

**MOL Campus tartószerkezeti tervezésének általános ismertetése.
Egyedi csomópontok bemutatása.
Az épület feszített födémrendszerének alakváltozási szinkronizációja
homlokzati követelményrendszernek megfelelően**

**General description of the structural design
of MOL Campus. Presentation of individual nodes.
Deformation synchronisation of the building's tensioned slab system
according to façade requirements**

SZABÓ LÁSZLÓ¹, DEZSŐ ZSIGMOND¹

¹HydraStat Mérnöki Iroda Kft.
4029 Debrecen, Maróthi György u. 4.
E-mail: hydrastat@hydrastat.hu; Tel.:+36-52-453-413; www.hydrastat.hu

Abstract

An introduction to building support structure design from conceptual design to fabrication design. Design of specific nodes, including their feasibility and potential analysis. Description of the applied tensioned slab system, including the synchronisation of the slab edge deformation of slabs with different geometries according to a system of facade criteria.

Keywords: MOL Campus, highrise building, design stages, special joints, slab deflection

Kivonat

Az épület tartószerkezet tervezésének bemutatása a koncepcionális tervezéstől a gyártmánytervezésig. Különleges csomópontok kialakítása, kitérve azok megvalósíthatósági, szerlehetőségi analizisére. Alkalmazott feszített födémrendszer ismertetése, kitérve az eltérő geometriájú födémelek födémcséleli alakváltozásának szinkronizációjára homlokzati kritériumrendszernek megfelelően.

Kulcsszavak: MOL Campus, toronyház, tervezési fázisok, különleges kapcsolatok, födémlehlajlás

1. ELŐZMÉNYEK

A MOL Nyrt. 2017-ben bízta meg az angliai Foster and Partners irodát (F+P) a dél budai Kopaszi gátra építendő új irodaházuk koncepcionális terveinek kidolgozására. A feladat a MOL új központi épületének, egy olyan 90 000 m² alapterületű -a kor elvárásait minden szempontból kielégítő- épület megtervezése volt, mely alkalmas az olajipari vállalat nagyszámú dolgozóinak befogadására, továbbá attraktív munkakörnyezetet és látogatói teret biztosít a dolgozók és az oda látogatók számára. Az építési területen a vonatkozó építési szabályzatnak megfelelően az épület legmagasabb járószintje 120 méteres magasságban lett meghatározva.

Az angol pítész iroda mellett a megrendelő felkérte a nagy múltú Finta és Társai Építész Stúdiót, hogy az angol szakemberekkel közösen, munkájukat a hazai tapasztalatokkal támogatva, segítsenek az épület tervezésében. A Finta Stúdió, mint generáltervező további hazai szakági tervezőket kért fel a szakmai stábhoz való csatlakozásra. Így kapta a felkérést a Hydrastat Kft. a MOL tervezendő új Campus épületének tartószerkezeti tervezésre. Az előtervezés ideje alatt az F+P saját szakmai stábjával készítette az épület tartószerkezeti koncepcióját, melyhez a magyar társiroda szakmai támogatást nyújtott. Az angol tervezők korábbi munkái az esetek többségében a távol keleti régióba, továbbá az Egyesült Államokba készültek, emiatt a koncepcionális tervezés korai szakaszában világossá vált, hogy az angol szakemberek által ismert szabványkörnyezet, a preferált műszaki megoldások, az alkalmazni kívánt szerkezeti rendszerek jelentős mértékben eltérnek a közép európai magasházépítési gyakorlattól.. Több esetben nem sikerül a magyar stábnak

elfogadtatni javaslatait a tervezés korai szakaszában a külföldi kollégákkal, így az épület vázlattervei esetenként ezen észrevételek figyelmen kívül hagyásával készültek. Utólag kijelenthető, hogy az angol mérnökök döntései a tervezés későbbi szakaszaiban jelentős áttervezéseket, többletmunkát rótt a magyar tervezőkre.

