

FLORIDAI KÖNNYŰBETON-KOMPOZIT SZERKEZETŰ, NÉGY SZINTES LAKÓÉPÜLET TERVEZÉSI TAPASZTALATAI



Dezső Zsigmond – Magyar Máté

<https://doi.org/10.32969/VB.2022.2.2>

A floridai óceáni partszakaszra épült lakóépület, az élők munkája igény minimalizálására különleges egyedi szerkezeti kialakítással épült. A tervezést nehezítette a nagy fesztávolságok és konzolos kinyúlások szigorú alakváltozási korlátozásai mellett, a helyszíni adottságokhoz meghatározott rendkívüli terhek és hatások – úgy, mint parti erózió, cunami és hurrikán – figyelembe vétele is. A helyszíni zsaluzás nélküli, de mégis monolitikus tartószerkezetek kialakításában, csak új technológiára épülő előregyártott és előszerelt, részben önhordó szerkezeti megoldás jöhetett számításba. A nagyfokú előregyártás és előszerelés a szerkezetépítés nagy részét függetlenítette az építési helyszíntől, mely jelentős költségcsökkentő tényezőnek bizonyult. A kialakításában szokatlan – a hazai gyakorlatban nem alkalmazott megoldás, mint a – merevacélbetétes, szerkezeti könnyűbeton ösvérszerkezet különleges tervezési, gyártástechnológiai és kivitelezési problémái miatt, az 1:1-es modellkísérlettel alátámasztva számos tapasztalattal szolgált a jövőre nézve.

Kulcsszavak: könnyűbeton, kompozit, előregyártott szerkezet, parti erózió, cunami, hurrikán

1. BEVEZETÉS

Különös tervezési feladattal kereste meg irodánkat egy építető. Olyan épületszerkezeti megoldások alkalmazását kérte tervezendő épületén, melyek a lehető legkevesebb helyszíni munkával, gyors és költséghatékony beruházást tesznek lehetővé, figyelembe véve az építési helyszín adta különleges körülményeket is. Ilyen nehezítő körülmények voltak: a partszakasz viharos hullámmász okozta hosszú távú súlyos eróziójának és az árvízszintnek, illetve cunaminak, valamint a viharos szélnek, illetve hurrikánnak a figyelembe vétele, melyek miatt ezen floridai partszakasz, viharvédelmi szempontból a legmagasabb veszélyeztetettségű zónák közé esik. További igényként merült fel az épület teherhordó szerkezeti rendszerének monolitikus kialakítása, olyan részben önhordó előregyártott elemekből összeépítve, melyek teljes egészében biztosítják a betonozáshoz szükséges zsaluzatot is.

A tervezés szokásos menetét nehezítette még az is, hogy bár sikerült megegyezni az Eurocode használatában – melyet a hatóságok is elfogadtak – néha mégis komoly fejtörést okozott, a hatóságok eltérő szokásainak, illetve igényeinek megfelelni, különösen a part menti szigorú szabályozások esetében, ahol a műszaki paraméterekből adódó gazdaságos kialakítást, bizonyos szokásjogok is felülírták. További nehézséget jelentett még, a számunkra szokatlan, a hazánkban is járatos, decimális SI mértékegységektől jelentősen eltérő mértékegységek, mint a ft (feet), az inch, vagy a lb (pound) használata. Így a hatékony ellenőrzés és átláthatóság érdekében, mind a számítást, mind pedig a terveket is, mindkét mértékegységnek megfelelően elkészítettük.

2. ELŐZMÉNYEK

1.1. Alkotók

Amerikai partner:	Structural Systems. Inc. George A. Hegedus
Építész tervező:	BORD Építész Stúdió Bordás Péter
Tartószerkezeti tervező:	HydraStat Mérnöki Iroda Dezső Zsigmond Magyar Máté

1.2. Helyszín

Az építési terület az Amerikai Egyesült Államok, floridai partszakaszán található, Miami-tól egy kicsit északra Fort Lauderdale városában, melyet kiterjedt és bonyolult csatornarendszerének köszönhetően Amerika Velencéjének is neveznek. (1. ábra) Az épület, az óceánpart eróziós hatásoknak is kitett part menti sávjába esik.

1.3. Az épület ismertetése

Az épület egy - közel szabályos derékszögű négyszög alaprajzú – önálló dilatációs egységből álló épülettömb jellemzően kéttámaszú, a terhelési irányra merőlegesen konzolos, alul-felül sík kompozit, merevacél betétes lemezszerkezetű födémekkel, a garázs szinten monolit vasbeton pillérváz, míg a fentebbi szinteken homlokzati hosszfőfalas szerkezeti rendszerben kialakítva. A födém mezők jellemző fesztávolságai 11,40 m falközméretűek, az erre merőleges konzolok kinyúlásai 4,00-5,00 m közöttiek. (2. ábra) A lakóház fő tömege a teret négy szintre osztva garázs + magas földszint + I-II. emelet + lapostetős kialakítással készült, kb. 3,00 m-es szintkülönbségekkel.



1. ábra: Telepítési helyszín

Az épület alapozási szerkezeteit – az általunk megadott terhelések figyelembe vételével – az amerikai partner, cölöp alapozással tervezte kialakítani. Ezzel azonban az építető nem volt megelégedve, így kérte, hogy azt is tervezzük át a gazdaságosság maximális szem előtt tartása mellett. Ennek eredményeként a teher eloszlásához igazított alaprajzi elrendezésben, a cölöpöket összefogó, folytonos monolit vasbeton lemezsávokat terveztünk, kevesebb cölöpszámmal kialakítva.

2. ábra: A tervezett épület hossz- és keresztmetszetei

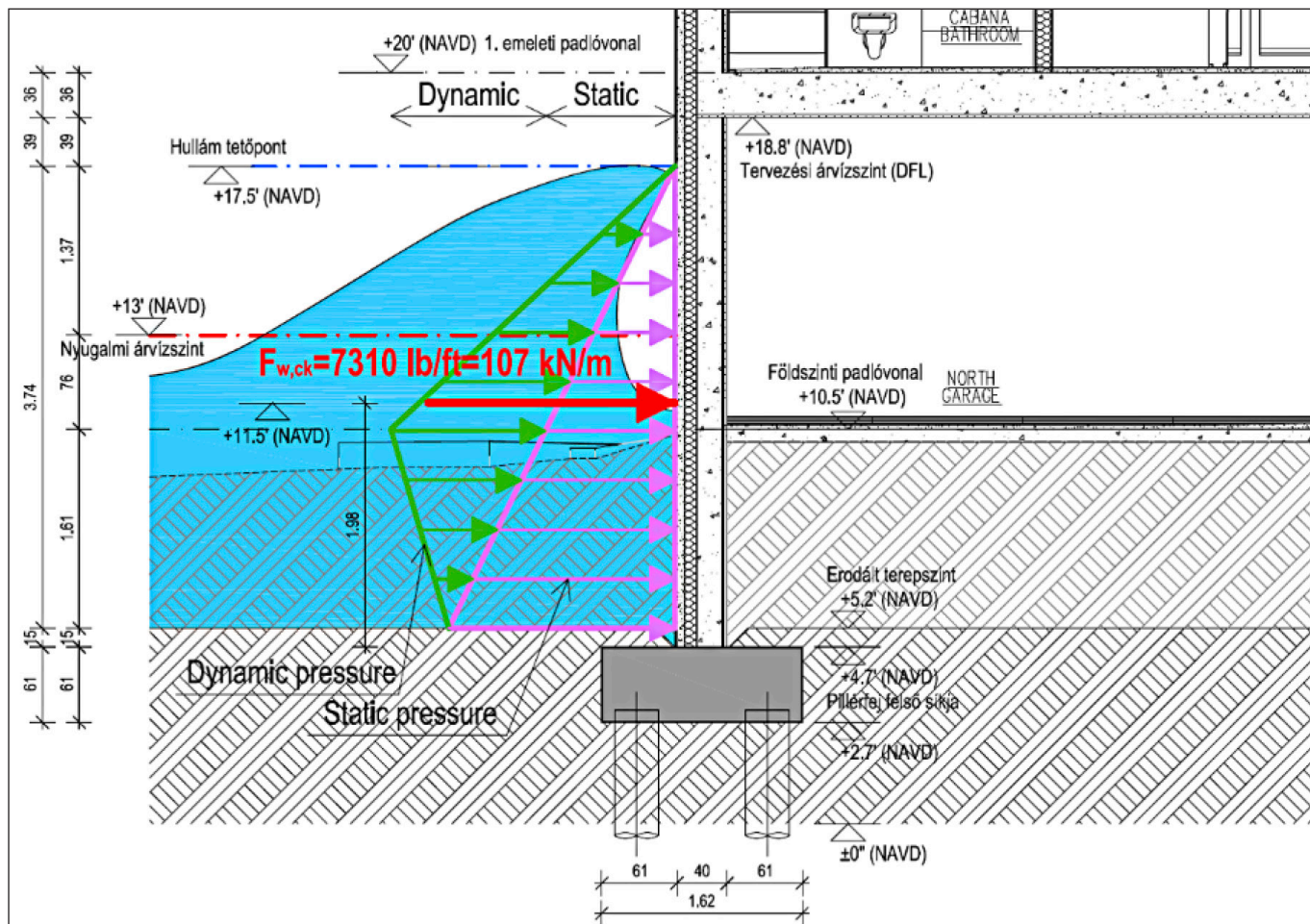


1.4. A felszerkezeti rendszerrel szemben támasztott megrendelői igények

Az épület tartószerkezeti különlegességét nem csak a viszonylag nagy fesztávok és konzolkinyúlások okozták, hanem az építés helyszíne és az ebből fakadó speciális tervezési feladatok, valamint a megrendelő által támasztott szerkezeti követelmények. Ezeket az alábbiak voltak:

- *előregyártás* (lehető legnagyobb mértékben előregyártott, előszerelt épületszerkezetek)
- *moduláris rendszer* (találjunk ki egy olyan modulrendszert, mely a legkevesebb elemszám mellett lefedi a geometriát, és a legjobban kitölti egy tengeri konténer térfogatát)
- *minimális súly* (a modulelemek a lehető legkisebb súlyúak legyenek, a szállítási költségek minimalizálása érdekében)
- *monolitikus szerkezet* (ugyanakkor ne legyen egy hagyományos könnyűszerkezetes ház, hanem az összeállított vázszerkezetet a helyszínen kibetonozva egy „kvázi” monolit vasbeton jellegű épületet tervezzünk)
- *minimális élőmunka* (lehetőleg helyszíni zszaluzás nélkül, a drága helyszíni élőmunka csökkentése érdekében)
- *nagy fesztáv* (a jellemzően 11,37 m-es fesztáv nem csökkenthető, a belső terek variálhatósága, mobilizálása érdekében a tiszta belméret szabadon kell maradjon).

