

A **fib** MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



Prof. Dr.-Ing.

Laszlo M. Palotas, Ph.D.

A 2018. ÉVI PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ ÁTADÁSA

2

DR. TRÄGER HERBERT ELŐADÁSA A PALOTÁS- DÍJ ÁTADÁSAKOR

6

Várdai Attila -

Madaras Botond

VIA FERRATA ÚTVONALAK TERVEZÉSI ELŐÍRÁSAI

11

Kanizsár Szilárd

TORONYHÁZAK ALAPOZÁS- ÉS SZERKEZETTERVEZÉSE - 2. RÉSZ

19

2019/1

XXI. évfolyam, 1. szám

- szigetelések (mélyépítés, magasépítés),
- korrózióvédelem (üzemi, helyszíni),
- sóvédelem,
- közlekedési, mélyépítési, magasépítési létesítmények építési munkái (autópálya-hidak, felüljárók, mélygarázs),
- hidak és egyéb mérnöki létesítmények rehabilitációs munkái,
- környezetvédelmi létesítmények készítése (hulladéklerakók, hulladékgyűjtő szigetek),
- injektálások, betonlövési munkák, zajvédő falak építése és felújítása, ipari padlóburkolatok kialakítása,
- földművek készítése,
- szennyvízkezelési, szennyvízelvezetési rendszerek építése,
- vízepítési kivitelezés.



HÍDTECHNIKA Hídépítő Karbantartó és Szigetelő Kft.

1138 Budapest, Karikás Frigyes u. 20. • Tel.: 06-1-465-2329 • Fax: 06-1-465-2335

E-mail: hidtechnika@hidtechnika.hu

www.hidtechnika.hu

VASBETONÉPÍTÉS

műszaki folyóirat
a **fib** Magyar Tagozat lapja

CONCRETE STRUCTURES
Journal of the Hungarian Group of **fib**

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Barta János
Dr. Bódi István
Dr. Csíki Béla
Dr. Czoboly Olivér
Dr. Erdélyi Attila
Dr. Farkas György
Koloszi Gyula
Dr. Koris Kálmán
Dr. Kopecskó Katalin
Dr. Kovács Károly
Dr. Kovács Imre
Dr. Kovács Tamás
Lakatos Ervin
Dr. Lublőy Éva
Mátyássy László
Dr. Móczár Balázs
Dr. Nehme G. Salem
Dr. Orbán Zoltán
Pisch Zsuzsanna
Polgár László
Dr. Sajtos István
Telekiné Királyföldi Antónia
Dr. Tóth László
Várdai Attila
Dr. Völgyi István
Vörös József

Lektori testület:

Dr. Dulácska Endre
Királyföldi Lajosné
Dr. Loykó Miklós
Madaras Botond
Dr. Madaras Gábor
Dr. Orosz Árpád
Dr. Ratay Robert
Dr. Szalai Kálmán
Dr. Tassi Géza
Dr. Tóth Ernő
(Kéziratok lektorálására más
kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a **fib** Magyar Tagozata

Kiadó: a **fib** Magyar Tagozata

(**fib** = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és
Magasépítés Tanszék

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

WEB <http://www.fib.bme.hu>

Az internet verzió

technikai szerkesztője: Dr. Czoboly Olivér

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a **fib** Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

Tel.: 463-4068, Fax: 463-3450

Címlapfotó:

Előregyártott homlokzati panelek, Canada

Fotó: Dr. Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

2 PROF. DR.-ING. LASZLO M. PALOTAS, PH.D.
A 2018. ÉVI PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ ÁTADÁSA

6 **DR. TRÄGER HERBERT ELŐADÁSA**
A PALOTÁS-DÍJ ÁTADÁSÁKOR

11 VÁRDAI ATTILA - MADARAS BOTOND
VIA FERRATA ÚTVONALAK TERVEZÉSI
ELŐÍRÁSAI

19 KANIZSÁR SZILÁRD
TORONYHÁZAK ALAPOZÁS-
ÉS SZERKEZETTERVEZÉSE – 2. RÉSZ

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvaterv Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,
Betonmix Mérnökiroda Kft., CAEC Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft.,
Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,
BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

LASZLO M. PALOTAS ELŐADÁSA AZ ÁTADÓ ÜNNEPSÉGEN



Prof. Dr.-Ing. László M. Palotas, Ph.D.

DOI: 10.32969/VB.2019.1.1

**Mélyen Tisztelt Elnök Úr!
Tisztelt Hölgyeim és Uraim,
Kedves Ünneplő Vendégek!**

Köszönetemet fejezem ki a **fib** Magyar Tagozatának, különösen a **fib** Magyar Tagozata Elnökének, **Balázs L. György** professzornak, hogy ebben az évben is megtisztelték a 2018. évi Palotás László-díj átadásával, és így részese lehetek a díjátadás ünnepségének.

Szeretettel köszöntöm **dr. Träger Herbert** c. egyetemi docent, a Közúti Hidosztály ny. vezetőjét, a *Vasbetonépítés* valamint a *Concrete Structures* folyóiratok szerkesztőjét, és nagy örömmel gratulálok a Palotás László-díj odaítéléséhez.

Ami szép volt a *60-as években*, Olaszországból jött hozzánk: a Vespa Piaggio, a Spider Alfa Romeo, a Valentino ruhák, a Gucci táskák, a Fellini filmek, az Olivetti írógépek. Éppen ebben az időben, 1963 és 1967 között épült fel **Riccardo Morandinak** (1902-1989) – **Pier Luigi** mellett a 20. század legnagyobb építészének (1. ábra) – egyik legszebb hídja az ún. Morandi híd Genovában.



1. ábra: Riccardo Morandi (2. jobbról) a híd 1967-es átadásánál a híd modellje előtt

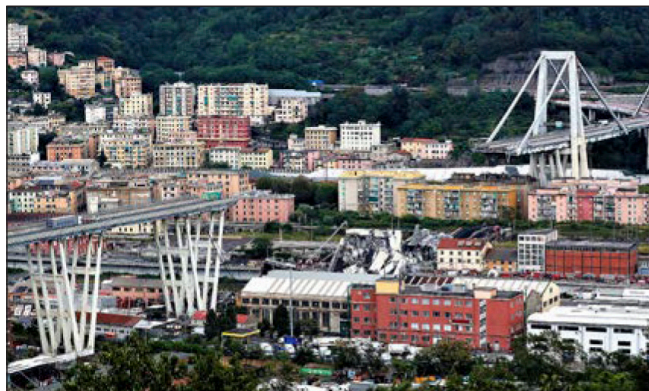
A híd, mely könnyedén és szellősen emelkedett a Polcevera-völgy fölött, egyúttal a haladás, a technológia és az innováció évtizedének emlékművévé és szimbólumává vált Olaszországban (2. ábra)

Éppen ez, az 1967-ben átadott genovai Polcevera-Viadukt – amely az olaszországi fejlődéskora hajnalának kapuit nyitotta meg – 2018. augusztus 14-én 11:36-kor összeomlott (3. ábra).

A Morandi híd egyébként kezdettől fogva kissé problémás volt. Az átadás után a főtartó elemei meg-megsüllyedtek, emiatt az autópálya aszfaltján bukkánók, hepehupák, repedések keletkeztek. Az egyre öregebb építménynek közben egyre nagyobb terhelést kellett kiállnia: naponta 25 ezer teherautó és kamion haladt át rajta. 1992 és 1994 között a híd részben erősen



2. ábra: A Morandi híd az összeomlás előtt



3. ábra: A Morandi híd az összeomlás után

korrodálódott acélelemei renoválásra kerültek. A ferdekábeles szerkezetet már ekkor újabb acélkábelek beépítésével kellett stabilizálni. Ezután is folyamatos felújítás és ellenőrzés alatt állt, de egyre kevésbé bírta a növekvő igénybevételt. A hídon évente több mint 25 millió gépjármű haladt át – a harminc évvel ezelőtti forgalom négyszerese. A kilencvenes évek végére a felújítási munkák már többre kerültek, mint maga a híd megépítése. Antonio Brencich, a Genovai Egyetem Építőmérnöki Karának professzora 2016-ban egy szaklapban arról írt, hogy a hídnak alapvető szerkezeti hiányosságai vannak, mivel annak idején rosszul becsülték meg a beton deformációiból adódó mozgásokat. Brencich szerint egy ilyen hídnak legalább 80 évet ki kellene bírnia nagyobb felújítás nélkül.

Riccardo Morandi egyébként tudatában volt konstrukciója gyengeségének, és állítólag élete vége felé aggodalmát fejezte ki a híd összeomlását illetően. Ő persze még nem számíthatott sem a forgalom hatalmas növekedésével, sem azzal, hogy milyen gyorsan korrodálódnak a kívülről láthatatlan acélkábelek a sós tengeri levegő és az ipari gázok hatására. Morandi három hidat tervezett a Polcevera-viadukt mintájára. Sajnos a másik két hídból a Genovai katasztrófa után



4. ábra: A világ első ferdekábeles hidja Venezuelában



5. ábra: Morandi Wadi al Kuf viaduktja Líbiában

ma már csak egy van használatban, a közel kilenc kilométer hosszú, 1962-ben felépült General-Rafael-Urdaneta-híd (vagy Maracaibo-híd), a világ első ferdekábeles hidja, mely a Maracaibo tavat íveli át Venezuelában (4. ábra).

Az 1971-ben Líbiában épített Wadi al-KUF Viaduktot biztonsági okokból le kellett zárni a múlt év októberében (5. ábra).

A genovai Morandi híd összeomlása ösztönzött arra, hogy tanulmányozzam hidak összeomlásának okait és katasztrófák gyakoriságát és a rövidnek szánt hagyományos bevezetőmben ismertessem „vizsgálataim” eredményeit. Mint a továbbiakban kiderül, ez teljesen reménytelen vállalkozás lett volna, hiszen a hídkatasztrófák száma sajnos lényegesen túllépte legrosszabb elképzeléseimet is. Csak az összegyűjtött hídkatasztrófák listájának felolvasása legalább két órát venne igénybe!

„Az új incidensek tanulmányozása során nyilvánvalóvá vált, hogy a sajtóban és az interneten való hatalmas lefedettség ellenére egyre nehezebb tudomást szerezni az érintett struktúrákról és azok kudarcáról. Ez még a szakcikkre is vonatkozik folyóiratokban. Az érintettek elkerülik az őszinte kijelentéseket a lehetséges jogkövetkezményektől való félelem miatt. A nyilvánosságra hozott hírek leginkább a nagyközönség szenzációra vonatkozó étvágyát elégítik ki” - írja Scheer professor a „Failed Bridges Case Studies, Causes and Consequences“ 2010-ben megjelent könyvének előszavában. Míg e könyv 18 évvel ezelőtt, 2000 év végén megjelent „Versagen von Bauwerken – Ursachen, Lehren. Band 1: Brücken” című német nyelvű első kiadása összesen 446 hídkatasztrófát mutat be, az angol nyelvű korszerűsített kibővített kiadásban az összeomlott hidak száma 2009-ig már 536-ra emelkedett. A könyv a hídkatasztrófák okait 9 kategóriába osztotta fel és a kategóriáknak megfelelően több mint háromszáz oldalon keresztül analizálja a katasztrófák, összeomlások és meghibásodások okait (1. táblázat).