2. AZ ÉPÜLET RÖVID ISMERTETÉSE

Az épület két épületegységet foglal magában, melynek egyik része egy földszint +28 emelet +4 gépészeti szintnek helyet adó magasház 144 méteres terepszinttől mért magassággal, illetve egy földszint + 4 emelet + gépészeti szintet magában foglaló pódiumrészből áll. Az épülettömböket egy úgynevezett „sísánc” nyaktagi rész köt össze. Az épületrészek alatt négyszintes mélygarázs kapott helyett, mely parkolóhelyeken túl gépészeti tereket, továbbá raktárhelyiségeket foglal magában. Az épület fő tartószerkezete monolit vasbeton szerkezetként készült. A felszerkezet földemei utófesztített tapadópázmás fesztítési rendszerrel kerültek kialakításra, jellemzően 28 és 32 cm-es szerkezeti vastagsággal C40/50 betonminőséggel. Az épület terheit monolit köroszlopok hordják, 60-120 cm átmérővel kialakítva, C55/67 betonminőség alkalmazása mellett. A merevítőfalak jellemzően 35-45-60-80-100 cm szerkezeti vastagságban C40/50 betonminőségből készültek.

3. TERVEZÉSI FÁZISOK, ÁTTERVEZÉSEK

Az épület engedélyezési tervdokumentációját már a Hydrastat Kft. 12 fős magyar tervezőcsapat készítette Dezső Zsigmond felelős tervező vezetésével 2018 tavaszán, az angol tartószerkezettervező csapat ettől a ponttól már nem vett tevékenyen részt a tervezés folyamatában.

Az épület engedélyezési terveinek elkészültét követően a tender tervezés szakaszába lépett az előkészítés, mely rendhagyó módon a korábbi koncepciótervek műszaki tartalmának -korábban említett körülményekre visszavezethető okok miatti- átdolgozását is magában foglalta. Ilyen nagy volumenű áttervezések voltak az alábbiak:

- Áttervezésre került az épület alapozási koncepciója, kihasználva a Budapestre jellemző talajrétegződés, azon belül is a vízzáró agyagréteg adta lehetőségeket. Sikeresen adaptálva lett a dr. Orosz Árpád által kidolgozott vízzáró agyagrétegbe befogott munkatérhatárolás módszere, mely víztelenítő kutakkal kombinálva biztosítja, hogy a Duna part melletti épületet felúszásra nem szükséges méretezni, e műszaki megoldás működőképességét az angol munkatársak korábban kétségbe vonták. Az angol mérnökök által tervezett tisztán teherhordó cölöpökkel kialakított alapozás kombinált alapozással lett kiváltva. Az átalakítások lehetővé tették a 6000 m²-es pódiumépület lemezvastagságának 2,0 méterről 1,2 méterre történő csökkentését, továbbá 338 darab 14,6 méteres cölöp elhagyását. A torony épület az angol elképzelések szerint 2,0 méter vastag 70 darab 14,6 méter hosszú cölöppel gyámolított alapozása kiváltásra került egy 2,2 méter vastag úgynevezett „kombinált lemezalappal”, mely alá 135 darab 5,5 méter hosszúságú cölöp került. Így összességében közel 6000 folyóméterrel csökkentve a szükséges cölöpmennyiséget.
- A Hydrastat Kft mérnökcsoportjának javaslatára az épülethez a BME közreműködésével lokális válaszspektrumanalízis készült, mely 2018-ban egyike volt az első ilyen egyedi elkészült válaszspektrumnak. A spektrumanalízis helyességét a franciaországi ARUP ellenőrizte. A helyi spektrummal jelentősen kedvezőbb szeizmikus igénybevételek adódtak, melyek lehetővé tették az angol kollégák által betervezett energiaelnyelő BRB rudak elhagyását a szerkezetből.
- Hónapokig tartó szakmai egyeztetés során sikerült elérnie a magyar mérnököknek, hogy a magasház merevítőmagjainak méretezésénél az elvárt duktilitási osztály DCH helyett DCM legyen. Előbbi esetben a viselkedési tényező $q=4,2$ lett volna, míg DCM esetén $q=3$ -as viselkedési tényezőt javasolt a magyar csapat. Részletes számításokkal és minta falvasalásokkal kimutattuk, hogy a két viselkedési tényező minimális mértékben csökkenti a szükséges függőleges vasalást az abroncsolt falvégeken, ellenben a nyírási vasalást DCH esetén a nyíróerő q -szorosára, azaz négyszeresére kell méretezni, míg DCM esetén viselkedési tényező értéktől függetlenül csak a másfél szeresére. Így összességében jelentős betonacél megtakarítást lehet DCM esetén elérni, nem beszélve az abroncsolt falvégek bonyolult kialakításáról DCH esetén, mely az építési időt lassította volna számottevően. A szakmai vitát a német Bollinger und Grohmann opponálta, aki a magyar mérnökök álláspontjával értett egyet.
- Tender tervezés folyamán racionalizálva lettek továbbá a fesztített földemek pászmakiosztásai, átalakításra került az épület teljes acélszerkezete.