A feladat tehát az volt, hogy tervezzünk egy olyan, bárhol a világon előregyártható, előszerelhető moduláris elemrendszert, mely könnyen szállítható, biztosítja a szabad fesztávolságot és lehetővé teszi a monolitikus kialakítást, a betonnal történő helyszíni kiöntését.



3. ábra: Árvíz- és hullámszintek

2. TERHEK ÉS HATÁSOK

Az óceán partra vonatkozóan a Florida állam Környezetvédelmi Minisztériuma meghatározta azokat a területeket, ahol speciális telekelrendezési és tervezési kritériumok betartása szükséges. Figyelembe kellett vennünk azonban, az NFIP (Nemzeti Árvízbiztosítási Program) által meghatározott árvízvédelmi zónákat és az ezekre vonatkozó szabályokat is. Mivel az építési telek közvetlenül az óceán partján, a CCCL (Partmenti Építési Irány Vonal) által határolt területen helyezkedik el (1. ábra), és a NFIP által meghatározott árvíz- és viharvédelmi szempontból a legmagasabb veszélyeztetettségű VE zónába esik, ezért ezeken a területeken a legszigorúbbak az épületekre vonatkozó különleges tervezési kritériumok, illetve itt a legnagyobbak az épületeket érő speciális terhek és hatások. Mindezek meghatározásához egy amerikai (környezetvédelmi és infrastruktúra fejlesztési) cég elkészítette a jelen építési telekre vonatkozó úgynevezett Tengerparti Tervezési Jelentését. Ebben meghatározták a már említett jellemző árvíz- és hullámszinteket, a viharok és hurrikánok 100 éves várható visszatérési periódusában fellépő hatásokat. Az épületekre vonatkozó különleges tervezési kritériumok és az épületeket érő speciális terhek és hatások az alábbiak:

- a felszíni erózió és a lokális kimosódás hatását,
- az első lakószint magasságának meghatározását,
- az épületszerkezetekre ható hullám terhelést,
- az épületekre ható szélterhelést.

2.1. Felszíni erózió és a lokális kimosódás hatása

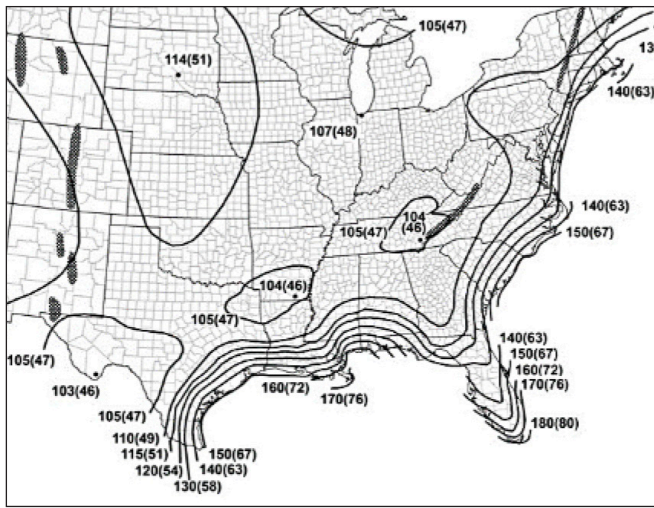
A viharok, hurrikánok 100 éves várható visszatérési periódusának figyelembe vételével az FDEP (Florida Állam

Környezetvédelmi Minisztériuma) meghatározta és ábrázolta az árvíz és a nagy sebességgel mozgó hullámok által okozott felületi erózió szintvonalát. A már korábban említett tervezési jelentésben megkaptuk az építési területre vonatkozó adatokat, az eredeti és az erodált terepsíkok diagramját. Eszerint az épületünk tenger felőli szélének távolsága a CCCL-től 103 ft (kb. 32 m), és épp itt a legnagyobb a felületi erózió magassága, így az eredeti terepvonal és az erodált terepvonal közti magasságkülönbség, ami kb. 1,60 m mélységű eróziót feltételez. Ezen adatok alapján került meghatározásra a cölöp alapozást összefogó fejtömbök felső síkja, melyek így elég mélyre kerültek ahhoz, hogy a vízáramlás okozta erózió és a lokális kimosódás hatása károsítaná az alapozási szerkezetünket.

2.2. A tervezési árvízszint, illetve az első vízszintes tartószerkezet alsó síkja

A viharok és hurrikánok 100 éves várható visszatérési periódusának figyelembevételével meghatározott árvíz- és hullámszintek az alábbiak: (3. ábra).

A piros szaggatott vonal jelzi a nyugalmi árvíz szintet, míg a kék szaggatott vonal a hullámzást is magába foglaló BFE, azaz a legmagasabb alap árvízszint. Ehhez tartozik, a tervezési árvízszint (DFL), mely meghatározza az épület vízszintes tartószerkezetének legalacsonyabban elhelyezhető magasságát. A mellékelt ábrán ez a földszint feletti födém alsósíkja. Ezeket a tartószerkezeteket, azaz a garázs feletti födémeket olyan függőleges tartószerkezetekkel (pillérekkel) kell gyámolítani, melyek lehetővé teszik a nagy sebességgel mozgó hullámok és a víz áramlását az épület alatt.

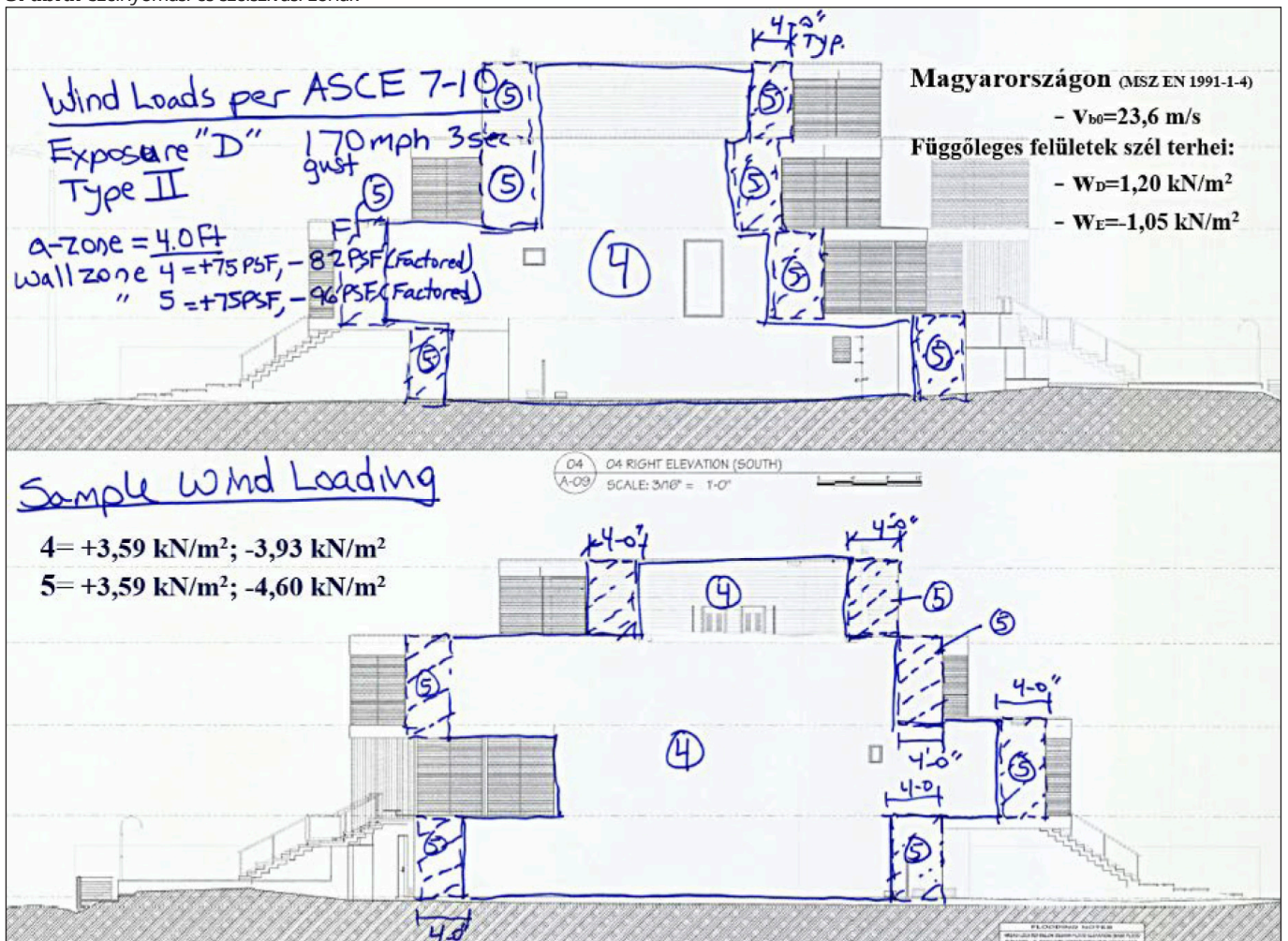


4. ábra: USA szélesség kiindulási értékei

2.3. Épületszerkezetekre ható hullámterhelés

A képen (3. ábra) látható az épület függőleges felületeire ható hullám- és árvízhatás nyomáseloszlása, mely két részből tevődik össze: a víz hidrosztatikai nyomásából, valamint a hullám hatás dinamikus terheléséből. Ezen függőleges felületen megoszló terhelések vonalmenti eredőjének karakterisztikus értéke: 107 kN/m, mely oldalnyomásra is méreteztük a függőleges tartószerkezeteinket. Ezen tervezési paraméterek alapján az épület garázs szintjén egy monolit vasbeton pillérváz rendszert terveztünk kialakítani, ahol a pillérek tetejét egy monolit vasbeton gerendarács fogja össze, mely

5. ábra: Szélnyomási és szélszívási zónák



a felszerkezet fogadására is szolgál, alul pedig befogottan csatlakoznak az alaptestekbe. Az oszlopok keresztmetszete kb. 40/40 cm (15,99”), 8φ25 fővasalással. Tovább előírás volt, hogy a pillérek közötti esetleges térelválasztó falakat úgy kell kialakítani, hogy a dinamikus hullámterhelések alatt összeomoljanak, kitörjenek, ezzel csökkentve a terhelését a hullámhatásnak és a vízáramlásnak kitett felületeket. Ezeket az úgynevezett „breakaway” falakat a helyi építési szokásoknak megfelelően vasalatlan, és kibetonozás nélküli zsalukő téglából alakítottuk ki.