1. táblázat: Hídkatasztrófák okai

Kategória	Hídkatasztrófa oka	Esetek száma	
		Részletes információval	Részletes információ nélkül
1	Építési hiba	105	20
2	Külső behatás nélkül	107	35
3	Hajók összeütközése	59	5
4	Forgalom a híd alatt	19	0
5	Forgalom a hídon	21	5
6	Árvíz, jégtorlódás, hurrikán	41	13
7	Tűz vagy robbanás	22	4
8	Földrengés, szeizmikus tevékenység	6	0
9	Állványozás	60	14
Összesen		440	96

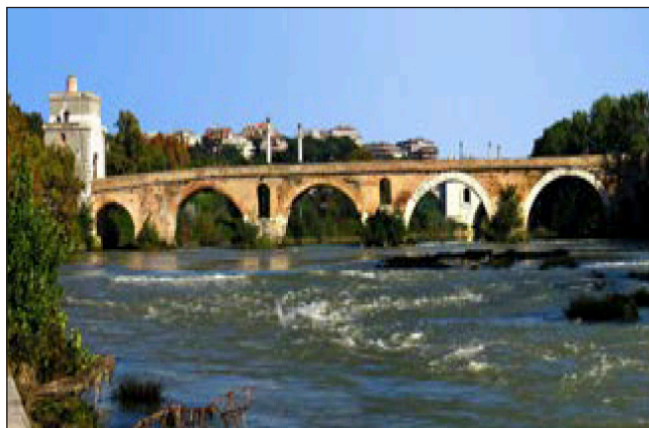
A hídkatasztrófák, hídkárosodások száma saját vizsgálataim (folyóiratok, cikkek, internet, TV) szerint napjainkig – tehát 10 év elmúltával - ismét legalább 100 esettel növekedett meg. Így a következőkben a közel 700 hídkatasztrófa közül csak néhány, történelmileg érdekesebb vagy drámaibb esetet szeretnék röviden ismertetni. Kezdjük a középkorban!

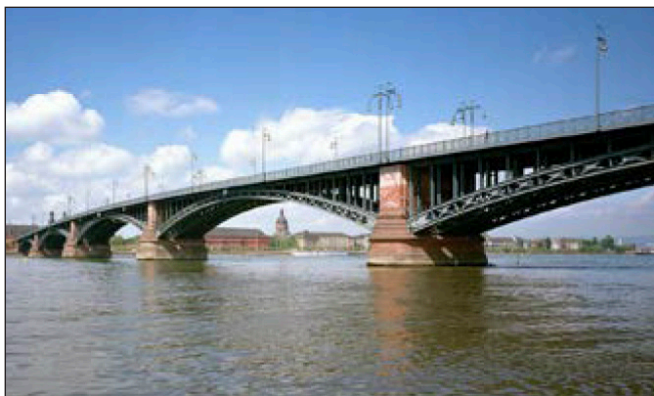
Milvius pontonhíd A Milvius-hídi csata 312. október 28-án zajlott le a Rómához a Via Flaminian érkező Nagy Konstantin és a Rómát védő -Maxentius császár között. Maxentius használhatatlanná tette a Rómába vezető hidakat, de később ponton-hidakat építtetett, a Milvius-hídtól északra. Konstantin gyalogosai a Tiberis felé szorították Maxentius katonáit. Maradt a menekülés a pontonhíd felé, azonban a rögtönzött pontonhíd leszakadt, és elsőként Maxentius császár tűnt el a vízben.

A csata sorsdöntő volt a kereszténység számára. Euszebiosz szerint a csata előtti napon, 312. október 27-én a Milvius-hídhöz közeledő Nagy Konstantin különös jelenségre lett figyelmes: A napban megjelent egy kereszt és alatta egy írás: „Ev τούτου νικά“, *In hoc signo vinces*. (E jelben győzni fogsz). Hosszú ideig ez a jel érhetetlen volt Konstantin számára, végül is azonban a keresztény befolyás alatt valóban azt hitte, hogy a keresztények Istene állt mellé, és az ő segítségével aratott győzelmet a Milvius-hídnál. A csata után olyan császár került hatalomra, aki egy év elteltével bevezette a szabad vallásgyakorlást.

Az évszázadok során a Milvius-hídat többször is felépítették

6. ábra: A Milvius-híd 2005-ben

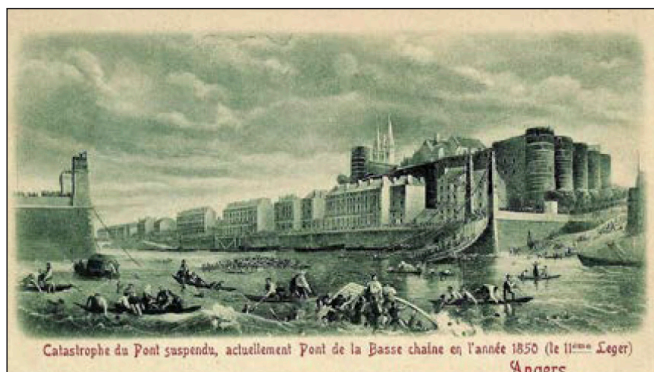




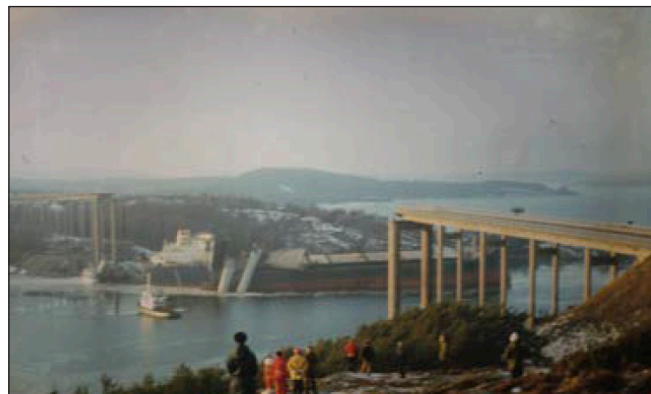
7. ábra: Theodor Heuss hid Mainzban



9. ábra: Tacoma Narrows hid (www.yelp.de)



8. ábra: Az Angers-i függőhid katasztrófa 1850-ben



10. ábra: Almöbronni ívhíd összeomlása

és lerombolták, most gyalogos hídként szolgál, miután 1951-ben a közeli Ponte Flaminio hidat átadták a közúti forgalomnak (6. ábra).

Nagy Károly Rajna-hídja - fahíd volt a Rajna mentén (Rhenus Mogontiacum) a mai Mainz és Mainz-Kastel között, amely Károly uralkodása (768-814) alatt 10 évig épült az egykori római híd (Pons Ingeniosa, egy római kőoszlopos híd) alapjain. Ez a 750 m hosszú, (mint a folyó szélessége ezen a helyen) - a korai középkorban egyetlen legnagyobb rajnai híd - 813-ban, röviddel befejezését követően (egy évvel Nagy Károly halála előtt) leégett. Természetesen a hidépítés miatt munkanélkülivé vált rajnai rév embereit azonnal a híd felgyújtásával vádolták. Nagy Károly halála miatt a hidat már nem javították ki, noha intézkedett, hogy építsék újjá kőből. Így több, mint **ezer év** telt el, mielőtt Mainznál állandó hidat építettek fel a Rajnán.

A Friedrich von Thiersch által tervezett, ma Theodor Heuss híd 1885 óta kötötte össze Mainzot és Mainz-Kastelt. 1933-ban a hidat áttervezték, 1945-ben a második világháború alatt megsemmisült. A háború után a rekonstrukció az 1933-as és 1950-es évek rekonstrukciójának tervei szerint kezdődött meg. Az 1991-1995-es évek között a hidat - a modern igényeknek megfelelően - felújították.

Az 1838-ban felépített 102 m fesztávolságú **Maine-i függőhíd** Loire tartományban, Angers-ben, **1850 április 16-án** összeomlott, amikor egy katonai zászlóalj esőben és erős szélben áthaladt a hídon. Bár a katonák nem szinkronban meneteltek, de már a kis szél is vibrációhoz vezetett. A katonák akaratlanul erősítették a rezgéseket, így a kábel egyik oldalon elszakadt és az útpálya átlósan lezuhant a folyóba. **226 ember halt meg** - ez a történelem egyik letragikusabb hídkatasztrófája (8. ábra).

A **Tacoma Narrows híd** 1940-ben épült, akkoriban a világ harmadik leghosszabb hídja, a kor legmodernebb függőhídja volt. Azonban már az átadás után furcsán viselkedett, szeles időben sokszor berezonált a híd, „galoppozni”

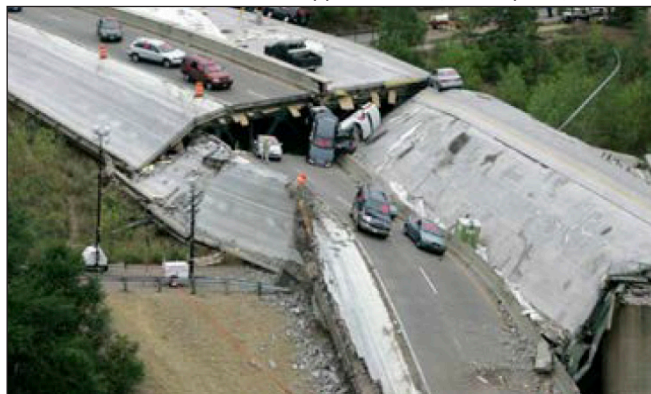
kezdett (*Galopping Gerti*). Négy hónappal felavatása után, **1940 november 7-én** az erős szél okozta belengés és a rezonancia miatt leszakadt (a széllelőkések frekvenciája a híd sajátfrekvenciájának közelébe esett). Az összeomlás előtt, a hidat már lezárták a közforgalmú forgalom elől, így egyetlen ember sem halt meg (9. ábra).

Az 1960-ban átadott, 278 méteres **Almöbronni csöves ívhíd**

11. ábra: Az eschedei vasúti baleset



12. ábra: Interstate-35W Mississippi River- híd (AP M. Specer)



a svéd szárazföldet kötötte össze a Tjörn szigetével. Amikor **1980 január 18-án** egy norvég teherhajó éjjel 1:30-kor egy hídpillérnek ütközött, a híd 300 méter hosszú központi része összeomlott és a hajóra esett (10. ábra). Az összeomlás után a sötétség és a köd miatt hat autó és egy tehergépkocsi haladt át a hídon és lezuhantak a mélybe. Nyolc ember halt meg.

Az **eschedei vasúti baleset** 20 évvel ezelőtt, **1998. június 3-án** 10:58 perckor történt Németországban a Hannover–Hamburg nagysebességű vasútvonalon. Az ICE 884 számú vonat egyik kocsijának kerekén eltört az acélabroncs (anyagkifáradás miatt), amelynek darabjai szétszóródtak, egyik része az utastérbe fúródott. A hajtófej mögötti harmadik kocsi egy váltón kisiklott, majd a második váltó után keresztbe állt a pályán, és 200 km/h sebességgel nekicsapódott egy közúti **betonhídnak**, ami összeomlott (11. ábra). A tragédiában 101 ember életét veszítette, 88 súlyos, további mintegy 100 személy könnyebb sérülésekkel került kórházba.

Az 1967-ben épített acél rácsos **Interstate-35W Mississippi River-híd** Minneapolisban **2007 augusztus 1-én** omlott össze csúcsidőben 18.05 órakor (12. ábra). Körülbelül 50 jármű esett le 20 méterrel a folyó felett a vízbe vagy a partokba, 13 ember veszítette életét. A baleset oka **tervezési hiba** és a rossz irányítás volt.

Az 1910-ben épült, fából készült vasúti híd a Colorado-folyó mentén San Saba és Lometa között Texasban **2013 május 23-án** leégett, és összeomlott (13. ábra).