Az épület tender tervei 2018 novemberében készültek el, melyet követően több hónapig tartó nemzetközi pályáztatási eljárás vette kezdetét, ennek keretein belül egyeztetésre kerültek a lehetséges műszaki megoldások a pályázó felekkel. Az eljárással párhuzamosan 2019 tavaszán megkezdődött az alapozási tervek, továbbá az alépitmény kiviteli terveinek készítése, a helyszínen pedig az elkészült munkatérhatárolást követően a földmunkavégzés, majd a torony épület mélyalapozása.

2019 novemberében kezdetét vette a torony épület 2,2 méter vastag lemezalapjának szerkezetépítési munkálatai, mellyel párhuzamosan zajlott a felépitmény kiviteli tervezése. Az épület komplett tervezése BIM platformon zajlott, a szakági kommunikáció ezt kihasználva egy virtuális épületmodellben történt, egy –a szakági kommunikációt segíteni hivatott- Revizto program segítségével. A tartószerkezeti kiviteli tervezés másfél éven át tartott 7-10 mérnök folyamatos munkavégzésével, ezzel párhuzamosan a Propontis Kft 6 mérnöke 10 hónapon át dolgozott közösen a generálistatikussal a feszített födémelek gyártmányterveinek elkészítésén. A kiviteli tervek elkészültét követően közel egy éven át tartott az acélszerkezetek gyártmánytervezéséhez nyújtott mérnöktámogatás.

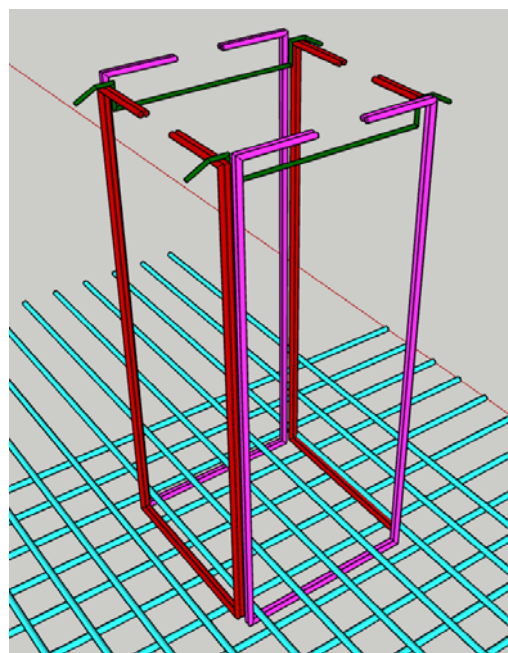
4. EGYEDI CSOMÓPONTOK BEMUTATÁSA

A MOL Campus tartószerkezete több a szokványostól eltérő műszaki megoldást igényelt, melynek két alapvető oka volt. Az egyik fő ok, hogy az épület tartószerkezetére sok helyen „rásimul” az íves formavilágát biztosító burkolat. A koncepció tervezés során az íves acél és íves födémcsatlakozásoknál nem a tartószerkezet ideális pozíciója határozta meg a belülről burkolandó formát, hanem az építészeti burkolt térbe próbálták meg elrejtetni a tartószerkezetet, nem törődve a fő teherhordó elemek megfelelő csatlakozási pontjának kialakíthatóságával, ezáltal a csomópontalkotáshoz szükséges hely biztosításával. A részlettervezés során az angol építészek ragaszkodtak a vázlattevíri építészeti forma megtartásához, így beszorítva és kényszerpályára állítva a tartószerkezeti elemek csatlakozási lehetőségeit. További problémát okozott, hogy az előtervezés során az angol mérnökök nem fordítottak hangsúlyt a szakági igények összehangolására. Így történhetett meg az, hogy az épület merevítőmagjai az előtervezés során úgy lettek mindenhol tömör faltestként megjelölve, hogy a 28 emeletet ellátó teljes gépészeti fel- ill. leszállóaknak, erős és gyengeáramú rendszerek, tűzoltó rendszerek a magon belül voltak elhelyezve, nem gondolva azok áttörés igényeire.

