S235. Az övek és a rácsrudak közötti kapcsolat hegesztett. A rácsos tartó teljes szélessége 165 mm, a rácsrudak 45°-os szöget zárnak be az övekkel. A rácsos tartók alul egy hidegen hajlított horganyzott U-szelvénybe állítva (U180x60x4) a beton alaphoz alapcsavarokkal kerülnek rögzítésre. Felül ugyanilyen U-profil fogja össze a falszerkezetet és biztosítja a falak egyenességét. Felül M10-es anyáscsavarokkal történik a rögzítés. A kísérletek során ettől eltérő alsó-felső rögzítést alkalmaztunk, ennek részleteit később mutatjuk be. A tartószerkezetet mindkét oldalán 12 mm vastag OSB táblákkal burkolták, a kapcsolat a rácsos tartók övrúdján önfűrő csavarokkal történt. A táblakiosztás a falpanel két oldalán eltérő volt, ennek pontos kialakítása azonban a kísérleti eredmények ismeretében nem játszott fontos szerepet. Ugyanez igaz az önfűrő csavarok kiosztására is. A szerkezet jellegzetessége, hogy nincs beépítve semmilyen átlós acél merevítés, a fal síkjában a merevséget csak az OSB lapok biztosítják.

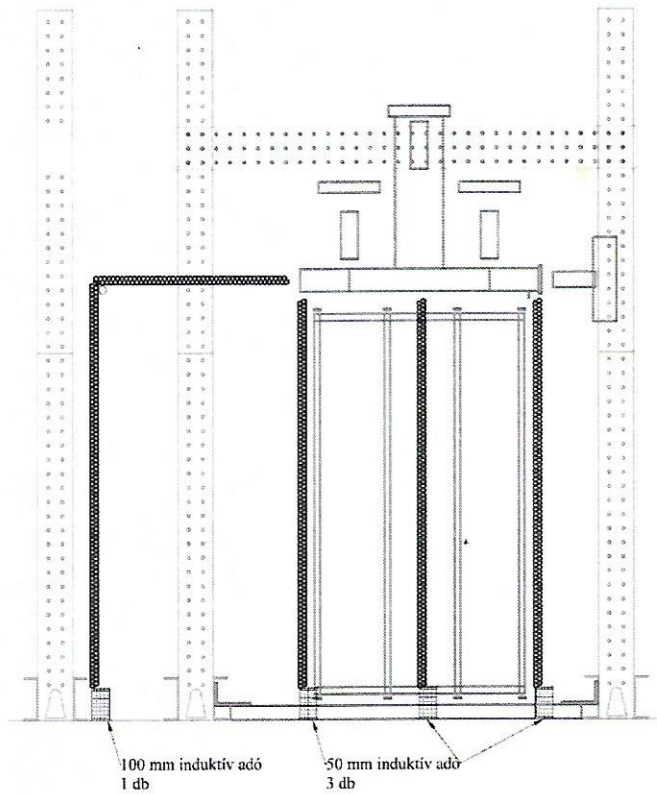
2.2. Terhelő berendezés

A paneleket kétféle terhelésre kellett vizsgálnunk, ennek megfelelően kissé eltérő kísérleti kialakítást alkalmaztunk. A kísérleti elrendezést vízszintes terhelés esetén az 1.a és a 4. ábrák, míg a függőleges terhelés esetén az 1.b és a 10. ábrák mutatják.

A próbatesteket egy terhelő keretbe építettük be, ami képes volt biztosítani és felvenni a terhelő erőket. A terheléshez LUKAS gyártmányú hidraulikus sajtókat használtunk. A függőleges terhelést két, egymástól 1000 mm távolságra levő, egyenként 250 kN terhelőképes sajtó végezte, míg a vízszintes sajtó 150 kN erő kifejtésre volt képes. A hidraulikus hengerekben az olajnyomást hidraulika szivattyúkkal biztosítottuk. A függőleges sajtók ugyanazon hidraulika körön voltak, bennük a nyomás, és így az általuk kifejtett erő azonosnak volt tekinthető. A vízszintes sajtó a függőlegesektől külön körön volt, ezáltal függetlenül volt vezérelhető. A terhelés egyenletessé tétele érdekében a próbatest felső U-szelvényére egy HEA200-as

eredmények megfelelően pontosak. A függőleges elmozdulásokat a próbatest két szélén, valamint középen is mértük, ezzel kontrollálva a teherelosztó gerenda esetleges deformációit, ugyanakkor a mérések kiértékelésekor azt tapasztaltuk, hogy ez a hatás elenyésző. Ez alapján a kiértékelésben már nem is szerepeltetjük külön a mért elmozdulásokat. A mért adatokat a terhelések során folyamatosan mérési adatgyűjtő szoftverrel számítógépen rögzítettük.