A közútkezelő lezárta **Olaszország legmagasabb völgyhídját**, amely az Abruzzi és a Molise régiókat köti össze (14. ábra). A genovai hidomlás nyomán végzett ellenőrzések feltárták, hogy a viadukt 185 méter magas középső pillére az évek során gyakorlatilag elfordult a talapzatán, és csak egy keskeny rész tartja, ezen kívül belső problémákat is észleltek a tartószerkezetben. Augusztus 16-án a Richter-skála szerint 5,1 magnitúdójú földrengés volt a térségben, ez is hozzájárult a híd állapotának romlásához. A hidat meghatározatlan időre zárták le.

George Santayana spanyol-amerikai költő és filozófus figyelmeztetően írta a „The Life of Reason” című 1906 ban

13. ábra: Fából készült vasúti híd leégése Texasban



14. ábra: Lezárták Olaszország legmagasabb völgyhídját



15. ábra: Az új genovai híd terve (hvg.hu)

megjelent könyvében: „Azok, akik nem tudnak emlékezni a múltra, arra vannak ítélve, hogy megismételjék.” (Those who cannot remember the past are condemned to repeat it).

Ez – úgy tűnik - a hídepítés területén is igaznak bizonyul.

Túl sok híd és állványzat omlott össze vagy sérült meg az utóbbi két évtizedben, ami sok ember halálát vagy sérülését okozta az egész világon.

Visszatérve a Genovai Morandi híd katasztrófájára, meggyőződésem, hogy az összeomlás elkerülhető lett volna, ha a híd felújításának, ellenőrzésének és karbantartásának munkáit dr. Träger Herbert vezethette volna.

A híd lebontását egyébként december közepén kezdik el.

Sajtóközlemények szerint a genovai születésű sztárepítész, a 80 éves **Renzo Piano** készíti a terveket a Morandi-viadukt helyére kerülő, hajóra emlékeztető új hídhoz (15. ábra). A tervek szerint a híd acélból épül, és napelemek segítségével fog éjszakánként világítani az a 43 lámpa, amely a Morandi-híd összeomlásakor meghalt 43 áldozatnak állít emléket. Az új híd előreláthatóan 2019 végére készülhet el.

Tisztelt Hölgyeim és Uraim, végezetül engedjék meg, hogy megismételjem Balázs professzor szavait:

“... kívánjuk, hogy a díjazott, dr. Träger Herbert tartós jó egészségben őrizze lankadatlan munkakedvét, emellett élvezze a sokszorosan megérdemelt nyugalmat is, leljen sok örömet családja körében.”

Köszönöm figyelmüket!

Budapest, 2018. december 3.

Prof. Dr.-Ing. Laszlo M. Palotas, Ph.D.

HIVATKOZÁSOK

Scheer, J. (2000): „Versagen von Bauwerken Band 1: Brücken”, Wilhelm Ernst & Sohn

Scheer, J. (2001): Versagen von Bauwerken Band 2: Hochbauten und Sonderbauwerke, Wilhelm Ernst & Sohn

Scheer, J. (2010): Failed Bridges, Wilhelm Ernst & Sohn, <https://doi.org/10.1002/9783433600634>

Mehlhorn, G.; Curbach, M. (2014): Handbuch Brücken, Springer, <https://doi.org/10.1007/978-3-658-03342-2>

https://de.wikipedia.org/wiki/Liste_von_Brückeneinstürzen

https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_bridge_failures

<https://hu.wikipedia.org/>

<http://www.wikiwand.com/de/>

<https://www.brueckenweb.de/>

<https://hna.de/>

<https://faz.net>

<https://www.echo-online.de/>

<https://www.watson.ch/>

<https://index.hu/>

<https://bazonline.ch/>

<http://www.Napi.hu/>

<https://movimento5stelle.it/>

<https://www.independent.co.uk/>

<https://www.metatube.com/en/>

DR. TRÄGER HERBERT ELŐADÁSA A PALOTÁS-DÍJ ÁTADÁSÁKOR

A *fib* Magyar Tagozata Palotás László-díjasának írása



Dr. Träger Herbert

DOI: 10.32969/VB.2019.1.2

Dr. Träger Herbertet Palotás-díjjal tüntették ki Az átadási ünnepélyen a hagyományoknak megfelelően előadást tartott, melynek témája élete és munkássága volt. E cikk az előadás szerkesztett változata.

Kulcsszavak: életmű, tanulmányok, munkahelyek.

Amikor a Palotás-díj eddigi kitüntetettjeinek névsorát nézegettem, sok kiváló tudós, oktató, és nevezetes műveket alkotó, gyakorlati szakemberek nevét látva, arra gondoltam, nem tartozom egyik csoportba sem. Nem vagyok a műszaki tudomány doktora, nem terveztem vagy kiviteleztem nevezetes építményeket, csak tettem a dolgomat, mint a KPM közúti hídosztályának tagja, később vezetője, most mégis Palotás-díjat kaptam.. Köszönöm a kuratóriumnak, hogy engem választottak. A következőkben megkísérem, hogy összefoglaljam életem és pályafutásom fontosabb eseményeit.

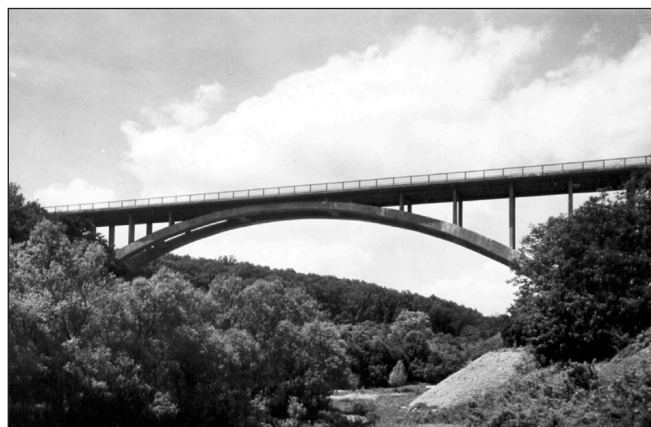
1927. szeptember 16-án születtem Budapesten. Családom apai ágon a most Ausztriához tartozó Pinkaföről származik.

1937-től 1945-ig voltam a Fasori Evangélikus Gimnázium tanulója. Az évkönyvekben kevés kivétellel, vastag betűkkel szerepeltem, ami kitűnő bizonyítványt jelentett. Háborús eseményekkel tarkított tanév után 1945. júliusban kitüntetéssel érettségiztem.

1945. szeptembertől a József Nádor Műszaki Egyetem mérnöki osztályának hallgatója voltam, felvételi vizsga nem volt. Sokan voltak, akik az előző években akadályoztatva voltak a felvételen, így népes évfolyam voltunk, sok jófejű hallgatóval.

Vermes Miklós személyében kiváló gimnáziumi kémia- és fizikatanárom volt. A kémia az első évben nem tűnt főtantárgynak. Úgy gondoltam, a gimnáziumból hozott tudással megélek és úgy is lett. Nem úgy a fizikánál, ahol hamar rájöttem, hogy itt bizony tanulni kell. És nem csak az egyetemen, hanem azután is, mindig. Működésem ideje alatt olyan újdonságok jelentek meg, mint az acélnál a hegesztés, a feszített csavaros kapcsolat, az ortotrop pályalemez, vasbetonnál az előregyártás és a feszítés, az adalékszerek, a különböző szigetelési rendszerek, újfajta korlátok, saruk és dilatációs szerkezetek, új méretezési elvek. Mindezekről az egyetemen nem tanulhattam.

A képzési idő négy év volt. Az utolsó évben híd, út, víz és geodéta szakok között kellett választani, a hídepítés mellett döntöttem. 1949 szeptemberében jeles végszigorlat után általános mérnöki oklevelet kaptam. Az utolsó tanévben a Korányi Imre által vezetett I. sz. Hídepítéstani tanszéken demonstrátorként működtem. A hídepítés egyik alaptantárgyát, a Tartók statikáját igyekeztem a lemaradt hallgatók fejébe beletömni. Ha a dolgok a hagyományok szerint mentek volna, valószínűleg tanársegéd, majd adjunktus, esetleg mai



1. ábra: A varasdi völgyhíd

szóhasználatlaltal docens (nem címzetes, hanem igazi) lehettem volna. Magasabb tudományos pályára nem áhitoztam, a felsőbb matematika nem volt az esetem.

Mivel azonban az illetékesek nem találtak alkalmasnak arra, hogy az ifjúság nevelésével foglalkozzam, tanársegédi kinevezésre nem számíthattam. (Mai szemmel nézve, hálás lehetek az illetékeseknek.) Más állás után néztem, és néhány hónapos tervezőintézeti tevékenység után 1950. április 1-jén a Közlekedés- és Postaügyi Minisztérium közúti hídosztályán kötöttem ki. Itt 38 évig dolgoztam megszakítás nélkül. Kezdetben a tervek jóváhagyás előtti átvizsgálásával és próbaterhelésekkel foglalkoztam, részt vettem a Petőfi híd acélszerkezetének hengerűrvívi átvételében.

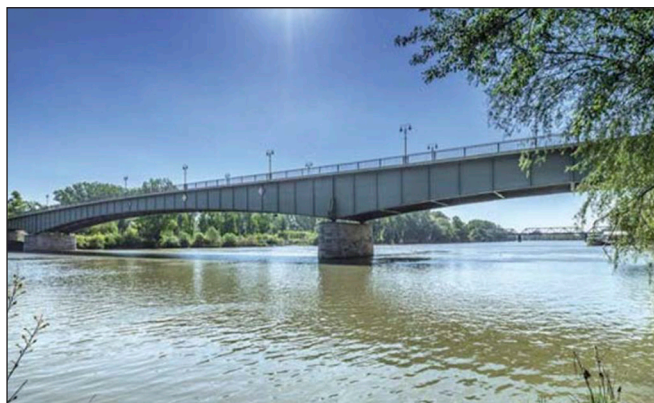
1952-től beosztott mérnökként különböző vidéki munkahelyek műszaki ellenőre voltam. Ezek közül említésre méltóak a 6. sz. út mecseki völgyhídjai, a Keleti-főcsatorna ívhídjai, a tokaji Tisza-híd, a sárospataki Bodrog-híd. Az előbbieket új építések voltak. Pécsnek nagyon hiányzott a megfelelő közúti kapcsolat, de bizonyára a Jugoszláviával kapcsolatos nemzetközi helyzet is indokolta az építést.

A nagyobb völgyhíd, 98 m-es támaszközü vasbeton ívével (1. ábra) különösen szép feladat volt egy kezdő mérnöknek. A kitzúszástól a próbakeveréseken és a próbakockák készítésén át az állványozásig és az állvány leeresztéséig mindent meg lehetett tanulni és gyakorolni.

A Keleti-főcsatorna első sorban öntözési célból épült, de a hajózás lehetőségével is számoltak. Néhány év alatt 20 hasonló, vasbeton ívhíd épült (2. ábra). Itt már nem voltam kezdő, Dobó



2. ábra: Keleti-főcsatorna-híd



3. ábra: A tokaji Tisza-híd

Istvánnal megosztotva a hidakon, önállóan láttuk el a műszaki ellenőri teendőket.

A Keleti-főcsatorna hídjai a hajózás miatt elég magasra épültek. Az alsópályás hidak teherviselő szerkezetének nagy része még feljebb, magasan az útpálya fölé került. Ehhez nagy állványzat volt szükséges, aminek láttán egy helybeli szekeres megkérdezte: „Mérnök úr, hogyan fogunk mi oda felmenni?”.