Az átlagostól eltérő műszaki megoldások másfelől az épület 160 méteres szerkezeti magasságából adódtak. A következőkben példaképpen bemutatunk a hétköznapi mérnökgyakorlatban ritkán előforduló műszaki megoldásokat, csomóponti kialakításokat.

4.1. Lemezalap

A toronyház alaplemeze egy 2,2 méter szerkezeti vastagságú nyírt-hajlított lemezalappal lett kialakítva. A lemezalap megnevezése arra utal, hogy a lemezalap területének 70-80 %-án a lemezalap által transzferált nyíróerő mértéke meghaladja a lemezalap nyírási vasalás nélküli teherbírását, így annak kengyelezése vált szükségessé. A lemezalap a kötéshő okozta termikus hatások minimalizálása végett C30/37-es betonminőségből készült. Az alapháló szükséges vasalása –mely biztosítja a 0,2 mm-es repedéstágassági korlátozást- $60 \text{ cm}^2/\text{m}$ (irányonként két réteg $\phi 28/20$) mennyiségben lett meghatározva. Felső vasalása $46 \text{ cm}^2/\text{m}$ (irányonként két réteg $\phi 28/20 + \phi 20/20$). A lemezalapot terhelő legnagyobb oszloperő tervezési értéke közel $60\,000 \text{ kN}$. Ezen oszlopok alatt az alsóvasalás mértéke irányonként $283 \text{ cm}^2/\text{m}$ öt rétegben elhelyezve. A lemezalap nyírási teherbírását speciálisan konstruált kengyelkosarak alkotják. A kosár oldalait nyíróerő intenzitástól függően egy vagy több rétegű $\phi 16$ vagy $\phi 20$ -as átmérőből kialakított U kengyelek alkotják. A kengyelek tetejébe számolvasak ülnek, melyek segítségével a kengyelkosár távtartóként is funkcionál, továbbá biztosítja, hogy a felső vasalás elhelyezhető legyen oly módon, hogy a nyírási kengyelezés szabvány szerint átölelje a felső lemezvasalást. A



1 ábra. Lemezalap nyírókosár

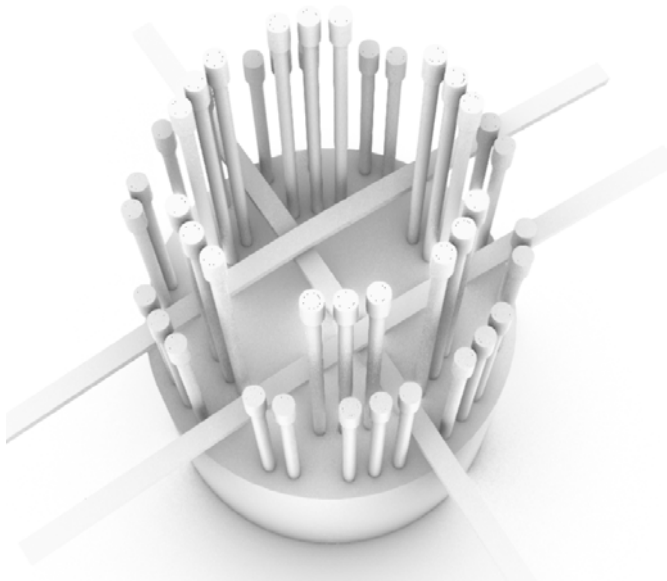
kengyelkosarakat a munkaterületen előszerelték, majd beemelték. Így a nagyszámú beépített kengyelkosár ellenére a vasszerelési munka jó ütemben haladt.