Műszerezés



2. ábra: Műszerezés vázlata



3. ábra: Induktív adó a jobb alsó sarokban

3. Kísérleti eredmények

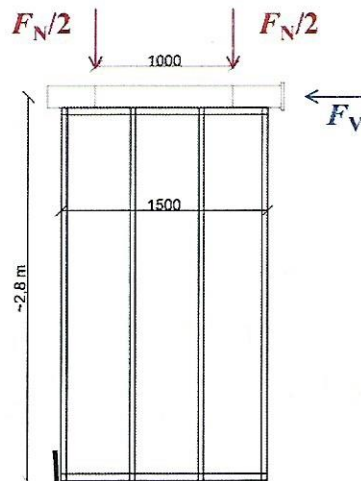
3.1. Vízszintes terhelés

A kísérlet célja a panel viselkedésének megállapítása vízszintes terhelésre. A kísérlethez felszerelt panel a 4. ábrán látható. A panelt nem rögzítettük az alatta lévő melegen hengerelt U-szelvényhez, míg a tényleges beépítés esetében minden rácsos tartót beragasztott alapcsavarral lefognak az alapbetonhoz.



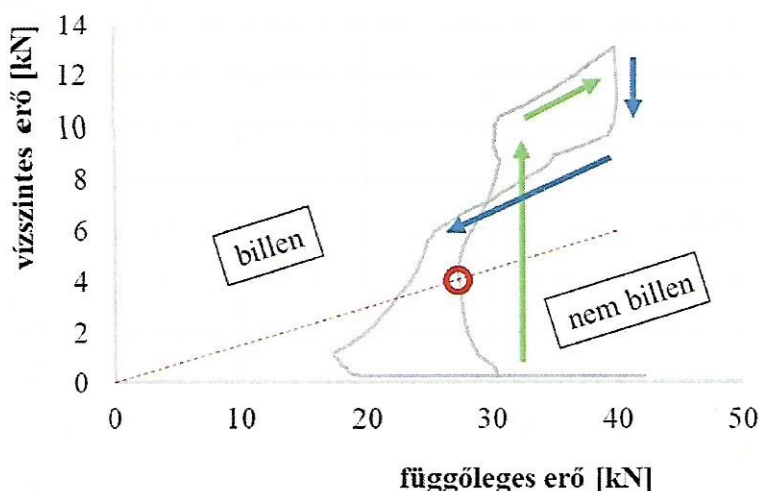
4. ábra: Panel előkészítve a vízszintes terhelésre

A vízszintes terhelés esetén szükség volt függőleges leterhelő erőre is annak érdekében, hogy meggátoljuk a panel merevtest-szerű elbillenését. Statikai egyensúlyi egyenletek felírása alapján, a panel geometriájának és a teher támadáspontjának ismeretében a felbillenés pillanatában a vízszintes (F_V) és függőleges (F_N) erők aránya $F_N/F_V \approx 6,7$ (5. ábra). Ennél a határnál kisebb függőleges erő vagy nagyobb vízszintes erő billenést okoz. Egy próbatest állt rendelkezésünkre, és a terhelés során több teherciklust alkalmaztunk. Egy ciklusban először a függőleges terhet állítottuk be egy adott értékre, majd ezt követően elkezdtük növelni a vízszintes terhet. Mivel az adott függőleges teherszint elérése után „bezártuk” a függőleges hengerek hidraulikus körét, így nem a függőleges teher, hanem csak a sajtókban levő olaj térfogata volt állandó, a próbatest alakváltozásából, mozgásából adódóan megváltozhatott a függőleges teher – ezt a jelenséget a következő bekezdésben elemezzük. A vízszintes terhet kismértékkel a „felbillenési határ” fölé növeltük, majd tehermentesítettünk.