Évekkel később a főcsatorna néhány, súlyos korróziós kárt szenvedett hídját egy, ötletem alapján létre jött szabadalom szerint sikerült megmenteni. A vonókábeleken – megfelelő korrózióvédelem hiányában – szálszakadást észleltek. A sérült kábeleket lehetetlen lett volna kiszerezni és újakkal pótolni, amellet a hidakat alá kellett volna állványozni. Ehelyett a hídfők mögött erőteljes keresztgerendákat építettünk be és ezekbe horgonyoztuk a vonókábelek szerepét betöltő új, acél védőcsőbe helyezett kábeleket.

Tokajban és Sárospatakon a háború után épült ideiglenes szerkezetek helyett kellett végleges hidat építeni. A tokaji hídon most készülnek a kerékpárút átvezetésére, amihez jelentős



4. ábra: A sárospataki Bodrog-híd

átalakítás szükséges (3. ábra). A sárospataki hídnál nem a szokásos módon, a híd közepe a legmagasabb pont, hanem a híd végig hosszirányú esésben van. Így jobb a vízelvezetés és a kapcsolat a dombon levő várossal (4. ábra). A pálya megemelése eltemetett néhány nyomorúságos kunyhót, ezek helyett új házakat építettünk a város túlsó szélén. Így a magasépítésbe is belekóstoltam, bár a házak egyáltalán nem voltak magasak.

Az ötvenes években alig voltak nemzetközi kapcsolataink. 1958-ban háromtagú küldöttség érkezett az NDK-ból, tanulmányútra. Két középkorú, vezető beosztású mérnök és egy idősebb kolléga, aki olyasféle szerepet töltött be ott, mint én itthon, nyugdíjazásom után. Magyaros vendéglátásban részesítettük őket, mutogattunk mindent Budapesten és vidéken. Az utolsó estén ők láttak vendégül minket egy belvárosi étteremben. Össze is tegeződünk, ami náluk elég ritka.

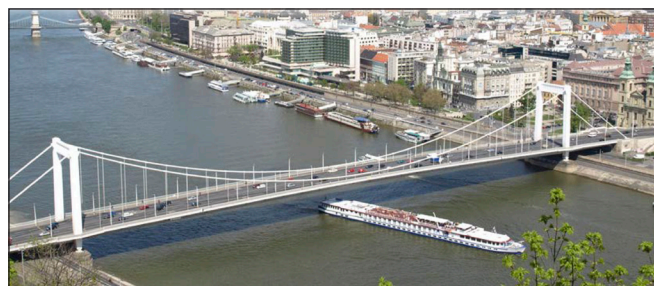
1960-tól a szolnoki Tisza- és ártéri híd átépítését már önállóan irányítottam (5. ábra). A munka azzal kezdődött, hogy a mederhíd ideiglenes szerkezetét oldalirányban el kellett húzni. Azóta sok ilyen feladatot kellett megoldani, de akkor ez „szenzáció” volt, főleg azért, mert a 4. sz. főutat néhány napra le kellett zárni és Szolnok két része is el volt vágva egymástól.

Az ártéri híd új nyomvonalon épült, az idő szorítása miatt biztosítani kellett, hogy a munka árvíz idején is zavartalan legyen. Az előregyártott szerkezetek alkalmazása akkoriban a fordított T-gerendákkal már megkezdődött, itt készültek először darabokban előregyártott, utófesztéssel összeszerelt gerendák, mégpedig 120 darab. Kettővel többet gyártottunk és ezeken különböző méréseket végeztünk, egészen törésig. Ezzel kapcsolatban jelent meg első német nyelvű dolgozatom a Nemzetközi Híd- és Szerkezetépítési Egyesület kiadványában.

1962-ben osztályvezető-helyettes lettem, egyebek mellett főleg a budapesti hidakkal, így az Erzsébet híddal is foglalkoztam (6. ábra). Főnököm Apáthy Árpád volt, akire és a mellette töltött évekre nagy szeretettel emlékezem. 1973-ban – párttagság nélkül – osztályvezetővé neveztek ki. Vezetőképző tanfolyamra küldtek, ahol a legérdekesebb előadás a vezetők egészségvédelméről szólt. Megkérdeztem, mit lehet tenni a dohányzás ellen. Azt ajánlotta az előadó, hogy hosszabb értekezleten legyen tilos a dohányzás és óránként tartsunk szünetet. A javaslatot sikerrel bevezettem.



5. ábra: A szolnoki Tisza-híd



6. ábra: Az Erzsébet híd



7. ábra: Az algyői Tisza-híd



8. ábra: A szegedi Bertalan Lajos Tisza-híd



9. ábra: A tahitótfalui Tildy Zoltán Szentendrei-Duna-híd

Tisztségemet 1988. évi nyugdíjazásomig töltöttem be. Beosztásomnál fogva minden magyarországi közúti híd tevékenységemhez tartozott, pl. a Hídszabályzat korszerűsítése révén. Az országos közutak hídjainál a feladatok rangsorolásával, a műszaki fejlesztéssel, a hídnilyántartás korszerűsítésével és sok más feladattal foglalkoztam. (A szakmában tréfásan pontifex maximusnak is neveztek.) Új feszített vasbeton felszerkezet-építési módszereket vezettünk be, a szabad szerelést, a szabad betonozást és a szakaszos előretolást. Ezekkel sok és jelentős hidat építettünk. Természetesen acélszerkezetű hidak is épültek, pl. az algyői Tisza-híd, darabokban előregyártott ártéri részekkel (7. ábra), a szegedi északi Tisza-híd, sok, előregyártott tartós parti nyílással (8. ábra) és a tahitótfalui Szentendrei-Duna-híd, előregyártott vasbeton pályalemezzel (9. ábra), de itt és most a vasbetonon van a hangsúly. Azt is meg kell mondani, hogy miközben szorgalmasan építettük a nagy és még nagyobb hidakat, a fenntartásra sohasem jutott elég pénz.

Visszatérve a korszerű feszített vasbeton hidakra, a szabad szerelés első színhelyén, Kunszentmártonban sok nehézség adódott (10. ábra), de a továbbiakban már 2-3 évenként készült el egy-egy új, ilyen híd a Körösök táján. Néhány év után ugyancsak szabadon szerelt, de egészen más jellegű híd épült Budapesten, a mai Nyugati téren. Százezrek látták naponta, én is, és éppen szabadságra készülve, feltűnt, hogy a híd alakja nem megnyugtató. Mondtam az kivitelezőknek, hogy vigyázzanak, mert a hiba halmozódhat. Mégis így történt, mire visszajöttem szabadságról, akkora lett a hiba, hogy néhány elemet le kellett bontani. Itt megemlékezem Reviczky Jánosról,



10. ábra: A kunszentmártoni Hármas-Körös-híd

aki a szabadon szerelt hidak nagymestere volt és segített helyrehozni a hibát.

A szabad betonozás bevezetésekor óvatosabbak voltunk és a Csongrád – Szentes közötti Tisza-hídnál (11. ábra) francia segítséget vettünk igénybe. Ilyen módszerrel készült még a győri Széchenyi híd és az M0 autópálya Soroksári-Duna-hídja.

Az első szakaszosan előre tolt híd (12. ábra) erőtani számítása során - már nyugdíjasként - a tolás közben fellépő állapotok vizsgálatával foglalkoztam. Azóta hidak sokasága épült ezzel a módszerrel.

Palotás professzor úrral személyesen elég későn találkoztam. Mikor egyetemre jártam, ő még a minisztériumban dolgozott a budapesti Duna-hidak, különösen a Széchenyi lánchíd újjáépítésén, mikor én a minisztériumba kerültem, ő már nem volt ott. A hegyeshalmi, tartóbillenéses baleset után találkoztunk, ő szakértőként működött. Később vezetésével, Medved Gábor és Nemeskéri-Kiss Géza közreműködésével írtuk a Hidak c. könyvet.

Németből felsőfokú, angolból középfokú nyelvvizsgát tettem. A nyelvismeret nagyon hasznosnak bizonyult. Többször tolmácsoltam vezetők mellett, így Finnországban is. Az idősebbek németül, a fiatalabbak angolul beszéltek, gyakran kellett váltogatni a nyelvet. A finnek nem tudják kimondani az s, zs, dzs hangokat. Amikor a német Stahl helyett sztált mondtak, nem okozott gondot, de amikor angolul bridzet mondtak, egy pillanatig gondolkoznom kellett, míg rájöttem, hogy bridzsről van szó.

Egyszer magas rangú katonai küldöttséget kísértem Berlinbe. Külön kocsiban utaztunk és utolsó este néhányan kikísértek az állomásra. Be is ültek, és az alkoholfogyasztással együtt szaporodtak a politikai viccek. Én csak hápogtam magamban, de fordítottam. (Ők mondták...) Búcsúzáskor egyikük azt mondta: Na, elvtársak, ha ezt valaki hallotta volna, akkor a vagon átakasztanák a szomszéd vágányon álló moszkvai gyorsra és irány Szibéria!

Az 1970-es és 80-as években az ENSz keretében volt egy TEM, azaz Transeuropean Motorways nevű nemzetközi



11. ábra: A Csongrád és Szentes közötti Tisza-híd



12. ábra: A berettyószentmártoni Berettyó-híd

szervezet, amely a Balti-tengert az Adriával, ill. a Fekete-tengerrel összekötő autópályák megálmodásával foglalkozott. Itt az érintett államok hídszabályzatainak összehangolása volt szükséges. Ez ügyben több megbeszélésen vettem részt, különböző országokban. Egy alkalommal táviratot kaptam, hogy jelenjek meg genfi központjukban. Legnagyobb meglepetésemre varsói irodájuk vezetésével akartak megbízni. Családi okokból, és mintha éreztem volna, hogy Lengyelországban zavaros idők következnek, nem vállaltam. Kapcsolatunk ellenére tovább is megmaradt.

Gazdasági mérnöki oklevelet is szereztem.

A Közúti Hídszabályzat változásának hatásairól írt dolgozat alapján az egyetemről dr. techn. címet kaptam.

Nálunk - hála Istennek – nem voltak olyan hídkatasztrófák, mint Bécsben, vagy legutóbb Genovában. Hídleszakadás azért mégis volt, amikor a megengedettnél magasabb járművek nekiütköztek a felső szélrácsnak. Ettől több híd összedőlt, foglyul ejtve a tettest.

A magas járművek az alsópályás vasbeton hidakat és az út felett átvezető előregyártott gerendás hidakat sem kímélték. A Keleti-főcsatornán több keresztkötést megütöttek, egyet el is törtek. Utak feletti hidaknál számos esetben kellett egy vagy több szélső gerendát kibontani és újjal pótolni.

A szabálytalanul közlekedő járműveket – úgy tűnik – nem lehet kiküszöbölni, ezért igyekeztünk a szabad magasságot az előírtnál nagyobbá tenni. Alsópályás vasbeton íveknél – erőtanai számítás alapján, esetenként az ívek erősítésével – eltávolítottuk az alsó keresztkötéseket, acélszerkezeteknél a felső szélrács átalakításával növeltük a szabad magasságot. Az út feletti vasúti hidak is veszélyben vannak, a vasút az ilyen hidak mellé erős acélgerendákat helyezett el, hogy a magas jármű annak ütközzék.

Egy konferencián, Helsinkiben előadást tartottam az ilyen esetekről. Utána beszélgettünk a témáról, számos országban voltak hasonló esetek. Hozzászólt egy hölgy is, aki izraeli főhidásként mutatkozott be. Mikor megmondta lánykori nevét is, felismertem, hogy egy évvel utánam járt az egyetemre.