2. ábra. Torony lemezalap vasalása, vasszerelése

4.2. Pászmaátvezetés sűrűn vasalt csomópontokon

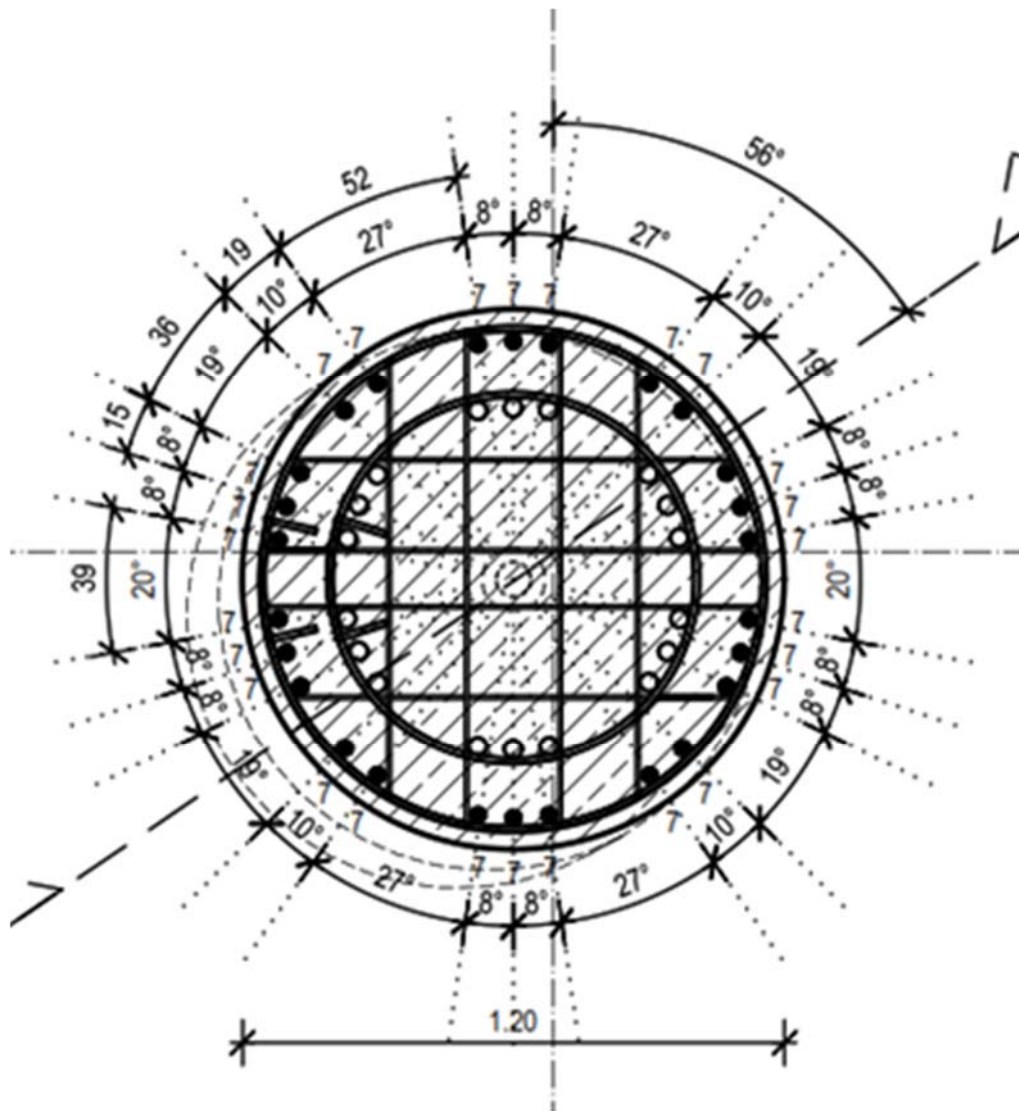
A MOL Campus felszerkezetének földemei tapadóbetétes feszítópázmákkal kialakított utófeszített rendszerűek. A kábeleket több esetben sűrűn vasalt zónákon kellett átvezetni, ahol fontos volt a tervezés fázisában ellenőrizni a csomópont szerelhetőségét, a beton bedolgozhatóságát. Ilyen kritikus pászmaátvezetési pont többek között a földszint és 4. emelet között található két darab 120 cm átmérőjű köroszlop, melyeken a tervezési oszloperő **56 000 kN**. A C55/67-es betonminőségű oszlopok kellő teherbírásához 5 %-os vashányad szükséges, ami két koncentrikus körön kiosztott 44 db $\phi 40$ -es betonacélt jelent. Biztosítani kellett továbbá, hogy a vasaláson egyik főirányban egy darab rá merőlegesen két darab egyenként 7 cm szélességű pászmavédőcső átfűzhető legyen.



3. ábra. Pászmaátvezetés nagy teherbírású, sűrűn vasalt kör oszlopon

A probléma megoldására egyedi hegeszthetős kengyeleket alkalmaztunk, melyek kvadránsokba rendezték az oszlop hosszvasalását, a kvadránsok között pedig „folyosókat” képeztünk, melyekben megoldhatóvá vált a pászrok oszlopfejen történő átvezetése, illetve az oszlopok hosszvasalásának pozícióban tartása.