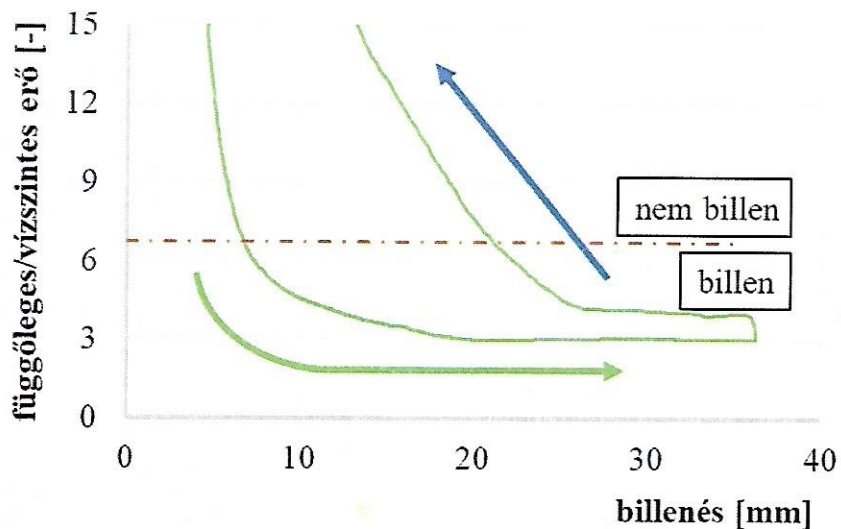
5. ábra: Felbillenéshez tartozó erők

Az egyes ciklusokban a függőleges teherlépcsők sorrendben 6 kN, 10 kN, 15 kN, 30 kN, majd 120 kN voltak (ez az összes függőleges terhet jelenti, a két sajtó által kifejtett erő összegét). Minden esetben azt tapasztaltuk, hogy a vízszintes erő növelésével a függőleges erő kezdetben kismértékben csökkent, majd növekedésnek indult. Ez a növekedés jelentős is lehetett (10 kN-ról 17 kN-ra). A függőleges erők változását szemlélteti a 6. ábra. A kezdeti erő-csökkenés oka az lehet, hogy a vízszintes teher hatására először kismértékben elfordulnak a rácsos oszlopok a fogadó U-szelvényekben, így a téglalap alakú próbatest paralelogrammává válik, ennek megfelelően a magassága kissé csökken. Ennek a folyamatnak az OSB lapok és rögzítőcsavarjaik állnak ellen. A vízszintes erő további növelése előidézi a billenést, 6,7-es erőarány alatt ez válik dominánssá. A billenésből az következik, hogy a próbatest felső éle emelkedni kezd, ami ellen a sajtókba bezárt olaj ellenert fejt ki, ez növeli a függőleges terhelést. Az alábbi diagramon behúztuk a 6,7-es erőarányhoz tartozó segédegyenest. Jól látható, hogy a függőleges erő minimuma nagyon közel van ahhoz a ponthoz, ahol az erők aránya éppen 6,7. A vízszintes terhelést tovább folytatva ez az arány csökkent, elindult a billenés, így elkezdett nőni a függőleges erő is.



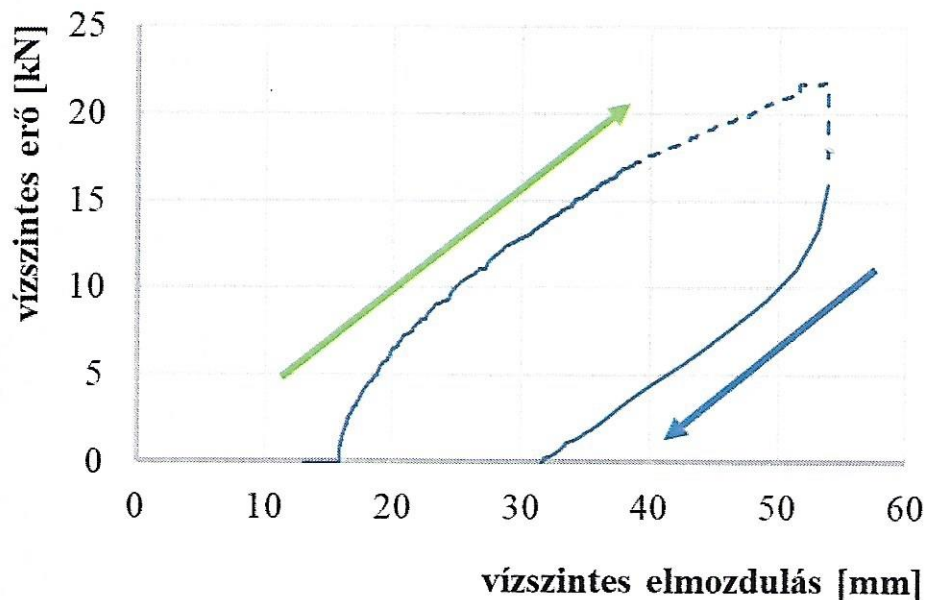
6. ábra: Függőleges erő változása a vízszintes erő függvényében (zöld: terhelés; kék: tehermentesítés)