Számos külföldi tanulmányúton vettem részt, tárgyaltam a szomszéd országok illetékeseivel, a határhidakkal kapcsolatban. Két nagy nemzetközi szakmai egyesület tagja voltam, ezek kongresszusait vagy szimpóziумait gyakran látogattam.

Egy hosszabb tanulmányút során öten a hét végét Münchenben és környékén töltöttük. A közelben vasárnap este súlyos vonatszerencsétlenség történt. Egyikünk hazatelefonált, takarékosan: „Mindnyájan jól vagyunk.” Ezt az asszonyok továbbadták egymásnak, és nem értették, hogy miért telefonáltak. Akkor hétfőn nem volt tv-adás, így csak kedden értették meg a telefont.

A már említett egyesület magyar csoportjának néhány évig elnöke, 2006 évi szimpóziумának egyik szervezője és házigazdája voltam.



13. ábra: Tabló dr. Träger Herbert munkáiról

A rendszeresen megtartott német és osztrák szakmai összejöveteleken – még nyugdíjazásom után is - sokszor részt vettem, esetenként előadást tartottam.

A németektől 2010-ben, Kölnben köszöntem el, előadást tartva a szép budapesti Duna-hidakról, továbbá a Szabadság és a Margit híd rekonstrukciójáról. Az osztrákoktól 2011-ben, a Bécs melletti Kahlenbergen búcsúztam el.

Több szakmai tervpályázat bíráló bizottságának tagja, vagy elnöke voltam.

Az oktatásban jegyzetek, ill. tankönyvek írásával vettem részt. A győri (akkor még) főiskolán államvizsga-bizottsági elnök voltam. A Budapesti Műszaki Egyetem címzetes docens címet adományozott.

A minisztériumtól minisztériumi főtanácsos címet kaptam, amikor a Hídosztály létszáma a sorozatos csökkentések után egy lett.

Nyugdíjazásom előtt német nyelvű idegenvezetői képesítést szereztem. Ennek alapján néhány szakmai tanulmányutat vezettem külföldre, és szakmai küldöttségeket, vagy társaságokat kalauzoltam itthon. Utazási irodához nem szerződtem, mert mindig volt elfoglaltságom a szakmában.

Nyugdíjazásomkor az uvaterves kollégáktól egy nagy tablót kaptam, dombornyomásos térképen színes rajzszögekkel jelölték meg működésem színhelyeit (13. ábra).

Nyugdíjazás után folyamatosan dolgoztam a szakmában tanácsadóként. Eleinte még részt vettem a Hídszabályzattal kapcsolatos munkában. Nyugdíjasként kétszer foglalkoztam olyasmivel, ami nem volt a feladatom, egyszer sikerrel, egyszer kudarccal.

Mikor a lapok megírták, hogy a villamosnak az Erzsébet hídon történő ismételt elhelyezését vették tervbe, néhány idősebb kollégával, akik még emlékeztek a villamos pálya megszüntetése után napvilágra került bajokra, a Mérnöki Kamara segítségével megfelelő lépéseket tettünk. Úgy tűnik, hogy a téma lekerült a napirendről.

Két új autópálya keresztezte a Keleti-főcsatornát. A hagyományos alsópályás ívhíd kevésbé alkalmas autópályahídként, ezért háromnyílású, felsópályás hidakat terveztek, jóval nagyobb szerkezeti magassággal és magasabb pályaszinttel. Észrevettem, hogy az egyiket fölöslegesen, még magasabb pályaszinttel tervezték. Jelentős földtömeg beépítését lehetett volna megtakarítani, de ez az államon kívül senkinek sem volt érdeke, így minden igyekezetem ellenére megépült egy nagy púp.

A Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ gondozásában, Sitku László osztályvezetősége idején számos könyv jelent meg. Elsőként egy angol könyv a világ nevezetes hídjairól, melynek angolról magyarra történt fordítását

ellenőriztem. Nyelvi hibák mellett néhány elképesztő, hibás hídméretet találtam. Kiderült, hogy a könyv német eredetű, az említett hibák ott is megvoltak. Ezután ehhez hasonló formában a magyar hidakról készítettünk képeskönyvet. Ezt és az évenként megjelenő megyei hídkönyveket sorra lektoráltam, részben írtam is. 2009-ben, az 50. hídmérnöki konferenciára két kötet készült, Duna-hídjainkról, ill. az előző 49 konferenciáról. Ekkor támadt az ötletem, hogy csináljunk könyvet az összes Duna-hídról, a Fekete-erdőtől a Fekete-tengerig. A könyv Gyukics Péter fotóival el is készült, bár nem egészen elképzeléseim szerint.

Nyolcvanadik születésnapomon kollégáim meglepetésszerűen egy könyvvel köszöntöttek, melyben 67 kolléga írt egy-két oldalt, velem kapcsolatos emlékeiről.

Jelenleg a központi hídtervtárat kezelem, emellett folyóiratokat és könyveket lektorálok. Általában, ha ránézek egy lapra, elsőként a hibákat veszem észre, ezért szoktak sasszeműnek, vagy sólyomszeműnek nevezni. Igyekszem nyelvünket a jellemző hibáktól megszabadítani, mint pl. olyanoktól, hogy „a híd megépítésre került”, vagy „a tartó be lett betonozva”. Nem szeretem azt sem, ha „egy próbatést jól teljesít”.

Számos kitüntetésben részesültem. Ezek közül kiemelkedő a Munka Érdemrend arany és ezüst fokozata (1988, ill. 1963), a Közlekedéstudományi Egyesület Jákó József-emlékérméje, és főleg a Magyar Köztársaság Arany Érdemkeresztje (2008).

A szűkebb szakmai kör számára alapított kitüntetések közül az Év hidásza, az Apáthy Árpád-díj, a Clark Ádám-életműdíj és az Arany Mérföldkő birtokosa vagyok. Az Egyetemről megkaptam az arany-, gyémánt- és vasoklevelet. A nevemmel kapcsolatban többször voltak kisebb problémák, többek között a vasoklevél átadásakor hibásan olvasták fel.

Még néhány mondat a családról. 1953-ban megnősültem. Két gyermekünk született: János hídmérnök, Gábor villamosmérnök. Öt unokám van. Feleségem 1996-ban meghalt.

A minisztérium tagjaként sok vasúti kedvezményben részesültünk, külföldön is. 1976 és 2013 között volt autóm, mindkét közlekedési eszközzel sokat utaztunk

Összefoglalásként elmondhatom, hogy szép és változatos életet élhettem, és koromhoz

viszonyítva jó egészségi állapotban vagyok. Ehhez hasonló jókat kívánok fiatal barátaimnak.

Dr. Träger Herbert (1927), okl. mérnök (1949), dr. techn. (1970). ny. minisztériumi osztályvezető, főtanácsos, c. műegyetemi docens. Érdeklődési köre: közúti hidak igazgatása, tervezése, építése, fenntartása. A hidak nyilvántartása, a tervek megőrzése.

Dr. Träger Herbert got the Palotás-price. On the presenting ceremony he gave a lecture on his life and career. This article is the draft variant of the lecture.



Várdai Attila - Madaras Botond

DOI: 10.32969/VB.2019.1.3

A szabadidős sporttevékenységek világszerte egyre inkább elterjedtek, a területen rohamos fejlődés tapasztalható. A közelmúltban Európa-szerte jelentek meg újabb, összetettebb mozgásformák kipróbálását/gyakorlását lehetővé tevő létesítmények.

Hazánkban eddig leginkább kalandparkok létesültek, Via Ferrata útvonalak (ún. „vasalt utak”) csak elvétve épültek hegységeinkben, azonban a közeljövőben egy pályázati program keretében országsszerte várható új útvonalak megjelenése.

A Via Ferrata-k létesítési követelményeit tartalmazó EN 16869 jelű szabvány MSZ EN változatát a Magyar Szabványügyi Testület 2018-ban adta ki, angol nyelven. Az előírások újszerűsége és a terület mérnöktársadalom előtti ismeretlensége szükségessé teszi a főbb követelmények összefoglalását. Fontos, hogy a jövőbeni létesítmények tervezésébe esetlegesen bevont mérnökkollégák megfelelő műszaki felkészültség mellett végezzék a tervezéssel kapcsolatos feladatokat.

Jelen cikkünk a témával kapcsolatos figyelemfelhívás mellett igyekszik a terület megismeréséhez gyakorlati segítséget nyújtani.

Kulcsszavak: Via Ferrata, vasalt utak, kötélrendszer, nyírócsap, kőzet

1. BEVEZETÉS

Jelen cikkünkben a Via Ferrata útvonalak műszaki kialakításának főbb követelményeit ismertetjük. A Via Ferrata kiépített hegyi út, ahol a mászó előrehaladását előzetesen beépített tereptárgyak (létrák, kábelhidak) segítik és az útvonal az egyéni védőeszközök (Personal Protective Equipment- PPE) kikötését, akasztását lehetővé tevő biztosítókábelrel felszerelt. A szó olasz eredetű, „vasalt út”-ként fordítható- a vonatkozó MSZ EN 16869 j. szabvány fordításába a kifejezés (talán kissé szerencsétlenül) „mászóösvény”-ként került be.

Európa-szerte nagy számban létesültek már vasalt utak, hazánkban a közelmúltban indult meg az ilyen jellegű létesítmények építése (Csesznek, Tatabányán és a Cuha-völgyben található több, már üzemelő útvonal). A fővárosban, a Gellért-hegyen a közeljövőben épülhet Via Ferrata, illetve egy pályázati program keretében várhatóan országsszerte is lehet számítani új útvonalak létesítésére az elkövetkező években.

A sportcélú szabadidős tevékenységek erőteljes fejlődése szükségszerűen igényli a létesítmény-specifikus termékszabványok megjelenését is, melyek az egyes kialakítások műszaki követelményrendszerét a tervezett felhasználási funkció és célközönség figyelembevételével meghatározzák. A játszótéri eszközök (MSZ EN 1176-os szabványsorozat), kültéri fitneszeszközök (MSZ EN 16630), kalandparkok/ magaslati kötélpályák (MSZ EN 15567-es szabványsorozat) és a mesterséges mászófalak (MSZ EN 12572-es szabványsorozat) után, 2018-ban a Via Ferrata-k termékszabványa is megjelent, MSZ EN 16869 számon.

A hazai szabványelőírások újdonsága és a terület speciális követelményeinek kvázi-ismeretlensége miatt szükségesnek érezzük, hogy a jelen cikk formájában tájékoztatást

adjunk a főbb műszaki követelményekkel kapcsolatban. A szabványkövetelmények egyszerű összefoglalásán túlmenően bemutatunk olyan gyakorlati módszereket, melyekkel a tervezés egyes (a hagyományos magasépítési gyakorlathoz képest különlegesen tekinthető) területei szakmailag hitelesen kezelhetők.

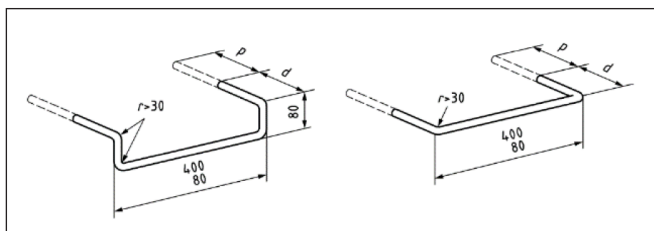
2. TARTÓSZERKEZETI KIALAKÍTÁS

A vasalt utak (1. ábra) kevés kivételtől eltekintve természetes kőzetekben kialakított létesítmények (találhatóak ugyan elhagyott ipari létesítményre szerelt utak is, de ezek speciális követelményei nem képezik a szabvány részét és jelen cikknek sem tárgyai).