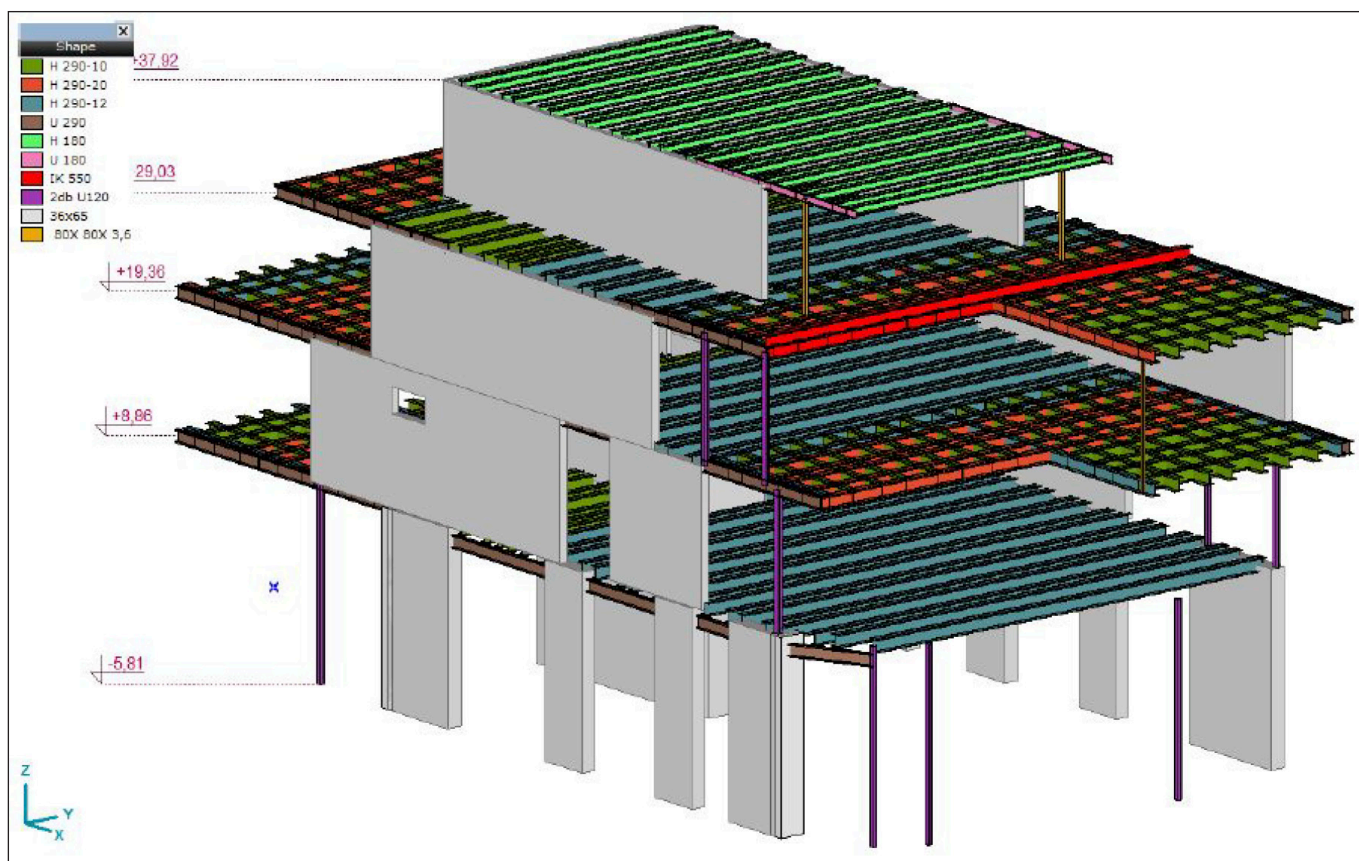
2.4. Épületekre ható szélterhelés

Tekintettel arra, hogy a Floridát érő szélhatások lényegesen nagyobbak, mint amiket a hazai viszonyaink között megszoktunk, így érdeklődéssel elemeztük az Amerikai Egyesült Államokban alkalmazott szélhatásokat, melynek a ASCE 7-16 szerint alkalmazott szélesség kiindulási értékei és zónái láthatóak a mellékelt térképen (4. ábra).

A szélességi értékek mérföld/óraban, mögöttük zárójelben pedig m/s-ban vannak feltüntetve. Megfigyelhetjük, hogy még a legalacsonyabb szélesség érték is – ami 40 m/s – nem sokkal kisebbek, mint a Magyarországon alkalmazott, szabvány szerinti 23,6 m/s kétszerese. Továbbá az is látható, hogy az építési helyszín, Fort Lauderdale a 170 mph, azaz a 76 m/s-os zónába esik, ami több mint 3-szor nagyobb szélességet jelent, mint hazánkban.

A 170 mph szélesség kiindulási alap értékből számított függőleges felületi szél terheket (szélnyomásokat és szívásokat), valamint a hozzájuk tartozó homlokzati zónákat szemlélteti az alábbi ábra (5. ábra).

A mértékegységek átváltása után kapjuk, hogy a homlokzatra



6. ábra: Szerkezeti modell

jellemzőbb belső 4-es zónában a szél támadta oldalon közel $-4,00 \text{ kN/m}^2$ a vízszintes szélnyomás, míg a szélárnyékos oldalon, a vele egy időben működő szélszívás értéke $+3,59 \text{ kN/m}^2$. A szélsőbb zónákban értelemszerűen egy kicsivel többre adódnak a szélnyomás értékei.

Összehasonlításképpen, ha Magyarországra terveznénk ezt az épületet, akkor ugyan ezekkel a geometriai paraméterekkel, $23,6 \text{ m/s}$ -os kiindulási szélsősebességet figyelembe véve, az I. azaz a nyílt terep beépítettségi osztályhoz meghatározott torlónyomás értékkel számolva, a széltámadta oldalon $1,20 \text{ kN/m}^2$ szélnyomás, míg a szélárnyékos oldalon $-1,05 \text{ kN/m}^2$ szélszívás értékeket kapunk. Ezek az értékek még a harmadát sem érik el annak, mint amekkora szélterhelésre kellett méreteznünk az épületet.

3. SZERKEZETVÁLASZTÁS, KONSTRUKTÓRI MUNKA

Mint minden épület szerkezettervezése, így jelen esetben is a különböző feltételek biztonságos és optimális egyensúlyának megteremtésére irányult. Azonban itt, az épületnél – a tartósság és gazdaságosság követelményeinek megfelelően – elsődleges szempont volt a funkcionális és esztétikai igények mellett a nagyfokú előregyárthatóság, illetve előszerelhetőség, mely itt nem csak a tartószerkezetre vonatkozik, hanem az abban előre elhelyezhető gépészeti és egyéb vezetékrendszerek minél nagyobb fokú üzemi beépíthetőségére is.

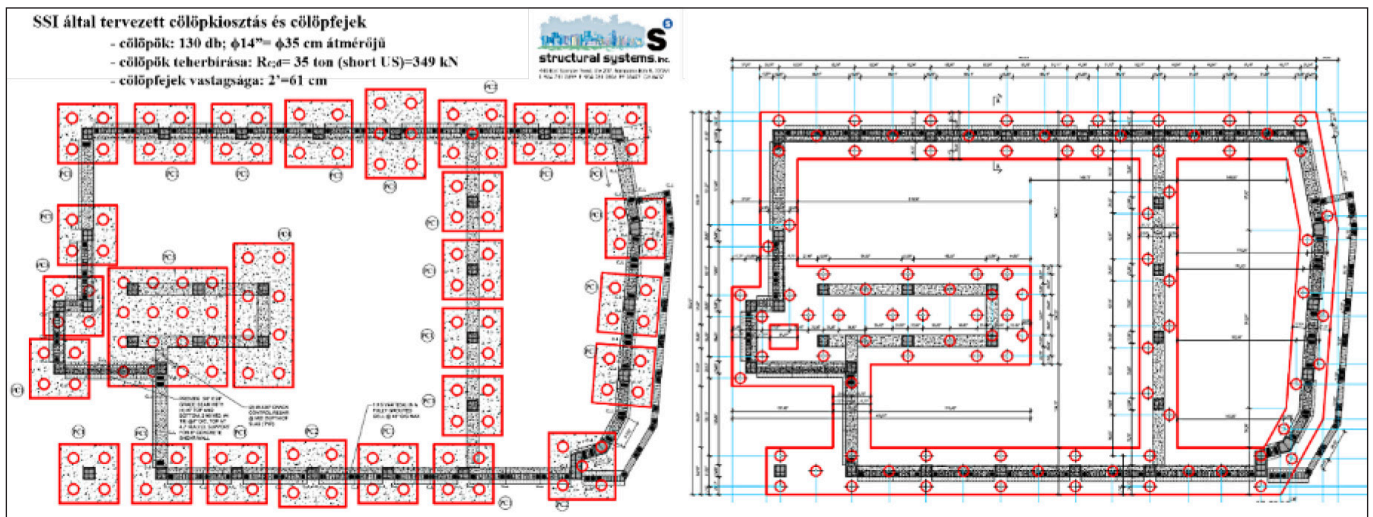
Olyan, több rétegből álló fal- és födémrendszert kellett kitalálni, mely moduláris rendszerben szerelhető, azaz könnyen mozgatható és szállítható kisebb egységekre bontható. A méretrendnek igazodnia kellett a zsaluzatot, illetve a burkolatot adó panelek gyári méretrendjéhez és a szállító konténer paramétereire is. Így mind a fal-, mind a födém előregyártott elemeinek gyártási szélessége 1250 mm lett, a zsaluzatot is biztosító kétrétegű erősített gipszrostlapok méretéhez igazodva.