A panel billenésének mértékét a két szélén mért függőleges elmozdulások különbségéből állapítottuk meg. A billenést illusztrálja a 7. ábra. Látható, hogy viszonylag kisebb elbillenés figyelhető meg a 6,7-es arány fölött, ennek csökkenésével azonban a billenés meredeken nő.

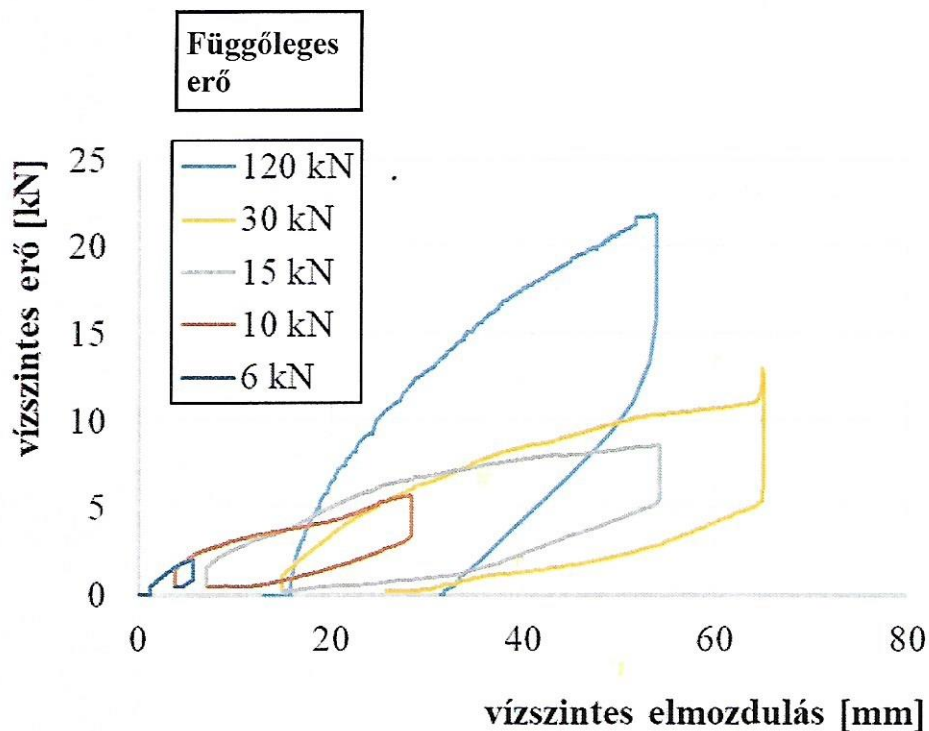


7. ábra: Billenés az erők arányában (zöld: terhelés; kék: tehermentesítés)

A vízszintes erő - vízszintes elmozdulás diagramok jellege minden függőleges erő mellett hasonlóan alakult. Kezdetben adott merevséggel indultak a diagramok, majd fokozatos lágyulás következett be. Ez egyrészt annak köszönhető, hogy az OSB lapok kapcsolatai fokozatosan lágyultak, másrészt a billenés utáni teherátrendeződés is csökkentette a merevséget. Ezt a viselkedést szemlélteti a 8. ábra, ahol a 120 kN-os függőleges terhelés mellett mért mennyiségeket ábrázoltuk. Folytonos vonal jelzi azt az állapotot, ahol a vízszintes erő nem éri el a billenéshez szükséges értéket, szaggatott azt, amikor ezt meghaladja. A billenés hatására egy rövidebb lineáris szakaszt követően a görbe ismét laposodni kezd, ami az igénybevétel-átrendeződés hatását jelzi.