Annak érdekében, hogy az oszlop toldási zónájában se haladja meg a fajlagos vasmenyiség a szabvány által előírt 8%-ot a hosszvasalások toldása menetes betonacéltoldóval történt. A belső és külső gyűrű magassága eltérő, így a csatlakozó menetesszerű hosszvasalások szorítószerszámmal történő behajtásánál a külső kör nem akadályozza a belső körhöz történő hozzáférést.



4. ábra. Nagy teherbírású vasbeton kör oszlop vasalása

4.3. Födémekbe elhelyezett speciális szerelvények és további különleges csomópontok

A födémekbe számos helyen kerültek acélszerelvények, túlnyomó többségük halfen sín, mely a homlokzati elemek rögzítésére szolgált, ezen kívül szerelvények kerültek be a 160 méter magas toronydaruk rögzítésére, az építési munkálatokat megkönnyítő szélpajzs biztosítása számára, a kúszózsálatnak, továbbá több öszvérszerkezetű elem fogódószerelvénye is elhelyezésre került.



5. ábra. 160 m magas toronydaruk kikötő szerelvénye

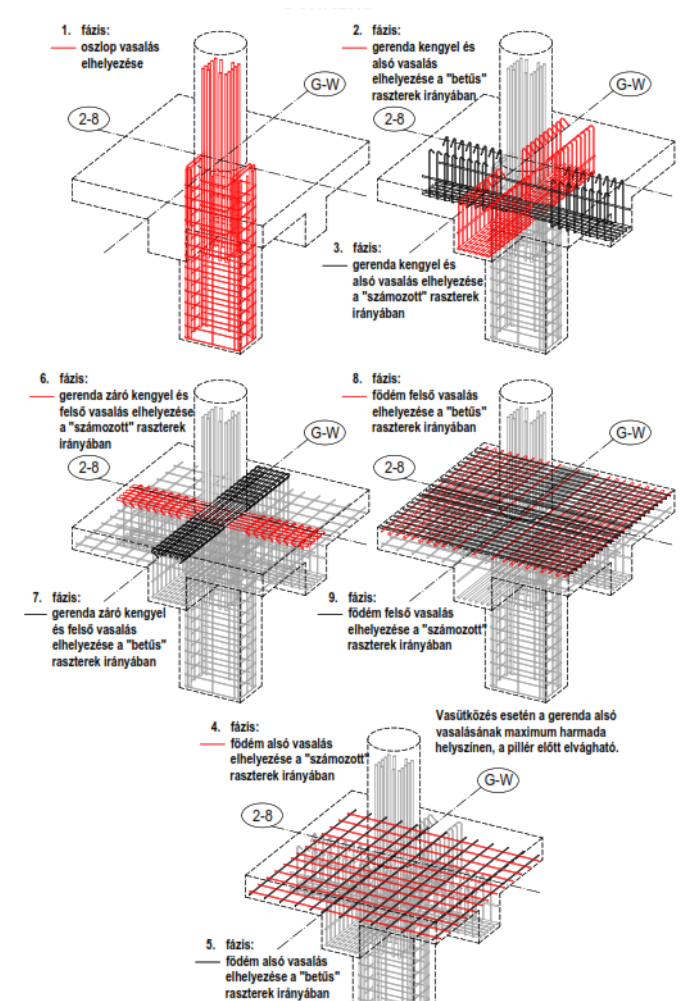
Ezen elemeket kellett minden egyes szinten egymással továbbá a pászmnyomvonalakkal, a pászmavégeken kialakított aktív lehorgonyzó végek számára szükséges harangok helyével összehangolni. Az ütközésmentesítés és az ezzel járó koordináció önmagában hónapokig tartó komoly feladatot jelentett.

Az épület tartószerkezetének kizárólag a vasalása nem történt 3D modellezés segítségével. Ez alól azonban azon összetett csomópontok kivételt képeztek, mely esetében térbeli részletmodelleket készítettünk, ahol a már korábban is említett szerelhetőség, illetve betonozhatóságot vizsgáltuk. Ilyen csomópont volt az épület torony és pódium részét összekötő monolit felbetonnal együtt dolgozó acélgerendás öszvér födémrészének fogadószerelvénye is, mely alakváltozás korlátozás miatt félmerev befogással lett kialakítva.