A falpanelek szintmagassággal készültek, míg a födémek legnagyobb gyártási hossza $3,00 \text{ m}$ lett. A későbbiekben részletezetteknek megfelelően, a modul elemekből összeállítható lett a teljes felszerkezeti rendszer. A szerkezeti elemeket Európában teljes mértékben előregyártották, bele integrálva a gépészeti és elektromos csöveket, kábeleket, és dobozokat is. A próbaszereléseket követően az elemeket konténerekben hajóval a helyszínre szállították, majd ott szintenként összeszerelve a helyszínen szerkezeti könnyűbetonnal kibetonozták.

4. SZERKEZETI LEÍRÁS

Az épület szabadon álló, egy önálló dilatációs egységű, négy szintes épülettömb, független teherhordó szerkezettel. Teherhordó szerkezeti rendszere a földszinten (garázsszint) az alapozási szerkezetekbe befogott monolit vasbeton oszlopok, felszerkezete hosszfőfalas, ahol a zsalupanelekből összerakott, monolitikusan kibetonozott két homlokzati vasbeton fal alkotja a függőleges teherhordó szerkezeteket, míg a hasonló szerkezeti rendszerrel kialakított, önálló merevacélbetétes zsaluzati kéreggel ellátott födémek, szerkezeti könnyűbetonnal kiöntve, kéttámaszú síklemezként hidalják át a közel $12,0 \text{ m}$ -es szabadnyílást. A födémlemez szabad végeinél, teherhordási irányukra merőlegesen kialakított, jelentős méretű konzolos kinyúlások is készültek (6. ábra).

Az épület dilatációs egységének merevítését a földre lefutó belső lépcsőházi mag, illetve annak az épület teljes magasságában végig futó hossz- és haránt irányú vasbeton falai és a részlegesen befogott földszinti pillérek együttesen biztosítják. A kibetonozott födémek tárcsaként biztosítják a vízszintes terhelések szükséges és elégséges tehereloszlását.



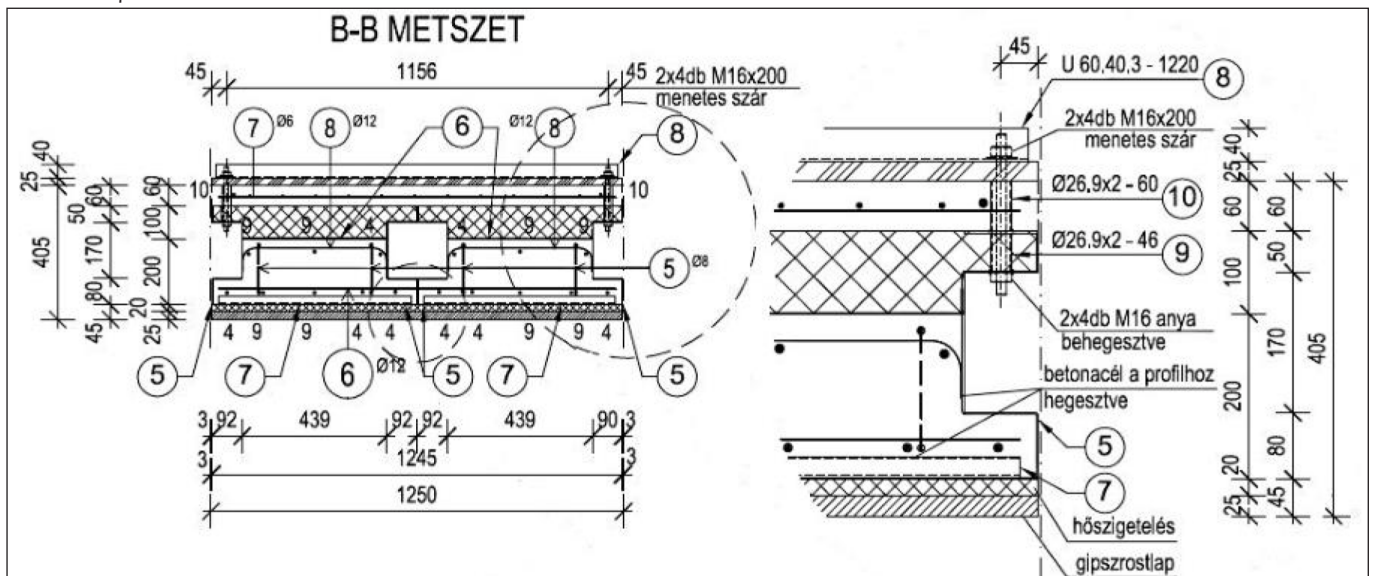
7. ábra: Eredeti és áttervezett alapozási terv

5. ALAPOZÁS

A tervezési munka folyamatában az építető megbízott egy floridai mérnöki irodát is, hogy az engedélyezési eljárásokban, a hatóságokkal való egyeztetésekben, és az ottani szabványok, adatszolgáltatások értelmezésében segítségünkre legyenek. Továbbá az ő feladatuk volt az alapozás megtervezése is, mely során minden pillér és befogott „vázpillér” önálló fejtömbbel kialakított cölöpcsoportot kapott (7. ábra). Ennek eredményével már az építéskivitelezés kezdetén elégedetlen volt az építető, így ezt követően azzal a kéréssel fordult felénk, hogy próbáljuk meg az alapozást is racionálisabb módon kialakítani, illetve mi megtervezni.

Ennek következtében átosztottuk a cölöpöket az épület alatt, melyeket egy összefüggő, folytonos monolit vasbeton lemezsávval fogtunk össze az alaprajzi elrendezéshez és a tehereloszláshoz igazítva (7. ábra). Így az egymástól független, önálló cölöpfejtömbökből álló rendszer helyett, egy „kvázi” kombinált alapozási rendszer alkalmazásával egyszerűsítettük a fejtömbök rendszerét, létrehozva egy összefüggő fejröndöt, ezzel együtt csökkenteni tudtuk a cölöpök számát, illetve csökkentettük a süllyedések mértékét is. A módosított alapozási terv nem csak olcsóbb és egyszerűbb megoldást adott, hanem az alsó szint hullámterhelésre ellenálló befogott pilléreinek is nagyobb befogási merevséget biztosít.

8. ábra: Falpanel szerkezeti kialakítása



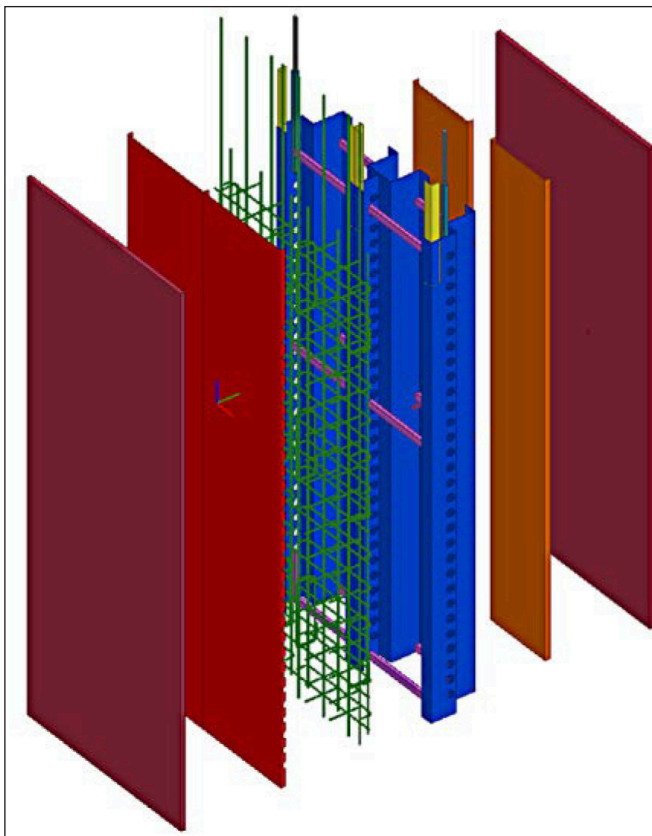
6. FELSZERKEZET

Az épület összefüggő felszerkezetét a szintenként azonos szerkezeti kialakítású, egymásra épülő szintek alkotják. A fal- és födémmodulok azonos szélességű kialakítása biztosítja, a fal- és födémek problémamentes összeépítését, és a szükséges hosszban sorolt egymásmellé építésüket. A monolitikus kialakítást, a falak szintenként történő, egy szinten belüli együtemű kibetonozása, majd a csatlakozó födémek szerelése és szintén együtemű betonozása biztosítja.

6.1. Falszerkezetek kialakítása

A falpanelek vázát egy speciálisan kialakított „S” alakú, vékonyfalú szelvényekből összeállított, zárt szelvényekkel, valamint a perforált lemezek között elhelyezett armatúrával merevített szendvics szerkezet alkotja, mely a helyszínen kibetonozható. Kívülről került rá még 7 cm hőszigetelés, 2,5 cm vastag 2 rtg.-ű gipszrostlap, valamint a kőburkolat. Belső oldalon pedig hagynunk kellett még 7 cm függőleges légrést a gépészeti, elektromos szerelvények számára, majd valahogy rögzíteni a belső oldali gipszrost lapokat. A speciális „S” alakú vékonyfalú profilok összeforgatásával kialakul egy függőleges négyzet keresztmetszetű áttörés, melyben a gépész szabadon közlekedhet, és befordulhatott a födémek síkjába (8. ábra).