A tartó szerkezeti rendszerben megkülönböztetünk

1. ábra: Via Ferrata Kanadában (<http://pebbleshoo.com/squamish-via-ferrata/>)





2. ábra: Szabványos pályaelem kialakítása (méreték mm-ben)

pályaelemeket, melyek jellemzően az előrehaladást segítik, illetve biztosítóelemeket. A pályaelemek jellemzően kisebb létrák (itt a kalandparkok kötélhágcsóival szemben közvetlenül a kőzetbe rögzített acél létrafokok alkalmazása, vagy merev vázszerkezetű létrák használata általános), platformok vagy kötélhidak. Egyes elemek kialakítását az MSZ EN 16869 egyértelműen meghatározza, létrafokok esetén például (2. ábra) legalább 10 cm-es beragasztási mélység ($p > 100$ mm) és 8-20 cm közötti kinyúlás ($80 \text{ mm} < d < 200$ mm) engedhető meg.

A biztosítóelemek a speciálisan Via Ferratahoz javasolt (MSZ EN 958 j. szabvány szerint, energia-elnyelő rendszerrel – *Energy Absorbing System- EAS* – kialakított) egyéni védőeszközökön túlmenően az acélsodronyból kiépített biztosítókábelek (*safety line*, vagy *life line*), melyek a teljes pályahosszon lehetővé teszik a védőfelszerelések akasztását.

A pályarendszer erőtanilag kritikus része a pálya- és biztosítóelemek (különösen a feszített kábelek végeinek) rögzítése. A természetes kőzetek fizikai paramétereinek jelentős szórása miatt a kapcsolatok ellenállása pontosan nem meghatározható, de a méretezéshez egyszerű, konzervatív elméletek rendelkezésre állnak és helyszíni próbaterhelésekkel az elvárt teherbírás megléte is ellenőrizhető. Szerkesztési szabály, hogy két rögzítőpont közti távolság függőlegesen vezetett szakaszokon maximum 3,0 m, vízszintes részekben legfeljebb 6,0 m lehet. (Az induló szakasz első rögzítésére vonatkozóan külön szabályok is vonatkoznak.)

Hasonlóan a kalandparkok kötélpályáihoz, a tervezés során a biztosítókábelek terhelésének meghatározása és a kötelek/kötélvégek rögzítése jelenthet a hagyományos tervezési feladatokhoz képest komolyabb eltérést. A biztosítókábel célszerűen a pályaelemektől független rendszer, de adott esetben az előrehaladás segítésére (*progression aid*) is

közvetlenül használható. Előbbi esetben a biztosítókábel javasolt átmérője 10-16 mm közötti, utóbbi esetben minimálisan $\phi 12$ -es acélsodrony alkalmazható, illetve itt a sodrony nem érintkezhet a kőzettel.

Természetesen a szerkezeti elemek és kapcsolatok igénybevételei nagymértékben függenek a tartószerkezeti rendszertől. Az építési gyakorlat a biztosító acélsodrony rögzítési rendszerének koncepcióját tekintve jellemzően kétféle megoldást alkalmaz (Simmel, Hellberg 2008), alapvetően ezek jelennek meg az MSZ EN 16869 jelű termékszabványban is.

A Francia-Alpokban jellemzően alkalmazott eljárás (az ún. francia-rendszer; *french system*) előfeszítés nélküli acélsodronyt alkalmaz, melyet a rögzítőelemekhez hurkolt és kötélbilincsel rögzített kapcsolattal csatlakoztatnak (3.a. ábra).

A hazánkban eddig kisszámban épített útvonalon azonban a Kelet-Alpokban is alkalmazott rendszer (ún. *eastern alps system*) szerint oldották meg az előfeszítés nélküli biztosítókötél rögzítését (3.b. ábra). Ebben az esetben a biztosítókötetet speciális acélszerelvényekhez kapcsolják (jellemzően a szerelvény lapított végébe épített, U-alakú kötélbilincsek alkalmazásával).

Ezt a rendszert előfeszített kötéllal is alkalmazzák (3.c. ábra), ebben az esetben a kötélhossz mentén elhelyezett (jellemzően visszazárt hurokkal, vagy szemmel ellátott) rögzítőelemek a biztosítókábelt csak megvezetik és azok elsősorban a mászó zuhanásának közvetlen megtartásában vesznek részt, a kötélterő lehorgonyzásában nem. A hazai viszonyokra általánosan jellemző szűk esési terek miatt kismértékű előfeszítés alkalmazása alapvetően javasolható. Német és osztrák ajánlások (Simmel, Hellberg 2008) az előfeszítés mértékét 4,0 kN-ban maximálják.

3. TERHEK ÉS HATÁSOK

Jelen fejezetben az MSZ EN 16869 j. szabványban előírt főbb terheléseket ismertetjük (a bemutatás nem teljeskörű). A számítás során alapvetően az EUROCODE előírásokat kell alkalmazni, szükség esetén meteorológiai terheléseket is figyelembe véve.

A kalandparkok kötélpályáihoz hasonlóan a Via Ferrata

3. ábra: Rögzítési módszerek: a., francia-rendszer b., Kelet-Alpok-rendszer, előfeszítés nélkül c., Kelet-Alpok- rendszer, előfeszített biztosítókötéllal (Simmel, Hellberg 2008)



a.,



b.,



c.,

kötélszerkezeteinek mértékadó terhelése is a biztosítókötél által rögzített felhasználó eséséből származó dinamikus hatás. Ezt vízszintes elrendezésű biztosítókábel esetén két rögzítési pont között, mezőközépen, függőleges kábel esetén az adott szakasz alsó rögzítőelemén működő koncentrált erővel lehet modellezni. A szabvány függőlegesnek értelmez egy adott pályaszakaszt, ha két rögzítési pontot összekötő egyenes a vízszintessel 25°-nál nagyobb szöget zár be.

Mind függőleges, mind vízszintes értelemű vezetés esetén megkülönböztet a szabvány a normális használatból származó hasznos terhet (*traffic load*) és a felhasználó zuhanásából származtatott rendkívüli terhelést (*exceptional load*).

Az esésből származó terhelés értékét az előírások jellemzően az esési tényező (definíció szerint: az esési hosszak és a zuhanást megtartó – függőleges irányú - biztosító rendszer hosszának hányadosa) függvénye. Érzékeltetésképpen, a kalandparkok kötélpályái esetén az MSZ EN 15567 j. szabvány alapján 0,5-ös esési tényező felett 6,0 kN értékű koncentrált felhasználói terhelést kell figyelembe venni (ami számszakilag egyezik az MSZ EN 1991-1-6 j. szabvány zuhanásból származó értékével). A Via Ferrata útvonalak függőleges szakaszain akár 5 (!) körüli esési tényező is kialakulhat.

A terhelés számszaki értéke függőleges- és vízszintes szakaszon is azonos. A vonatkozó termékszabvány 80 kg testtömegű felhasználókat vesz alapul, egy pályaszakaszon egyszerre két felhasználó terhelését kell figyelembe venni. A koncentrált hasznos terhelés alap- és rendkívüli értéke ennek megfelelően, rendre $F_{\text{traf}} = 1,6 \text{ kN}$, illetve $F_{\text{exc}} = 9,2 \text{ kN}$.

A rendkívüli terhelés egy zuhanó- és egy, a biztosítórendszeren lógó felhasználó terhelését jelenti (egyszerre két felhasználó zuhanásának mértékadó terhelését nem kell egyidejűnek tekinteni), tehát a zuhanás dinamikus tehernövekményét (*shock load*) a megadott érték tartalmazza.

Megjegyezzük, hogy a korábbi előszabvány a felhasználó névleges testtömegét még 100 kg-ban határozta meg. Az előírt speciális energiaelnyelő rendszerrel ellátott védőeszközök azonban a biztosítórendszerre jutó terheléseket egy zuhanás esetén jól kontrollálják, tehát megfelelő védőeszköz használata mellett nagyobb testtömegű felhasználó sem okoz az előírtnál nagyobb erőhatást.

Az EUROCODE hasznos terhelésekre jellemzően meghatározott teheroldali parciális tényezőjét ($\gamma_0=1,5$) szükséges jelen esetben is alkalmazni. A tervezett használati terhelés tervezési értéke ($1,5 \times F_{\text{traf}}$) alatt maradó alakváltozás a tartószerkezeti elemekben nem alakulhat ki, a kellő teherbírást a rendkívüli terhelés tervezési értékére ($1,5 \times F_{\text{exc}}$) szükséges igazolni.

Az MSZ EN 16869 az erőtanai számítások alternatívájaként, vagy azokat kiegészítve lehetővé teszi a megfelelőség helyszíni próbaterhelés útján történő igazolását. Legalább kisszámú helyszíni vizsgálat előírását a tervezési dokumentációban feltétlenül javasoljuk, hogy a kivitelezés szakszerűsége is indirekt módon ellenőrzött legyen.

A rögzítőelemeket úgy kell megválasztani, hogy azok axiális teherbírása minimálisan 15 kN legyen. A biztosítórendszer kihorgonyzásait 25 kN-t meghaladó terhelés felvételére alkalmasan kell kialakítani.

4. A BIZTOSÍTÓKÖTÉL ERŐJÁTÉKA

A kötélszerkezetek sok szempontból a legegyszerűbb szerkezetípusnak tekinthetők, kötélikirányú terhelés esetén a kötél erőjátéka jól ismert módon csak a nagy alakváltozások hatását is figyelembe vevő másod-, vagy

harmadrendű elméletek segítségével határozható meg kielégítő mértékben, hiszen a terhelés hatására a kötélik alakját változtatja, oly módon, hogy a terheket kizárólag húzóerővel tudja ellensúlyozni. A hagyományos mérnöki feladatokhoz képest ezért a kötelek vizsgálata ilyen esetben komplexebb megközelítést kíván.

4.1 Számítási eljárások

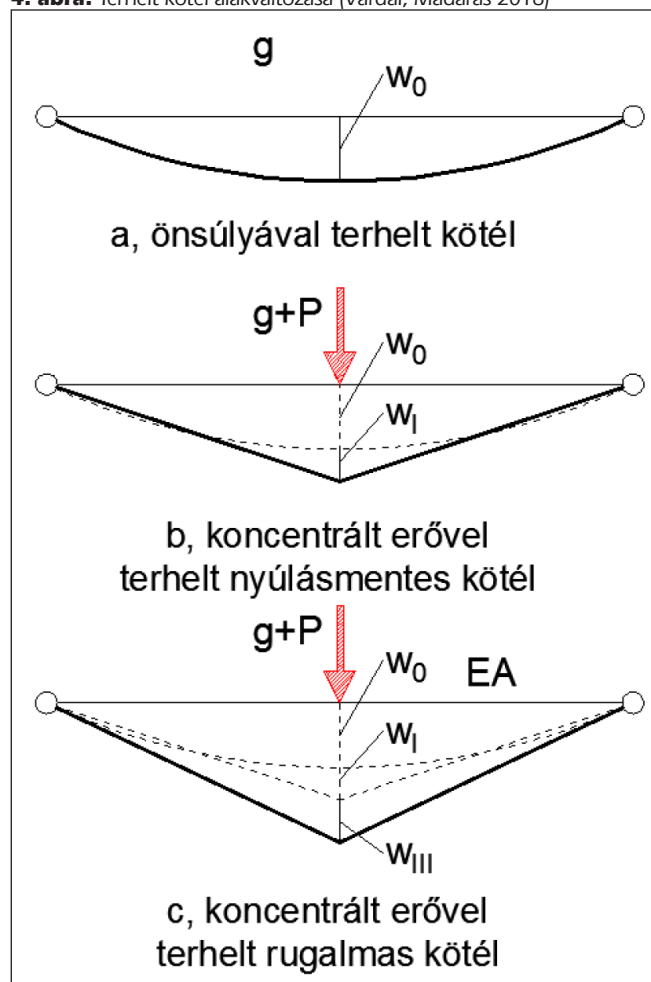
Szerzők a kalandparkok kötélszerkezeteivel kapcsolatban szerzett tapasztalatuk alapján a közelmúltban összehasonlító számításokat végeztek az egyes számítási elméletek szolgáltatata eredmények értékeléséhez (Várdai, Madaras 2016).