8. ábra: Vízszintes erő - elmozdulás diagram 120 kN függőleges teher mellett (zöld: terhelés; kék: tehermentesítés)



9. ábra: Teljes vízszintes erő-elmozdulás diagram

A 9. ábra mutatja a teljes mérési eredményt. Megállapítható, hogy nagyobb függőleges terhelés hatására nagyobb a panel vízszintes teherrel szembeni merevsége. A kísérletek során 120 kN-os függőleges teher esetén is azt tapasztaltuk, hogy 21,88 kN vízszintes teher hatására a próbatest megbillent. A próbatestet nem tettük tönkre, végső teherbírását egyik ciklusban sem értük el. Mindez együttesen azt jelenti, hogy a próbatest legalább ekkora teherbírással rendelkezik. A kísérletek során a panelt nem rögzítettük le, míg a tényleges beépítés esetében minden rácsos tartót alapcsavarral lefognak az alapbetonhoz. A lefogások, valamint az, hogy a valós falszerkezetek hossza általában meghaladja a panel hosszát, nagyobb teherbírást eredményez a vízszintes terhekkal szemben. Így a kísérleti eredmények alsó közelítésnek tekinthetők. A panel a jelen szerkezeti felépítésében, felületére csavarozva az OSB lapokat, belső acél merevítés nélkül képes legalább ekkora nyíróerők felvételére. A vízszintes terheléssel szemben nagy valószínűséggel a valós épületszerkezet csomópontjai vagy a falpanelek lekötései lennének mértékadók.

3.2. Függőleges terhelés

Függőleges terhelés esetén összesen négy próbatestet vizsgáltunk. A kísérleti elrendezést – terhelő berendezés, próbatest a felszerelt mérőrendszerrel – a 10. ábrán mutatjuk be.



10. ábra: Függőleges terhelésre előkészített próbatest

A terhelési protokoll mindig ugyanaz volt, fokozatosan növeltük a terhet, majd először 200 kN majd 300 kN teherszint elérésekor tehermentesítettünk és újraterheltünk. Végül a terhelést tönkremenetelig folytattuk.

A próbatestek viselkedése megegyező volt: a terhelés növelésével előbb a rácsos oszlopok belenyomódtak a fogadó U-szelvényekbe, ezzel párhuzamosan folyamatosan nőtt a függőleges merevség. Ezt néha a rögzítésre használt önfúró csavarok elnyíródása kísérte (11. ábra).



11. ábra: Terhelés hatására deformálódott alsó U profil

Tehermentesítés során elég nagy maradó alakváltozásokat tapasztaltunk, ami összhangban van az előbb említett benyomódással. Az ismételt terhelések során mért értékek alapján meghatároztuk az egyes próbatestek normálmerevségét. Ezeket, valamint a számított értéket, és az attól való eltérést a 1. táblázat foglalja össze. Látható, hogy a negyedik próbatest mért normálmerevsége igen közel van az elvi értékhez. A többi esetben a különbség nagyobb (ugyanakkor a kísérleti vizsgálatok során tapasztalt pontosságon belül van), ami az erőbevezetésnél kialakuló többlet alakváltozásoknak köszönhető.

1. táblázat: Normálmerevségek

mért normálmerevségek [kN/mm]			
#1	#2	#3	#4
100	108,33	100	145,45
átlag		113,45	
számított		141,24	

A tapasztalt tönkremenetek két csoportba sorolhatók. Három próbatest rúdszerű kihajlási jelenséget mutatva ment tönkre. Ezek hirtelen, előjel nélkül a fal síkjára merőlegesen, eredeti egyenes állapotukból kitértek, a panel tetejétől 40-50 cm-re megtörték. A jelenség nyomás és hajlítás interakciójaként értelmezhető. Az övrudak igen nagy deformációkat szenvedtek (12. ábra), a rácsrudak kisebb mértékben károsodtak. A kihajlás dominánsan két rácsos tartó csomópont között, vagy a rácsos tartó azon végénél alakult ki, ahol nagyobb osztásköz van.