Nagy kihívást jelentett még a kétoldali betonnyomás felvétele, amit a perforált lemezek közé kellő sűrűségben elhelyezett átkötő betonacélokkal oldottunk meg, így

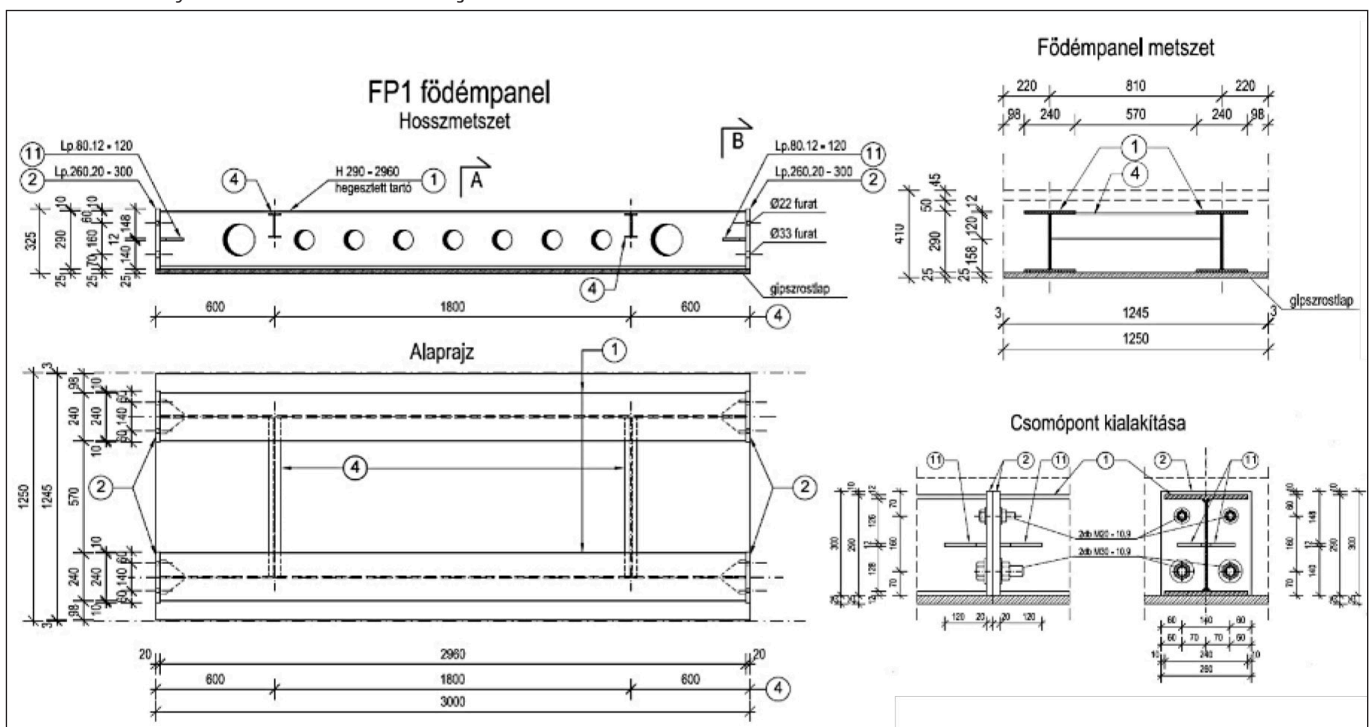


9. ábra: Falpanelek gyártási rétegei

elkerülhető volt a falpanelek külső oldali kihasasodása.

A falpanelek együttdolgozását, illetve a monolitikus hatást, a panelek csatlakozásainál lévő „S” alakú profil gerincének körüregreit átjáró beton biztosítja. A pontos és gyors szerelhetőség az „S” alakú profilokba beépített felső szögvasaknak volt köszönhető, melyekre ráhúzva pontosan illeszkedtek a következő szint falelemei (9. ábra). A tervezett falpanel konstrukció leggazdaságosabb, optimális kialakítása, egy hosszas tervezési folyamat, valamint próba gyártások, és próba betonozások eredményeképpen alakulhatott ki. Az üresen maradt gépészeti strangokat a helyszínen kibetonozták.

10. ábra: Födémpanel szerkezeti kialakításaAz így legyártott panelek acélgerendáit, a szállíthatóság és a panelek szerelési merevsége érdekében, 2-2 db kisebb szelvényrel kötöttük össze a felső öv síkjában.



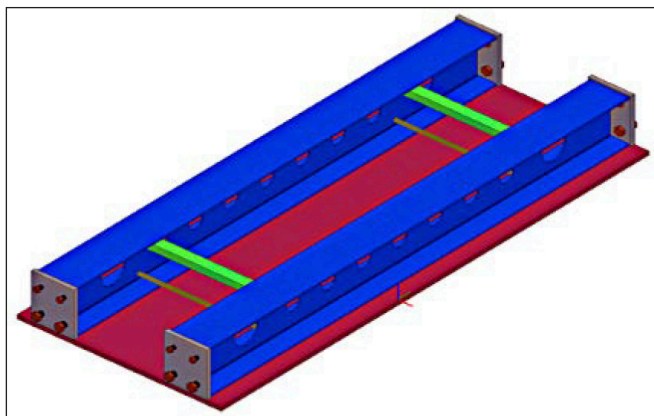
6.2. Födém szerkezetek kialakítása

A födém elemek modulméreteit alapvetően a zsaluzatot is biztosító kétrétegű erősített gipszrostlap méretei határozták meg, melyek így 1250 mm szélesek és maximum 3000 mm hosszúak lehetnek. Fő tartószerkezetüket jellemzően 2-2 db 29 cm magas és 24 cm övszélességű hegesztett H szelvény alkotta, az igénybevételektől függően eltérő merevséggel, azaz 10-25 mm-es öv- és 6-12 mm-es gerinclemez vastagságokkal. Az egyes elemek gerendáit homloklemez csavarozott kapcsolattal illesztettük egymáshoz a közel 12 m-es fesztávolság áthidalására. Az acélgerendák gerinclemezeit a födémbe vezetett gépészeti csövészés számára kör alakú áttörésekkel láttuk el, melyek a kibetonozott födém sávok keresztirányú monolitikus együttműködését is biztosították (10. ábra).

Az így kialakuló kompozit, merevacélbetétes födémkonstrukció teljes szerkezeti vastagsága 29+5, azaz 34 cm. Tehát az acéltartók felső övlemezeire került a helyszínen egy hálós vasalás is, és 5 cm vastag rábetonozás a födém szerkezet teljes szerkezeti vastagságának eléréséhez, mely biztosította az elemek teherhordási irányára merőleges együttműködését (11. ábra).

A konzolos szakaszokon a keresztartó teljes magasságú H szelvény volt, melyhez oldalirányba is csavaros kapcsolat biztosította a konzolos csatlakozó szerkezet keresztirányú nyomtatékainak bevezetését.

A tervezés kezdeti szakaszában a födém elemeket EPS hungarocell kikönyítéssel terveztük kialakítani, de a födémbe elhelyezésre kerülő gépészeti szerelvényekkel történő ütközések miatt, inkább a könnyűbeton kiöntés alkalmazása mellett döntöttünk. Ez esetben azonban, a födém nagyobb önsúlya miatt a szigorú alakváltozási követelmények teljesítéséhez, részben könnyebb kitöltő betonra volt szükség, de még emellett is annak merevítő hatásával. Ezért az alakváltozást meghatározó födém merevségben is szerepet játszó szerkezeti könnyűbetont alkalmaztunk.



11. ábra: Födémpanel szerkezeti kialakítása

7. MINTAELEMEK GYÁRTÁSA

A próbagyártás és próbaszerelés, ilyen összetett technológiájú előgyártás esetén a gyártási folyamat nélkülözhetetlen része, hiszen a sorozatgyártásra kerülő elemek minden szerkezeti elemének a leggazdaságosabb méretűnek és kialakításúnak kell lenni. Sok esetben azonban számítással nem leellenőrizhető, olyan szerelési akadályok miatt szükséges egy-egy szerkezeti elemet változtatni, melynek problémáját csak a gyakorlatban lehet felismerni. Ezért csak a gyakorlat által is bizonyított elemre mondhatjuk, hogy gyártásra kész, sorozatgyártása kezdhető. Jelen esetben azonban még ennél is többről volt szó, hiszen nem csak az elemek gyárthatóságáról, hanem azok szállíthatóságáról, és helyszíni szerelhetőségéről is meg kellett győződni, azaz a gépészeti vezetékek összeépíthetőségéről és a helyszíni betonozhatóságáról is.

7.1. Próbaszerelés

A próbaszerelés során egyaránt vizsgáltuk a fal- és a födémpanel tervezett szerkezeti kialakításait.

A próbaszerelésnek és próbaterheléseknek, különösen a falpanelnél (12. ábra), komolyjelentőséget tulajdonítottunk, mert a számítások mellett leginkább így lehetett meggyőződni a gyártás és szerelés leghatékonyabb módjáról, a szerkezeti elemek

12. ábra: Falpanel gyártása



13. ábra: Födém előszerelése

gyakorlatban is használható legkisebb választott méreteinek alkalmasságáról. Fontos volt, hogy az anyagmennyiségek nem a már említett súlycsökkentések miatt, hanem gazdasági okokra visszavezethetően is minél kevesebbre adódjanak. Ezért a betonozáshoz szükséges minimális lemezvastagságok és segédstruktúrák kialakítását csak így tudtuk biztonsággal a legkisebb szükséges méretekre felvenni.

A falpanel mellett a födémek előszerelése is megtörtént, de itt minden esetben a teljes födém „száraz” összeszerelése és gépészeti előszerelése is elkészült, mert a teljes gépészet kialakítása tulajdonképpen az 1:1-es modellen vált véglegesessé (13. ábra).