A gyakorlatban is sokszor alkalmazott egyszerűsítés a kötélnyúlások elhanyagolása, ami azonban nagyon durva közelítésnek tekintendő és jellemzően nem teszi lehetővé a szabadidős tevékenységek céljára használt kötélszerkezetek vonatkozó szabványokban meghatározott terheléseinek igazolását. A kötélnyúlások ismeretében az igazolás nem okoz problémát, ugyanis a nyúlás hatására a geometria megváltozik (a belógás megnő) és ez a kötél erő hatékony csökkenéséhez vezet (4. ábra).

A kötélnyúlások számításához azonban meg kell ismerni a kötélik normál- (húzó-) merevségét, amihez az MSZ EN 1993-1-11 jelű szabvány ad előírásokat. Az acélsodronyok effektív keresztmetszeti területe a névleges átmérőből közvetlenül nem származtatható, a sodrony kialakításától függően a kitöltöttséget (*fill factor*) is figyelembe kell venni.

A sodronyok rugalmassági modulusa sem egyezik a szerkezeti acél Young-modulusával, jellemzően annak mindössze kétharmada-fele. Acélhuzalokból készült pászmák esetén az MSZ EN 1993-1-11 3.1.-es táblázata (hasznos

4. ábra: Terhelt kötélik alakváltozása (Várdai, Madaras 2016)



terhelés esetén) $E_0=150\pm10$ GPa értéket ajánl, illetve zárt képletet is közöl a kihasználtságtól függő, effektív rugalmassági modulus meghatározására a nemlineáris számításokhoz. Az acélsodronyok esetén mindenképpen javasolt a gyártói adatok bekérése a számítások pontosítása végett.

A húzómerevség ismeretében a kötél szerkezet alakváltozása és a kötélen ébredő húzóerő a terhelés, előfeszítés és a kötélen kezdeti belógása alapján számítható, a hazai forgalomban lévő méretező szoftverek összetettebb kialakítások modellezésére is alkalmasak, illetve egyszerű, parametrizált, iteratív eljárások is gyorsan írhatóak a probléma adekvát megoldására (Várdai, Madaras 2016).

Lapos (elhanyagolható kezdeti belógással rendelkező), koncentrált erővel terhelt kötél szerkezetek esetén jól használható Kollár Lajos közelítése (Kollár 2000) is a terhelés hatására kialakuló belógás (w) meghatározására:

$$w = \sqrt[3]{\frac{F \times l^3}{8 \times EA}} \quad (1)$$

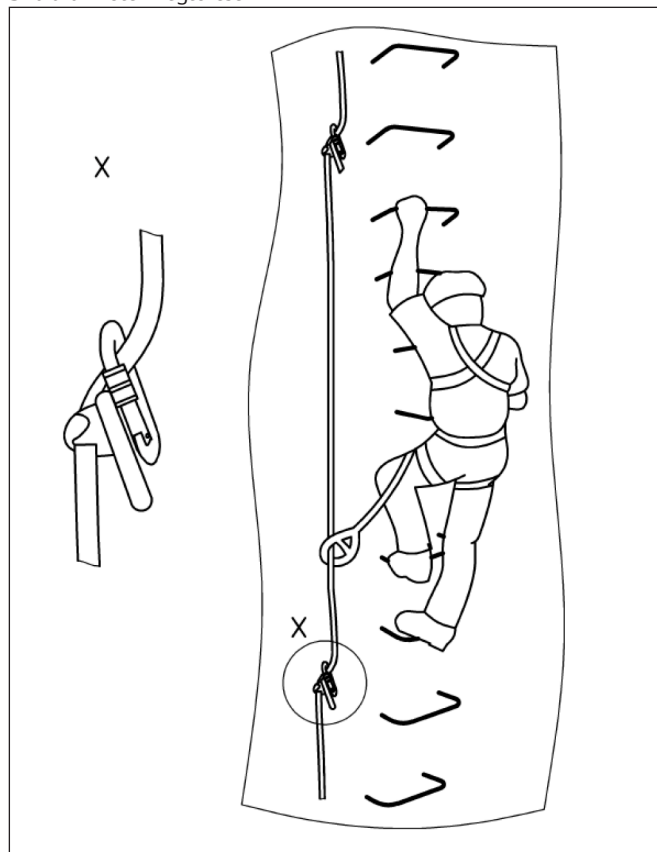
ahol F - a koncentrált terhelés, l - a kötélszakasz fesztávolsága, EA - a kötélszerkezet (effektív) húzómerevsége. A lehajlás ismeretében a kötélerő elemi egyensúlyi (illetve koncentrált erő esetén közönséges trigonometriai) összefüggések alapján számítható.

Az MSZ EN 16869 j. szabvány a kötél szerkezet ellenállásoldali biztonsági tényezőjét nem definiálja. Ezt a hasonló funkció miatt javasoljuk az MSZ EN 15567 alapján $\gamma_R^M=3,0$ értékre felvenni.

4.2 Kialakítási részletek

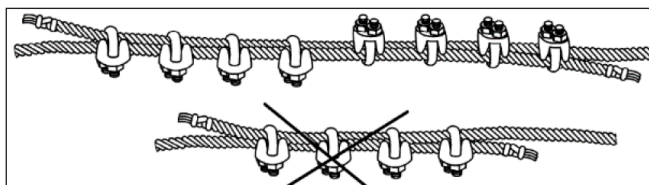
A kötélen erőjátékát a lokális hatások nagymértékben befolyásolhatják. Az MSZ EN 16869 j. szabvány A-jelű melléklete külön fel is hívja a figyelmet a kötélen megtörésének

5. ábra: Kötél megtörése



1. táblázat: U-alakú szorítókengyelek követelményei

A szorítókengyel névleges mérete	Meghúzási nyomaték Nm	A szorítókengyelek száma
10	9	4
12	20	4
14	33	4
16	49	4



6. ábra: Párhuzamos kötelek toldása

lehetőségére (5. ábra) és tájékoztat is praktikus módszerekről a hatás csökkentésére (pl. védőelemek elhelyezése az esésgátló rögzítőelem fölé). Az acélsodronyok toldását és a kötélvégek rögzítését az EN 13411 j. szabványsorozat alapján kell kialakítani. A sportcélú kötél szerkezetek rögzítésére hazánkban általánosan alkalmazott U-alakú szorítókengyelek követelményeit az MSZ EN 13411-5 j. szabványkötet ismerteti. A kengyelek darabszámát (és a kengyelt rögzítő csavarok meghúzási nyomatékát) a szabvány pontosan meghatározza, a Via Ferrata-k esetén javasolt átmérőkhöz tartozó értékeket feltüntettük (1. táblázat).

A kengyel feltüntetett névleges mérete az alkalmazható legnagyobb kötélmérettel azonos. A gyakorlat jellemzően három szorítókengyelt alkalmaz a kötélvég biztosítására (erre az MSZ EN 16869 deklaráltan - de véleményünk szerint helytelenül - lehetőséget teremt), azonban jól látható, hogy a kötélvég biztosításához alapvetően négy darab szorítókengyel szükséges. A kengyelek közti (szabad) távolság a szorítópofa szélességének 1,5-3,0 szorosa között legyen. A javasolt kengyelelrendezést a 6. ábra mutatja be.

5. RÖGZÍTÉSEK

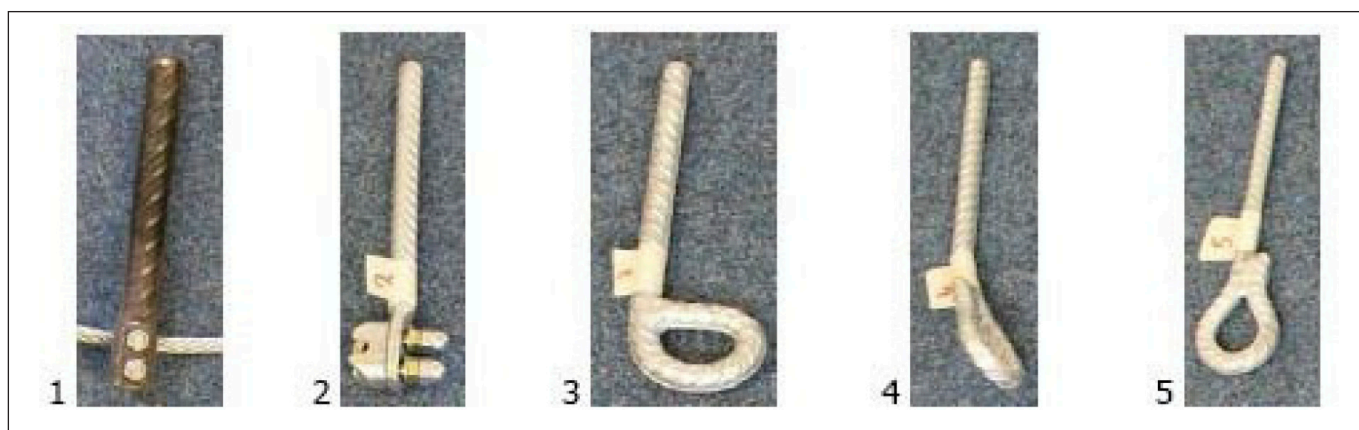
A Via Ferrata-kon tipikusan alkalmazott rögzítőelemeket a 7. ábra szemlélteti (Simmel, Hellberg 2008 alapján).

Az utólagosan beragasztott rögzítések a biztosítókötélben lévő erő-, illetve közvetlenül a felhasználó előrehaladásából, vagy éppen zuhanásából származó erőhatásokat továbbítják a kőzetre. Az erő irányultságától függően a rögzítőelemek teoretikus esetben nyírt-, hajlított-nyírt-, húzott elemek, illetve ezen igénybevételek valamilyen kombinációjával terheltek. (Tisztán nyírt kapcsolat a valóságban nem alakul ki, a húzó igénybevételeket – különösen a tartós jellegű húzóerőket - pedig lehetőség szerint el kell kerülni.) A tönkremenetel tehát több módon következhet be.