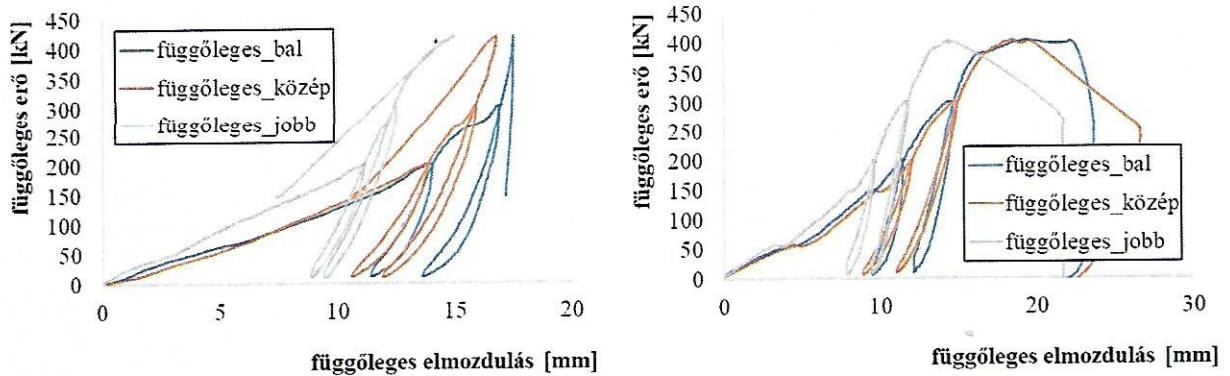
12. ábra: Rúdszerű tönkremenetel két próbatesten

A másik csoportba a lokális, lemezhorpadás-szerű tönkremenetel tartozott, melyet egy próbatest mutatott. Ennek során a teherbírás maximumának közelében fokozatosan egyre nagyobb deformációk alakultak ki, majd a próbatest az oszloptalp környezetében tönkrement (13. ábra).



13. ábra: Lokális tönkremenetel

A folyamat nem volt olyan hirtelen, mint a rúdszerű kihajlás esetében. Az eltérő erő-elmozdulás diagramokat a 14. ábra mutatja be.



14. ábra: Erő-elmozdulás diagramok (bal: rúdszerű kihajlás; jobb: lokális tönkremenetel)

A tönkremeneteli módoktól függetlenül több esetben tapasztaltuk, hogy bizonyos oszlopok övrúdjának övlemezei behorpadtak (15. ábra). Ez a lokális horpadás azonban elegendő posztkritikus tartálékkal rendelkezett ahhoz, hogy közvetlenül ne okozza a próbatestek tönkremenetelét.



15. ábra: Lokális horpadás a teherbírás kimerülése nélkül

4. Teherbírás

4.1. Mért értékek

A nyírási kísérlet esetén nem értük el a próbatest teherbírását, így ezzel ebben a fejezetben nem foglalkozunk. A kísérlet alapján az állapítható meg, hogy a vizsgált próbatest teherbírása a mért vízszintes erőnél nagyobb teher szinten lenne az adott függőleges terhelés mellett.

A függőleges teher esetén a teherbírási értékeket a 2. táblázat foglalja össze. A harmadik próbatest mutatta a lokális tönkremenetelt. A globális különböző tönkremeneteli módok szinte teljesen azonos teher szinthez tartoznak, de a lokális tönkremenetel is hasonló teher szinten következett be. A statisztikai kiértékelést az azonos tönkremeneteli mód esetén végeztük el.

2. táblázat: Kísérletek során mért függőleges tönkremeneteli erők

mért ellenállások [kN]			
#1	#2	#3*	#4
422,26	419,18	402,46	422,32
átlag		421,25	
relatív szórás		2,3%	

4.2. Kísérleti alapú tervezési érték megállapítása

Az Eurocode előírásai szerint van arra mód, hogy vékonyfalú szerkezetek teherbírásának tervezési értékét kísérleti alapon határozzuk meg. Mivel a négy vizsgált próbatestből három mutatta ugyanazt a tönkremeneteli módot, így e három próbatest eredményeit értékeljük ki.