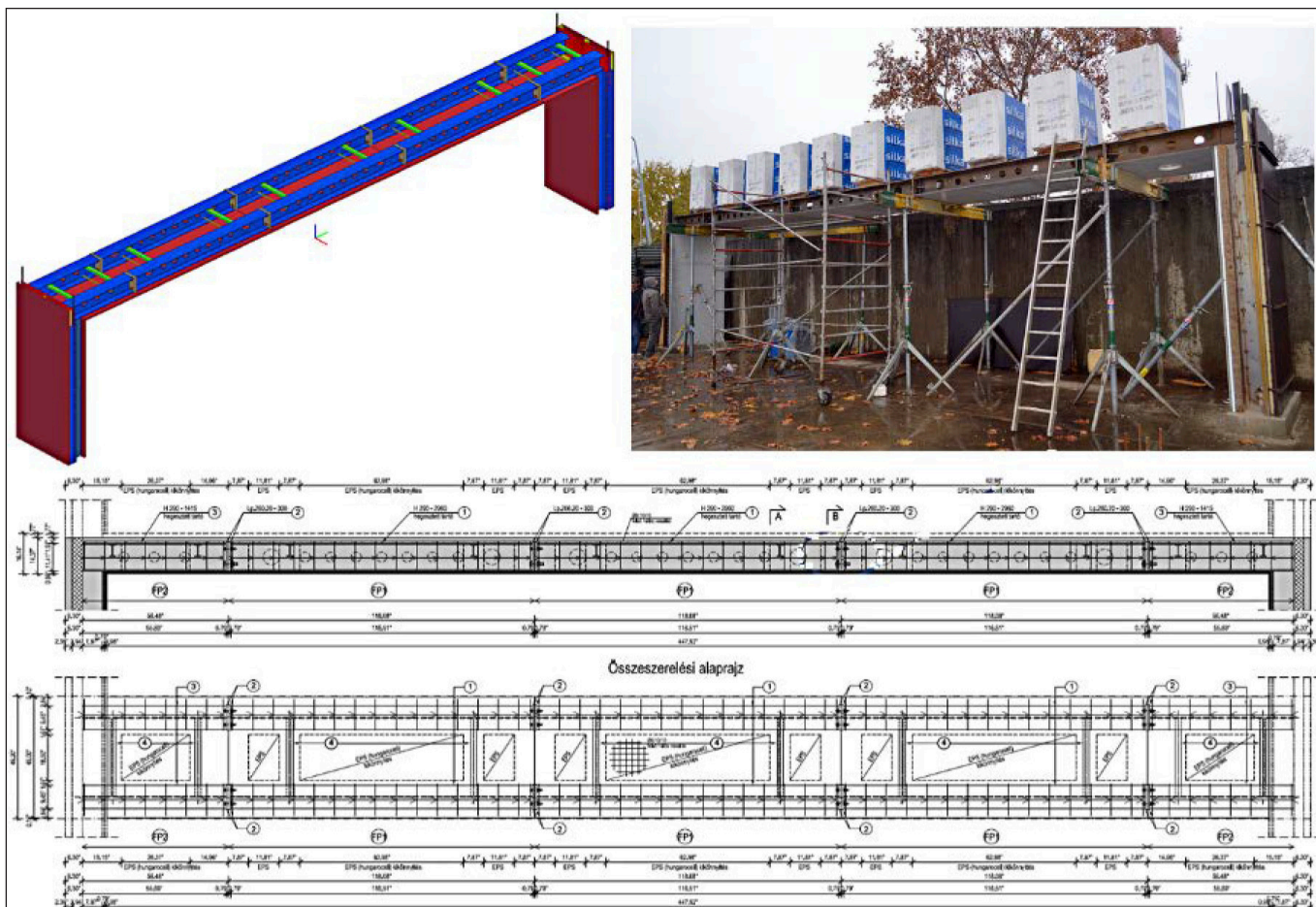
A födémek előszerelése során vizsgáltuk az egyszerű és pontos szerelhetőséget, a gépészeti vezetékek teljes körű elhelyezhetőségét, a gipszrost zsaluelemek falcolt csatlakozásainak precíz zárását, és a zsaluzat folytonosságát.

7.2. Próbaterhelés

A tervek és a gyártás véglegesítése előtt nem csak az elemek szerelhetőségét, hanem azok betonozhatóságát és a szerkezeti könnyűbeton viselkedését is vizsgáltuk, különös figyelemmel annak alkalmazhatósági gyakorlati kérdéseire és viselkedésére. A próbaterhelésre legyártott egy épületszegmens fal és födém betonozása során betontechnológiai kérdések is előtérbe kerültek, hiszen a szerelvényekkel sűrűn átszőtt falak felülről történő betonozása hagyományos vibrálást nem tett lehetővé, a födémek esetében pedig a minél könnyebb, de mégis minél erősebb szerkezeti könnyűbeton optimális receptúrájának a megválasztása és vizsgálata merült fel.

A falak nehezen tömöríthető betonozásához kis szem nagyságú, öntömörödő betont, míg a födémekhez Liaporos könnyűbetont írtunk elő. Mindezeknek megfelelően a szerkezeti betonok anyagjelölése:

- falaknál: LC16/18- ρ_{LC} 1,2-duzzasztottagyvakavics-XC1-16-F3,
- födémeknél: C20/25- ρ_{LC} 1-16-F3 -öntömörödő



14. ábra: Egy fal-födém szerkezeti szegmens

A megfelelő betonok alkalmazásához, az előírtak figyelembevételével Dr. Salem Georges NEHME (PhD) okl. építőmérnök, szakmérnök betontechnológus (BME, Építőanyagok és Magasépítés Tanszék egyetemi docens, laborvezető) készített betontechnológiai utasítást, illetve betonreceptúrát. A szerkezeti könnyűbeton esetében a minimálisan elérhető testsűrűség 1460 kg/m^3 -re adódott (Liapor 4-8 25% és 6-16 38% mellett), mert ennél alacsonyabb testsűrűség már csak jelentős szilárdságvesztés mellett lehetett volna elérhető. A próbaterheléshez készített mintaelem ezeknek megfelelően készült, így a vizsgálatoknál és a számításaink kísérleti validációjánál is a tervezetnél valamivel nagyobb testsűrűségű betonnal számoltunk.

A 14. ábrán látható az épület legáltalánosabb szerkezeti elemeiből összeállított kb. 12 m fesztávolságú tartószerkezet, melyeknek egymás mellé való sorolásával az épület – a konzolos részek kivételével – lefedhető. A tervezés során ezt a szerkezetet vizsgáltuk és próbaterheltük.

Először a falszerkezetet adó két falpanel kibetonozása készült el, mely során ellenőriztük a zsaluzatot adó gipszrost kérgék állapotát, illetve a betonozást követő alaktartásukat. Tekintettel arra, hogy a falelemek végleges kialakítása, már korábbi minta falelem gyártásának és kibetonozásának tapasztalatai alapján készült, így a teljes szegmens modell falelemei – a kellő sűrűséggel beépített összekötő elemeknek köszönhetően – már megfelelő módon viselték az öntömörödő frissbeton oldalnyomását (15. ábra).

Mindemellett hasonlóan, precízen kellett meghatározni a födémkonstrukció minden elemének a szerkezeti méretét is, ahol nehezítette a helyzetet a viszonylag nagy fesztávolságok miatt létrejövő jelentősebb alakváltozás is. Ugyan megfelelő számításokat végeztünk a kompozit szerkezet alakváltozására vonatkozóan, de a számítások bizonytalanságát, nem csak a



15. ábra: Falelem próbaszerelése

kompozitok körülményes számítása, hanem a könnyűbeton szerkezeti betoneként való alkalmazásának feltételei is növelték, mivel annak alkalmazása még nemzetközi viszonylatban is csekély gyakorlati tapasztalaton alapul.



16. ábra: Födém próbaterheléses vizsgálata

Mindezeket figyelembe véve számítási eredményeinket feltétlenül igazolni kellett modellkísérletekkel. Ezt egy általános elemsáv, szerkezeti szegmens megépítésével (1:1-es modellkísérletével) végeztük el, különböző szerkezeti kialakítások, illetve eltérő építési fázisok alatt, előre meghatározott terhelési lépésekben. Az alakváltozásokat a födemelemek toldási pontjaiban mértük, azaz egyenletesen és szimmetrikusan kiosztva, összesen 4 helyen.

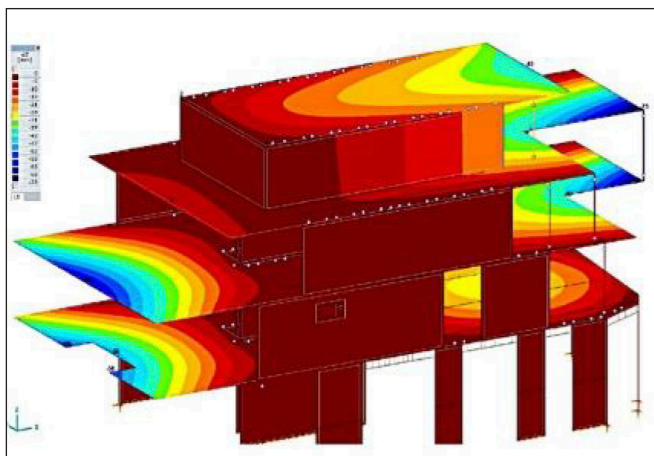
A gyártáskori próbaterheléseket, a paneleket gyártó lakatos üzem udvarán végeztük (16. ábra). Mivel a födemelemek a tervezett módon a falpanelekre helyezett vízszintes síkban helyezkednek el, így a tényleges helyzetnek megfelelően a falpanellekkel alátámasztva végeztük a próbaterheléseket.

Először csak a kibetonozás nélküli, összeszerelt födémszakasz saját önsúlyának hatására történő lehajlását vizsgáltuk, majd még mindig csak a beton nélküli födémszakaszt 600 kg/m^2 -es megoszló (9000 kg egyenletesen elosztott össz-) terhelésre. A 600 kg/m^2 -es terhelés a födémbe kerülő könnyűbeton és a tervezett rétegrend együttes terhelésének felel meg. Természetesen a mért alakváltozások a számított és feltételezhető görbülettel, szimmetrikus értékekre adódtak, az önsúlyból 15 mm-es legnagyobb lehajlási értékkel, míg a terhelés hatására ez 69 mm-re növekedett (a középső előregyártott 3,0 m-es panelem két végén 62 mm). Ezek számítással lényegesen kisebbre (8 és 45 mm-re) adódtak, melynek oka a csavaros csomópontok túlzott megnyílása, illetve szögelfordulása volt. Ezért a fentiek ismeretében előírtuk a homloklemez csatlakozó födemelemek összeszerelésénél a csavarok nyomatékulccsal történő meghúzását és a födém szerkezet kb. 3 cm-es túlemelését. Az alsó M30-as feszített csavarok meghúzási nyomatékát 1962 Nm-ben határoztuk meg. A túlemelést a felső csavaroknál beépített acéllemezekkel értük el, a középső elem két végén 2 mm-es lemezt, míg a szélső elemek végeinél 1 mm-es lemezt alkalmaztunk. Az így kialakult felhajlás, illetve túlemelés számított értéke 32 mm volt. A födém szerkezet

szerkezeti könnyűbetonnal történő kibetonozását követően, a megszilárdul födém alátámasztását eltávolítva a födém pontosan a vízszintes síkba állt be. Ezt követően a kompozit szerkezetű födémmező próbaterhelését három terhelési lépcsőnek megfelelő deponált teherrel végeztük el: 300 kg/m^2 , 420 kg/m^2 és 580 kg/m^2 a kibetonozással együttes önsúly feletti terhelésekre. A három teherlépcső során a középső elem végein mért alakváltozások: 300 kg/m^2 -es terhelésnél 4 mm, 420 kg/m^2 terhelés esetén 8 mm, míg 580 kg/m^2 terheléssel 25 mm volt (16. ábra). A próbaterhelési eredmények rövididejű terhekhez tartoznak, a tartós terhek hatására ennél nagyobb alakváltozási értékek adódnának, melyet a túlemelésnél igyekeztünk figyelembe venni. Csak a „száraz” hegesztett acélszelvényű gerendával számolva ezek a lehajlások rendre, lényegesen nagyobbra adódtak ($19 > 4$, $26 > 8$ és $36 > 25$ mm-re), ami a szerkezeti könnyűbeton kedvező merevségi hatását igazolta. Így a szerkezeti könnyűbetonnal kiöntött kompozit födemelemek kedvezőbb merevségi hatásukkal túlteljesítették a várakozásainkat, mivel a statikai számításainknál a könnyűbeton együttdolgozását és merevségét nem tudtuk eléggé egzakt módon figyelembe venni.