6. ábra. A torony és pódium épületrészt összekötő öszvér szerkezetű átkötő hidak bekötő csomópontja

A 3D modellalkotással lehetőségünk volt a betonacél ütközések ellenőrzése, továbbá a terveken megjelenített térbeli rajzok segítették a vasszerelők helyszíni munkáját.



7. ábra. B1 feletti alulbordás monolit vasbeton födém vasalási sorrendje

5. FÖDÉMSZÉLEK ALAKVÁLTOZÁSÁNAK ÖSSZEhangolása

Az épület feszített födémek szükséges szerkezeti vastagsága, a lokális födémrész kivastagítások, merevítő alulbordák méretezése a tendertervezés alatt lezajlott. Ebben a fázisban azonban az épület homlokzatáról részletes specifikáció, mely az elemes homlokzat csatlakozó profiljainak mozgástományát meghatározta volna, nem állt rendelkezésre. Ennek hiányában az épület lemezmezőit úgy terveztük, hogy a födémek végértéki lehajlása sehol nem haladta meg a szabvány által előírt $L/250$ határértéket, továbbá a hasznos teherhányadból nem nagyobb az alakváltozás, mint a födémfeszítáv ötszázad része. Az épület jelentős részén a homlokzati raszteren lévő oszlopok feszítávolsága elérte a 12-14 métert, melynek kétszázötvened része meghaladja az 5 cm-t. További problémát okozott, hogy az épület formájából adódóan az épületnek –a pinceszinteket leszámítva- nincs két egyforma födémkontúrral rendelkező szintje. A ferdén kialakított homlokzati oszlopsoroknak köszönhetően a szélső mezők raszterávolsága ezáltal a szélső mezők feszítávolsága szintenként jelentős eltéréseket mutat. Így a födémek állandóteher okozta lehajlása szintenként eltérő.

A kiviteli tervezés korai szakaszában homlokzati szakkivitelező hiányában a homlokzatépítés időbeni ütemezése sem volt ismert. Ennek jelentősége az alábbiakban rejlik: a födémlehajlás időben elnyúló folyamat, ahol az alakváltozások meghatározásához az egyes teherlépcsők működtetésekor fennálló beton életkora is fontos tényező. Két egymás alatt-felett elhelyezkedő födém esetén, mely az állandó terhektől eltérő mértékben alakváltozik, nem elhanyagolható szempont, hogy a homlokzatépítés a beton két hetes, vagy hat hónapos korában történik-e meg? A homlokzat ugyanis szereléskor még állítható, így a panelezésig lezajló alakváltozás a homlokzati elemek szempontjából korrigálható.



8. ábra. Pódium épület térbeli keresztmetszete

A generálkivitelező választása egy holland homlokzatépítő (SBV) cégre esett, akik a homlokzati rendszer gyártmánytervezését, gyártását, és helyszíni szerelését végezték. A tartószerkezeti tervek kidolgozottsági szintje már előrehaladott állapotban volt, amikor a homlokzatgyártója megadta az alakváltozási határértékeket, melyek mellett biztosítható azon építészeti elvárás, hogy az üvegtáblák közötti takaróprofil mérete minimális legyen. A homlokzati követelményrendszer szerint egy homlokzati üvegtábla csatlakozó alsó és felső födéme között a megengedett legnagyobb lehajláskülönbség 2 cm. A feszes építési ütemterv miatt az elemeket 4-5 szinttel, azaz pár héttel a szerkezetépítést követve kívánták beemelni. Ez tartószerkezeti szempontból azt jelentette, hogy a homlokzati elemeknek nemcsak a hasznos terhek okozta lehajláskülönbségeket, hanem az eltérő geometriájú födémeik állandóteher okozta hosszútávú lehajlásértékeinek különbözetét is fel kellett volna venniük. Az állandóteher lehajlási végérték különbözete, ill. a hasznos terhek kvázi állandó része összességében az lemezszélek jelentős részén 2 cm-t jelentősen meghaladó mértékű volt.

A homlokzati igények megismerését követően a felszerkezet kivitelezésének megkezdése előtti „utolsó órában” a feszített födémelek gyártmánytervezőjével közösen elvégzésre került egy födémrendszer optimalizáció, melynek során az összes födémcséleli lemezmezőben kiszámolásra került az állandó terhek okozta kezdeti, végértéki, ill. a hasznos terhek okozta lehajlások, továbbá azok különbsége az egymás alatt-felett lévő födémcséleli pontok viszonylatában.