Ehhez az elvégzett kísérletek mérési eredményeinek olyan feldolgozása szükséges, mely figyelembe veszi a valós és tervezett lemezvastagságok és folyáshatárok közötti különbségeket. Ennek érdekében egy, a próbatesttel azonos U40x40x2-es profilból vágattunk anyagmintákat, és

ezeneken meghatároztuk az anyag valós falvastagságát, valamint folyáshatárát. Az eredményeket a 3. táblázat foglalja össze.

3. táblázat: Anyagvizsgálat eredménye

	1	2	3	4	átlag
vastagság [mm]	1,89	1,89	1,92	1,91	1,90
szélesség [mm]	19,65	19,63	19,72	20,01	19,75
folyáshatár [N/mm ²]	350,5	351,0	346,9	347,2	348,9
szakítószilárdság [N/mm ²]	432,8	437,8	429,6	430,6	432,7

Ezen eredmények alapján megállapítható a módosító tényező, mely a következő képlettel számítható:

$$\mu_R = \left(\frac{f_{y,obs}}{f_y} \right)^\alpha \left(\frac{t_{obs}}{t} \right)^\beta = 1,412$$

ahol $\alpha = 1$, mivel a valós folyáshatár a szabványos értéknél nagyobb,
 $\beta = 1$, mivel a mért falvastagság a nominális értéknél kisebb.

A mért értékek módosítása után meghatároztuk az átlagot, ami 298,3 kN-ra adódott, majd ebből a karakterisztikus értéket. Mivel csak három kísérlet eredményeit vehetjük alapul, így a karakterisztikus érték a következő képlettel számítható:

$$R_k = \eta_k R_m = 208,8 \text{ kN}$$

ahol $\eta_k = 0,7$, mivel globális stabilitási tönkremenetelt tapasztaltunk.

A karakterisztikus értékből az alábbi képlettel meghatározható a teherbírás tervezési értéke:

$$R_d = \eta_{sys} \frac{R_k}{\gamma_{M1}} = 208,8 \text{ kN}$$

ahol $\eta_{sys} = 1,0$, mivel a kísérleti elrendezés és a valóság jól fedi egymást, a várható tönkremeneteli módok nincsenek gátolva,

$\gamma_{M1} = 1,0$ a stabilitásvesztéshez tartozó parciális tényező.

Mivel a próbatestben négy ugyanolyan oszlop volt, így egyenletes teherelosztás feltételezésével egyetlen rácsos oszlop teherbírásának tervezési értéke a kísérleti eredmények alapján az előbbi érték negyede:

$$\boxed{R_d = 52,2 \text{ kN}}$$

A lokális horpadásra tönkrement próbatest kísérleti alapon megállapított ellenállása ennél nagyobb volna, mivel ebben az esetben az $\eta_k = 0,9$ lenne, míg a többi paraméter változatlan. Ez ~20 % többletteherbírást jelent, miközben a próbatest nominális teherbírási értéke kevesebb, mint 5 %-kal maradt el a rúdszerű tönkremenetelt szenvedett elemekétől. Emiatt a globális tönkremenetel a domináns, az limitálja a kísérleti alapon meghatározható teherbírás értékét.

$\beta = 1$, mivel a mért falvastagság a nominális értéknél kisebb.

A mért értékek módosítása után meghatároztuk az átlagot, ami 298,3 kN-ra adódott, majd ebből a karakterisztikus értéket. Mivel csak három kísérlet eredményeit vehetjük alapul, így a karakterisztikus érték a következő képlettel számítható:

$$R_k = \eta_k R_m = 208,8 \text{ kN}$$

ahol $\eta_k = 0,7$, mivel globális stabilitási tönkremenetelt tapasztaltunk.

A karakterisztikus értékből az alábbi képlettel meghatározható a teherbírás tervezési értéke:

$$R_d = \eta_{sys} \frac{R_k}{\gamma_{M1}} = 208,8 \text{ kN}$$

ahol $\eta_{sys} = 1,0$, mivel a kísérleti elrendezés és a valóság jól fedi egymást, a várható tönkremeneteli módok nincsenek gátolva,

$\gamma_{M1} = 1,0$ a stabilitásvesztéshez tartozó parciális tényező.