8. GYÁRTÁS ÉS KIVITELEZÉS TECH- NOLÓGIAI KÉRDÉSEI

A vasalással és gépészettel felszerelt, véglegesített $1250 \times 3480 \times 470$ mm-es előregyártott falelemeket és az $1250 \times 3000 \times 325$ mm-es födemelemeket előbb hatosával kötegették, majd görgős szállítólapokkal és alacsony profilú emelővel konténerekbe rakták. A hajóval Miami szállított fal- és födemelemeket a helyszínen szintenként összeszerelték és kibetonozták. A szerelést a földszinti falelemek elhelyezésével kezdték, mely a már kész garázsszinti pilléreket összefogó monolit vasbeton gerendába elhelyezett „szögvastüskékre” történő egyszerű ráhúzást jelentett. A falelemek „S” alakú



17. ábra: Alakváltozási, illetve lehajlási ábra

profiljaiba beépített felső szögvasakhoz hasonlóan a fogadó gerendában elhelyezett szögvasak a falelemek „S” alakú profiljaiba illeszkedve lehetővé tették az induló elemek azonnali pontos és gyors elhelyezhetőségét. A falelemek helyszíni kibetonozása az öntömörödő beton alkalmazásának köszönhetően minden szinten gond nélkül lezajlott.

Ezt követően a födémelemek összeszerelése és kibetonozása következett.

A próbaszerelés során szerzett tapasztalatok és a próbaterhelési adatok – az acéllemez ékek beépítésével – lehetővé tették az ortogonálisan anizotróp szerkezet jelentősen eltérő geometriai viszonyaiból, illetve a födémperemekre terhelő, viszonylagosan nagy kinyúlású konzolos szerkezeti kialakításából adódó számottevő és rendszertelen lehajláskülönbségek (17. ábra) precíziós túlemeléssel történő kiegyenlítését. A legnagyobb számított lehajlások elsősorban a

konzolokat tartó belső födémelemeknél mezőközepén, illetve a konzolvégeken (max. 73 mm) jelentkeztek.

Különösen nagy jelentősége volt ennek a burkolatba süllyesztett „tokoza nélküli” nyílászárók elhelyezésénél, illetve megjelenésénél. Így a szereléshez megadtuk a támaszokat és a túlemeléseket (18. ábra), mely a közbelső paneltoldásoknál általában 30 mm, a szélső panel toldásánál 10 mm volt. A konzollal terhelt tartóknál 35 mm-es, míg a konzolvégeken 40 mm-es túlemelést írtunk elő. A túlemeléseket a helyszíni szerelésnél is a főtartók felső csavarjainál beépített acéllemezekkel, míg a konzoloknál az alsó csavaroknál beépített acéllemezekkel értük el.

Az (18.) ábrán az eltérő keresztmetszeti merevségű acélszelvényeket különböző színnel jelöltük, ahol a hegesztett H szelvények öveinek és gerinclemezeinek a vastagságai az alábbiak:

zöld: öv: Lp10 mm, gerinc: Lp6 mm

kék: öv: Lp12 mm, gerinc: Lp8 mm

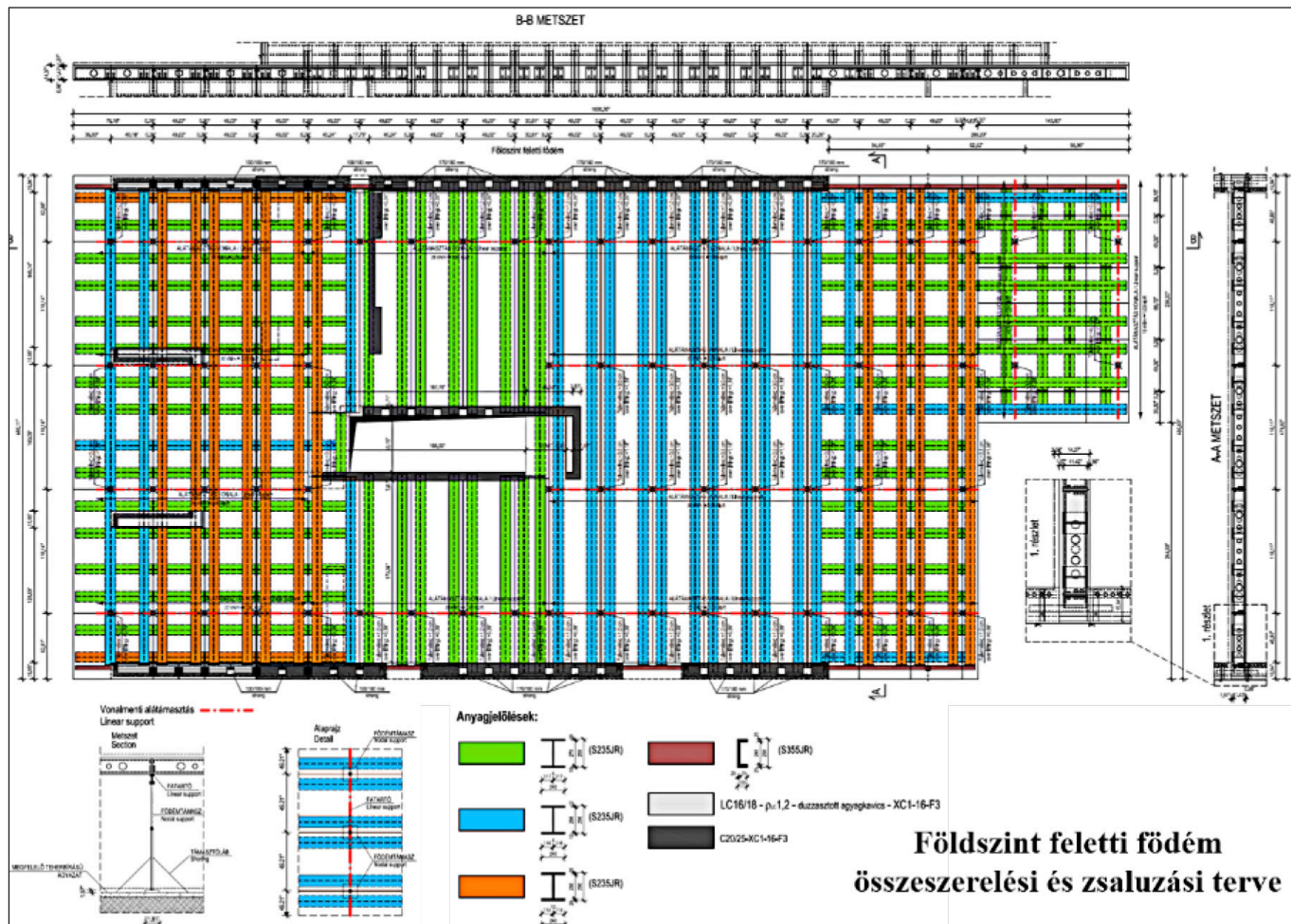
okker: öv: Lp20 mm, gerinc: Lp12 mm.

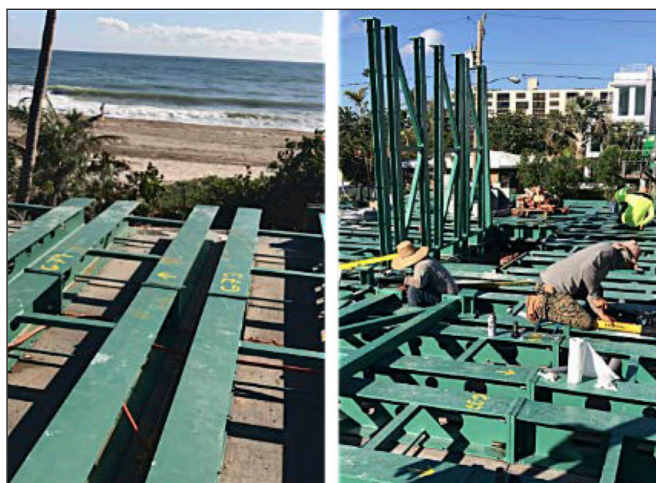
A bordó szín egy erős profilú hegesztett lemezes U szelvényt jelent, Lp25 mm-es lemezből, az emelt feletti födémkonzolt tartó peremgerendánál.

A piros vonalak a vonalmenti alátámasztásokat, illetve dúcolási vonalakat jelölik, az elemek toldási pontjaiban a túlemelési értékekkel feliratozva.

A helyszíni szerelés helyi építőipari segéd munkások közreműködésével történt, a próbaszerelésnél is jelenlévő két szerelő irányítása mellett. Ez a födém elemek elhelyezésén túl, a csatlakozások teherhordó feszített csavarjainak nyomatékulcsos meghúzásából, az előre beszerelt gépészeti vezetékek illesztéseinek összeépítéséből és a felső hálós vasalás elhelyezéséből állt (19. ábra).

18. ábra: Födém dúcolási és túlemelési terve





19. ábra: Födém helyszíni szerelése

A födemelemek szerkezeti könnyűbetonnal történő kibetonozásához a környékbeli betongyár szállította saját receptúrája alapján a szerkezeti könnyűbetont, majd a betonzáshoz hagyományos betonszivattyú helyett, egy kisebb méretű estrich-betonpumpát használtak.