MOL Campus

Toronyépület földémszéli függőleges alakváltozások

7.EM-8.EM közötti mértékadó lehajláskülönbség

Vizsgált pontok	1	2	3	4	5
Δe_3	0,5	-3,5	12,5	9,0	-
$e_{\text{hasznos,8.EM feletti}}$	2,5	-0,5	6,0	-2,0	-
Kúszás és hasznosteher okozta lehajlás különbség	3,0	-4,0	18,5	7,0	-

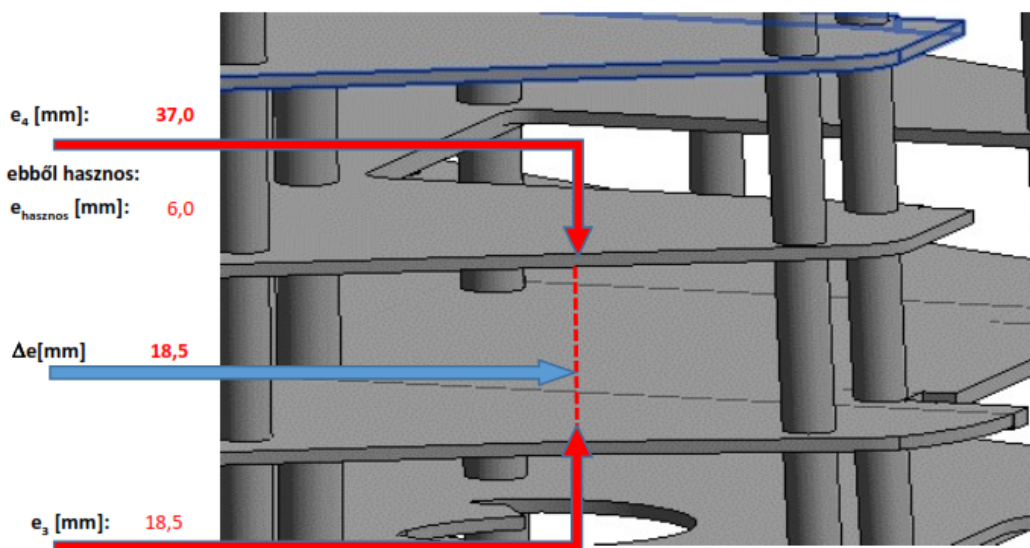
Magyarázat:

+ előjeles érték:

magasságkülönbség csökkenés

- előjeles érték:

magasságkülönbség növekedés

Mértékadó pontok pozíciója

9. ábra. Födémzél lehajlásvizsgálat

Az áttervezés során egyes esetekben a túl nagy lehajlási értéket adó lemezmezők megerősítése történt, a pázsaszám növelésével, vagy végső esetben alulbordás feszített gerendasávok beiktatásával, erre azonban csak a legvégső esetben kerülhetett sor, mivel az álmennyezeti tér oly mértékben telített, hogy nem volt hely jelentős födémvastagításoknak. Más esetekben a túl merev födémzéléknél végeztünk födémvastagság csökkentést, illetve készítettünk a födém számára többlet súlyt jelentő vasalatlan felbeton a szerkezeten, annak érdekében, hogy a lehajlás értékeket megnövelve hozzuk szinkronba a födémeket a szomszédos szintek alakváltozásával.

Az áttervezés következtében sikerült elérni, hogy a földémszéli lehajláskülönbségek szélsőértéke 32 mm-ről 17 mm-re csökkent.

A MOL Campus tartószerkezeti tervezése 2017-től 2021-ig közel négy éven át tartott. A tartószerkezet építési munkák komolyabb fennakadások nélkül, ütemterv szerint haladtak, melynek köszönhetően a szerkezetépítő a vállalt határidőn belül 2021 nyarán szerkezetkész állapotot jelenthetett. Köszönet illeti a generál statikus feladatokat ellátó Hydrastat Kft. munkatársain túl a munkatérhatárolás kiviteli terveit készítő BL2 Mérnöki Tervező iroda munkatársait, a feszített födémek gyártmányterveit készítő Propontis kft. mérnökeit, továbbá az acélszerkezetek gyártmányterveit készítő BIM Design kollégáit.