Mivel a próbatestben négy ugyanolyan oszlop volt, így egyenletes teherelosztás feltételezésével egyetlen rácsos oszlop teherbírásának tervezési értéke a kísérleti eredmények alapján az előbbi érték negyede:

$$R_d = 52,2 \text{ kN}$$

A lokális horpadásra tönkrement próbatest kísérleti alapon megállapított ellenállása ennél nagyobb volna, mivel ebben az esetben az $\eta_k = 0,9$ lenne, míg a többi paraméter változatlan. Ez ~20 % többletteherbírást jelent, miközben a próbatest nominális teherbírási értéke kevesebb, mint 5 %-kal maradt el a rúdszerű tönkremenetelt szenvedett elemekétől. Emiatt a globális tönkremenetel a domináns, az limitálja a kísérleti alapon meghatározható teherbírás értékét.

Megbízó külön kérésére kiszámítottuk, hogy ha S275 anyagminőségből készültek volna a kísérleteknél megépített panelek acél elemei, és laborkísérlettel ugyanakkora teherbírást érne el, mint az S235 anyagból készült panelekkel elvégzett kísérleteknél mértünk, akkor I oszlop teherbírásának tervezési értéke 61,32 kN lenne.

5. Összefoglalás

A FALFŰTÉS-RENDSZER Kereskedelmi és Szolgáltató Kft. megbízásából a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék elvégezte a Megrendelő 230 867 lajstromszámon megadott szabadalommal védett (U-profilból és szögacél vagy T-acél elemekkel merevített rácsos tartó, és ezen rácsos tartóval kialakított hőhídmentes falszerkezet kialakítás) könnyűszerkezetes épületfala tartószerkezetének laboratóriumi terhelési vizsgálatát és az eredmények kiértékelését.

A kísérletek célja a Megrendelő által szállított falpanelek vízszintes és függőleges terhelésre történő vizsgálata volt. Megfigyeltük a szerkezet viselkedését, a tönkremeneteli módokat – tekintetbe véve azt, hogy a fal síkjában nincs beépített acél merevítés. Megállapítottuk a falszerkezet függőleges terhelésre vonatkozó teherbírásának tervezési értékét a mért teherbírási eredmények és kiegészítő anyagvizsgálatok alapján, az MSZ EN 1993-1-3 előírása szerint (kísérleti alapú ellenállás értékek meghatározása).

A vízszintes terhelésre történő vizsgálatok esetében függőleges leterhelést is alkalmaznunk kellett a panelek felbillenésének elkerülésére. A nyírési kísérlet esetén nem értük el a próbatest

teherbírását. A kísérlet alapján az állapítható meg, hogy a vizsgált próbatest teherbírása a mért vízszintes erőnél nagyobb teherszinten következne be az adott függőleges terhelés mellett. A gyakorlati alkalmazás során a tervező a tényleges függőleges leterhelés figyelembevételével alsó teherbírasi becslésként használhatja a mért elmozdulási görbéket. A panel a jelen szerkezeti felépítésében, felületére csavarozva az OSB lapokat, belső acél merevítés nélkül képes legalább ekkora nyíróerők felvételére. A vízszintes terheléssel szemben nagy valószínűséggel a valós épületszerkezet csomópontjai vagy a falpanelek lekötései lennének mértékadók.

A függőleges terhelési vizsgálatok során a panelek globális (kihajlási jellegű) tönkremenetele minden esetben a falsíkra merőleges irányban következett be. Ez azt jelzi, hogy a függőleges terhek viselése érdekében a szerkezet falsíkbeli merevségének és állékonyságának biztosításához (azaz a rácsos tartók megtámasztásához) elegendők a falra felcsavarozott OSB lapok, nincs szükség további acél elemekre.

A függőleges terhelési kísérletek eredményeiből az MSZ EN 1993-1-1 előírásai alapján megállapítottuk, hogy egy S235 minőségű acélanyagból készült rácsos oszlop teherbírásának tervezési értékeként 52,2 kN vehető figyelembe. Ez csak a függőleges teher esetére érvényes, a falra ható egyéb terhekből származó hatásokat (pl. szélteher) ezzel kölcsönhatásban kell tekintetbe vennie a tervezőnek.