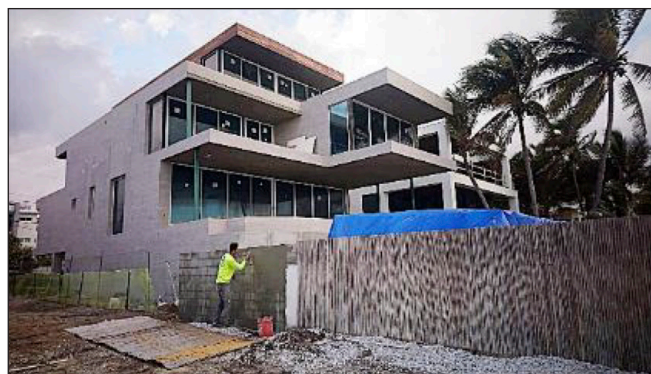
A helyszíni kivitelezésnél is gondot okozott a megfelelő szilárdságú és kellően könnyű beton kikeverése, így a próbaterhelésnél már tapasztaltak alapján a tervezettnél magasabb, közel 1600 kg/m^3 térfogatsúlyú szerkezeti könnyűbeton beépítéséhez is hozzájárultunk. Azt tapasztaltuk, hogy hiába a Liapor vázlatos (*kimondottan tájékoztató jellegű, felelősségvállalás nélküli*) irányreceptúra ajánlása az LC20/22- $\rho_{LC}1,3$ magas betonszilárdságú és kellően alacsony testsűrűségű betonra, ezt ma egyszerű építkezési helyszínen bedolgozható formában nem tudtuk elérni, sem itthon, sem Floridában!

A Liapor-os, duzzasztott agyagkavics adagolású könnyűbeton bedolgozhatósága a normál betonéhoz képes jelentős különbséget, illetve nehézséget nem okozott. Egyedül annak tömörítése volt eltérő, mivel a szétosztályozódás veszélye miatt, csak rövid idejű vibrálással lehetett a betont tömöríteni. Különös figyelmet igényelt a sós vízi párák levegő a hazai viszonyokhoz képest, ezért a tenger, illetve óceán közeli épületek acél és betonacél felhasználású szerkezeti elemeinek a korrózióvédelmére szigorú előírások vonatkoznak. Ilyen környezetben kifejezetten kedvező a Liapor-os könnyűbeton alkalmazása, mert korrózióálló hatása a normálbetonéhoz képest kifejezetten kedvezőbb, azaz korrózióra kevésbé érzékeny és a tengeri sós közeget is sokkal jobban bírja.

A falpanelek elhelyezése és kibetonozása szintenként 3-4 napot vett igénybe, míg a födémpanelek beemelése, elhelyezése és szerkezeti összeszerelése, a túlelélési acéllemezek beépítésével együtt, kb. egy hétig tartott. További kb. egy hetet vett igénybe a készre szerelt gépészeti csövezések csatlakozásainak végleges ragasztott és hegesztett illesztése. Mindezeket figyelembe véve a három felmenő szint teljes helyszíni szerkezetépítése – de a teljes falban és födémekben elhelyezett gépészeti szereléssel együtt! – két hónapig tartott (20. ábra).

9. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Egyre szélesebb körben merül fel igényként az épületszerkezetek monolitikus kialakítása mellett, a gyorsabb építési időt és kevesebb helyszíni élőmunka ráfordítást lehetővé tévő technológiák alkalmazása. Erre egy példa a kompozit szerkezeti könnyűbeton felhasználásával épült négy szintes floridai



20. ábra: Szerkezetkész állapot

lakóépület, ahol sikerült olyan szerkezeti konstrukciót kitalálni, amely a lehető legnagyobb mértékben megfelelt a megrendelő sokrétű igényeinek. Így a tervezet tartószerkezet a gépészettel is maximálisan előszerelt, moduláris méretrendű, minimális súlyú, könnyen szállítható elemekből áll, mely a helyszíni élőmunka igény jelentős csökkentése mellett, összeszerelt állapotában biztosítani tudja az azonnali betonzás lehetőségét, a tartószerkezet végleges állapotának monolitikus kialakítását. Mindezt a nagy fesztávolságok és konzolkinyúlások mellett, a rendkívüli hatásokkal terhelt környezetben is biztonságos formában.

Különös előnye a tervezett szerkezeti rendszernek az alacsony helyszíni élőmunka igény és a gyors helyszíni kivitelezési idő mellett, a kisméretű és tömegű elemek könnyű szállíthatósága, mely az előregyártás, illetve előszerelés anyag- és munkaigényes részét mobilissá teszi. Ennek köszönhetően nincs akadálya az előregyártást, az anyag és munkaerő szempontjából a legolcsóbb, illetve a legoptimálisabb helyszínre telepíteni, mely – mint a bemutatott konkrét esetben is – jelentős költségmegtakarítást eredményezhet.

Az előregyártott elemes szerkezeti rendszer tervezése bizonyította, hogy az intelligens, objektum orientált modellezés (BIM) a bonyolult, sokrétű előregyártott szerkezeti elemek megjelenítését és megértését jelentősen megkönnyíti, így a BIM rendszerek alkalmazása bizonyos esetekben kis épületeknél is lehet hasznos és gazdaságos.

A bemutatott példa a szerkezeti könnyűbeton felhasználásának lehetőségeire, illetve korlátaira is számos tapasztalattal szolgál. Így legfőképpen arra, hogy a minél magasabb szilárdsághoz tartozó kis térfogatsúly optimális arányának, illetve párosíthatóságának kiválasztását elsősorban nem a tervezés során megkívánt követelmény határozza meg, hanem alapvetően a helyszíni lehetőségek szerint előállítható olyan receptúra, mely a kivitelezhető, azaz a gyakorlatban is akadály nélkül megvalósítható, illetve megfelelően bedolgozható.

Mivel szerkezeteinkkel szemben egyre nagyobb elvárást jelent a különleges geometriai kialakítás, így a szerkezeti alakváltozások mindpontosabb meghatározása is egyre inkább előtérbe kerül. Ehhez, vagyis a szerkezeti könnyűbetonok betervezhetőségéhez fontos lépés a jövőben, a piac kutatókkal szembeni elvárása, a szerkezeti könnyűbetonok rugalmassági modulusának részletes kutatása, a számításba vehető rugalmassági modulusuk lehetőség szerinti pontosabb meghatározása.

Mindezeket figyelembe véve a floridai épület újszerű kompozit könnyűbeton szerkezete és moduláris előszerelt fal-és födém elem szerkezeti rendszere csakis a tervezésben és gyártásban dolgozó mérnökök és kollégák együttműködésével, összehangolt, folyamatos tervezési és fejlesztési munkájával jöhetett létre, mely a tervezett elemek próbagyártása és



21. ábra: Az elkészült épület az óceán felől nézve

szerezése, valamint az azokon végzett próbaterhelések nélkül nem valósulhatott volna meg. Különösen nem, az építető teljes megelégedettsége mellett (21. ábra).

A nem szokványos szerkezeti elemek tervezése, gyártása és szerelése bizonyítja - az előre gyártott és előszerelt szerkezetépítés ismert számos előnye mellett – a vasbeton építésben rejlő további lehetőségeket. Megállapítható, hogy szokatlan körülmények között is, a térbeli monolitikus vasbeton szerkezetek is lehetnek gazdaságosan „előregyárthatók”, illetve előszerelhetők, mely a mind nagyobb gépészeti igényeket is figyelembe véve, egyre nagyobb helyszíni élőkommunikáció igény csökkenéséhez vezethet. Az újabb és újabb technológiai megoldások alkalmazhatóságának vizsgálata, illetve figyelembe vétele a jövő útkeresésének szerves része, mely nélkülözhetetlen a modernkori tervezésében.

Dezső Zsigmond (1959) okl. építőmérnök, Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar, Szerkezetépítő szak; Tartószerkezet tervezők Mesteriskolája V. ciklus (1991). 1983-tól Keletterv-nél statikus tervező, 1988-tól számítástechnikai és tervezés-fejlesztési csoportvezető. 1989-1993 a Tér és Forma Kft-nél statikus tervező, 1993-1997 A. K. Terv Kft. ügyvezető, 1997-től a Hydrastat Kft-nél statikus vezetőtervező, ügyvezető. 1989-2009 között a Hajdú-Bihar megyei Mérnöki Kamara elnöke. A MMK Tartószerkezeti Tagozat elnökségi tagja. Elismerései: 2002 Zielinski Szilárd-díj, 2003 Csonka Pál érem, 2007 Tierney Clark díj, 2008 Debrecen Város Pro Urbe-díja, 2008 Pro Sientia Transsylvania érem, 2010 Pekár Imre-díj, 2013 Palotás László díj, 2014 Menyhárd István díj, 2014 Csonka Pál érem, 2017 Év Mérnöke Aranygyűrű díj, 2021 Debrecen Város Díszpolgára.

Magyar Máté (1987) okl. szerkezet-építőmérnök, Pécsi Tudományegyetem Műszaki és Informatikai Kar; 2013-tól a Hydrastat Kft-nél statikus tervező.

DESIGN EXPERIENCE OF A FLORIDA FOUR STOREY RESIDENTIAL BUILDING WITH A LIGHTWEIGHT CONCRETE AND COMPOSITE STRUCTURE

Zsigmond Dezső – Máté Magyar

The building is located on the Florida oceanfront and has been designed with a special custom structure in order to minimize the need for live labor.

In addition to the strict deflection limits of the long spans and cantilevers, the main design challenges were the exceptional loads and actions due to the unique local conditions - coastal erosion, tsunamis, and hurricanes. For the design of the cast in-situ concrete structure to be built without the use of on-site formwork, only prefabricated and pre-assembled, partly self-supporting structural solution could be taken in to account. The high degree of prefabrication and pre-assembly made most of the structural construction independent of the construction site, which proved to be a significant cost-cutting factor. The unusual structural solution - that is not used in the Hungarian practice -, due to the special design, manufacturing and construction problems of the lightweight concrete composite structure, has provided a great deal of experiences for the future, fully supported by a 1:1 scale model experiment.

Keywords: lightweight concrete, composite, prefabricated structure, coastal erosion, tsunami, hurricane