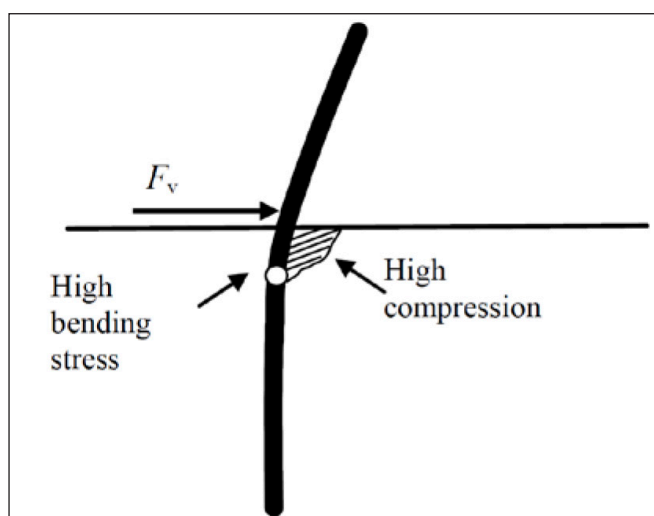
A kialakítások során arra kell törekedni, hogy a lehető leginkább nyírás terhelje a beragasztott rögzítőelemet. A húzóigénybevétel mértékét az erő ferdesége, a járulékos hajlítónyomaték nagyságát pedig az erő külpontossága befolyásolja.

5.1 Nyírócsapok méretezése

Idén januárban jelent meg az MSZ EN 1992-4:2019 j. méretezési szabvány a betonban használt rögzítések tervezéséhez. Ez a szabvány javarészt a korábbi CEB (CEB Bulletin 206 és 207) és fib (fib Bulletin 58) segédanyagok alapján készült és részletesen ismerteti nyírt-, húzott és igénybevételi interakcióval terhelt



7. ábra: Rögzítőelemek kialakítása: 1., Ø32 mm-es rögzítőelem, U-alakú kengyellel; 2., Ø20 mm-es rögzítőelem, U-alakú szorító kengyellel; 3., Ø20 mm-es, zárt rögzítőelem; 4., Ø16 mm-es, ferdevégű, zárt rögzítőelem; 5., Ø16 mm-es, zárt rögzítőelem



8. ábra: Nyírócsap feltételezett tönkremenetele (fib Bulletin 43)

elemek várható tönkremeneteli módjait és az ezekhez figyelembe vehető teherbírási korlátokat. A nyírócsapok vizsgálatát jelen cikkben annak klasszikus elmélete alapján mutatjuk be.

A nyírócsapok méretezésével kapcsolatos elméletek régóta fejlődnek, a módszerek elméletét (Dulácskáné 1971; Dulácska, Dulácskáné 1972) és kialakulását (Randl 2007; Várdai, Bódi 2015) több szakcikk is ismerteti. A beragasztott nyírócsapok méretezése alapvetően a bebetonozott nyírószerelvényekhez hasonlóan történhet meg. Ennek módszertana a *fib* Bulletin 43-ban részletesen bemutatott, a következőkben a jelen probléma szempontjából nélkülözhetetlen részeket ismertetjük.

Amennyiben a nyírócsap (rögzítőelem) nem aránytalanul gyenge, úgy a beágyazó közeg (beton, vagy kőzettest) szélén lokális túlterhelés (károsodás, morzsolódás) jön létre, a nyírócsap elhajlik és a tönkremeneteli állapotot a csapban kialakuló képlékeny csukló jelenti. A kőzetanyag szélső zónájának helyi károsodása miatt ez a tönkremeneteli forma a terhelő erő jelentős külpontossága nélkül is jellemző lehet (8. ábra).

A nyírócsap alatti, erősen igénybevett zóna a terhelés hatására (közbenő pozíciókban, kellő megtámasztó közeg esetén) térbeli feszültségi állapotba kerül, ezáltal szilárdsága jelentősen (3-5× értékűre) növekszik. A szilárdságnövekményt tervezéshez javasolt $\beta=3,0$ értékben figyelembe venni (*fib* Bulletin 43). Megjegyezzük, hogy a túlzott furatmérettel készített kapcsolat természetesen vastag ragasztóréteget igényel, ami a nyírócsap körüli feszültségviszonyokat jelentősen befolyásolhatja (kőzetek esetén a figyelembe vehető

szilárdságot jellemzően csökkentheti), ezért egyértelműen meg kell határozni a furatkialakítás szakszerűségére vonatkozó előírásokat/ utasításokat. A nyírócsap képlékeny nyomatéki teherbírása és a kőzet térbeli feszültségi állapotra értelmezett szilárdsági jellemzői alapján a következő összefüggés vezethető le a nyírócsap által felvehető erőre vonatkozóan:

$$F_{V,Rd} = \alpha_0 \times \alpha_e \times \phi^2 \times \sqrt{f_{cd}^{uniax} \times f_{yd}} \quad (2)$$

ahol $F_{V,Rd}$ - a beragasztott nyírócsap névleges teherbírása; α_0 - a beágyazás térbeli feszültségállapotát figyelembe vevő tényező (tervezéshez javasoltan 1,0); α_e - a teher külpontosságát figyelembe vevő tényező; ϕ - a nyírócsap átmérője; f_{cd}^{uniax} - a beágyazó közeg (kőzet, vagy beton) egytengelyű nyomószilárdsága; f_{yd} - a nyírócsap szilárdságának tervezési értéke (acél esetén a folyáshatárhoz tartozó tervezési érték).

A külpontosságot figyelembe vevő tag az alábbi módon számítható:

$$\alpha_e = \sqrt{1 + (\varepsilon \times \alpha_0)^2} - \varepsilon \times \alpha_0 \quad (3)$$

ahol az ε segédtényező az erő (beágyazó felület szélétől mért) külpontossága (e), a nyírócsap geometriája és az anyagjellemzők alapján az alábbi módon származtatható:

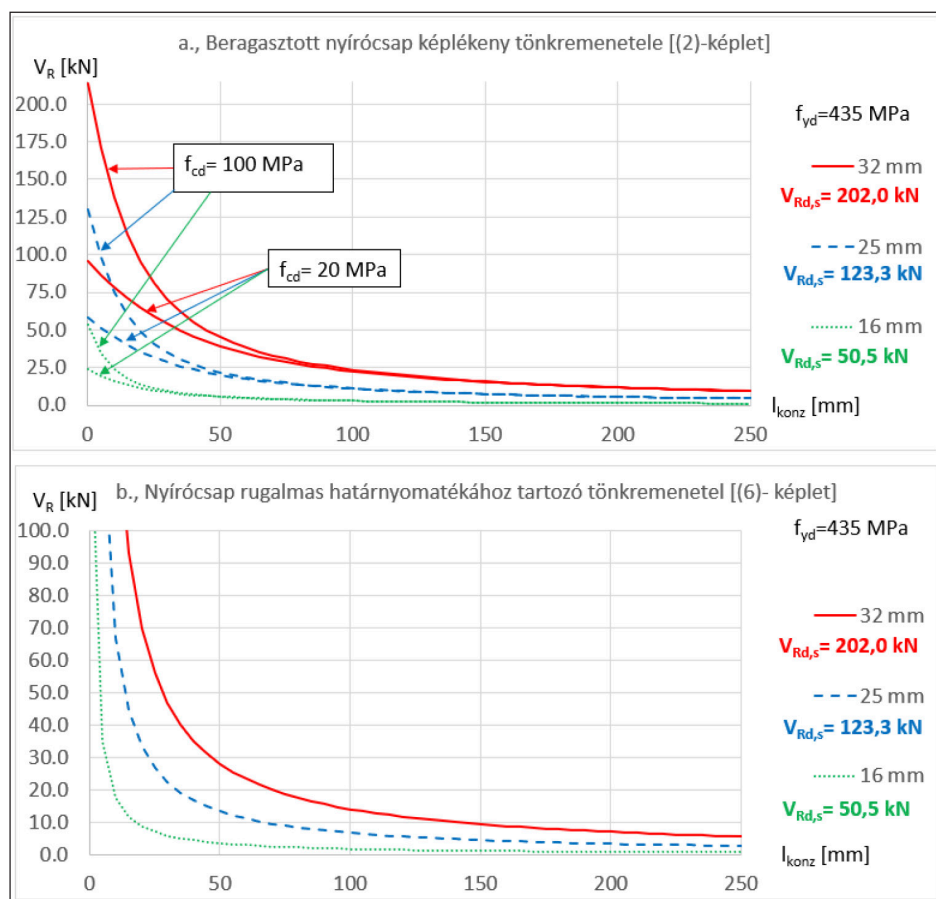
$$\varepsilon = 3 \times \frac{e}{\phi} \times \sqrt{\frac{f_{cd}^{uniax}}{f_{yd}}} \quad (4)$$

A képletek alapján jól látszik, hogy az eljárás a külpontosság nélküli (közvetlenül a nyírócsap befogási keresztmetszetében működő) terhelés teoretikus esetét is kezeli (ebben az esetben $e=0$, így $\alpha_e=1,0$ értékre adódik).

Természetesen a nyírócsap nyírási ellenállása ($V_{Rd,s}$) is ellenőrzendő (igaz, a gyakorlatban jellemző esetekben ennek értéke nem mértékadó):

$$V_{Rd,s} = \frac{f_{yd} \times A_s}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

Német és osztrák javaslatok a nyírócsap képlékeny teherbírását az ellenőrzés során elhanyagolják és a nyírócsap nyomatéki teherbírását annak rugalmas keresztmetszeti



9. ábra: Határerő a külpontosság függvényében: a., (2) képlet szerinti ellenállás; b., (6) képlet szerinti rugalmas határerő

modulusa alapján határozzák meg (Simmel, Hellberg 2008 alapján):

$$F_{V,Rd}^{My} = f_{yd} \times \frac{\pi \times \phi^3}{32} \times \frac{1}{e} \quad (6)$$

Az elvégzett számítások alapján cm nagyságrendű külpontosságok esetén természetesen a (6) képlet szerinti, rugalmas nyomatéki ellenállás lesz meghatározó, elhanyagolható külpontosság mellett azonban a beágyazás hatását is figyelembe vevő (2) formula szolgáltat konzervatív eredményt. A (2) képlet a nyírócsap rugalmas ellenállása alapján is levezethető (Várdai, Bódi 2015) és az így összevont formula szükség esetén mindkét hatást egyszerre képes figyelembe venni.

A (2) és (6) képlet felhasználásával számításokat végeztünk a járatos nyírócsap-átmérők figyelembevételével. A 16 mm, 25 mm és 32 mm átmérőjű nyírócsapok által felvehető terhelést határoztuk meg az erő külpontosságának függvényében (0-25 cm között- 9. ábra). S 500 szilárdsági osztályú betonacélnak megfelelő anyagminőséggel számoltunk.

A 9.a ábrán a (6) képlet alapján meghatározott, képlékeny tönkremenetelhez tartozó teherbírás tüntettük fel gyenge minőségű (20 MPa tervezési értékű egyirányú nyomószilárdsággal rendelkező) és alapvetően jó minőségű (100 MPa tervezési értékű egyirányú nyomószilárdságú) közet figyelembevételével, míg a 9.b ábrán a nyírócsap rugalmas határnyomatékához tartozó határterhelést szemlélteti. Utóbbi eljárás az erő csekély excentricitása mellett megtévesztő eredményre vezet, hiszen a (6) képlet törzfüggvény, ezért zérus külpontosság mellett végtelen teherbírás volna meghatározható.

Az ábrák jelmagyarázatánál feltüntettük továbbá a nyírócsap tiszta nyírással szembeni ellenállását ($V_{Rd,s}$) is, jól látható, hogy ez az érték csak nagyon jó minőségű közetben, külpontosság

nélküli erőhatásnál (elméleti esetben) jelent valós teherbírasi korlátot, az erő racionális külpontossága mellett már a járulékos hajlítónyomaték hatása okoz tönkremenetelt.

A 9.a ábráról az is leolvasható, hogy a közetanyag minősége szintén csekély külpontosság mellett befolyásolja csak érdemben a teherbírás. Általánosságban elmondható, hogy az excentricitás növelésével a felvehető erő drasztikusan csökken, 25 kN erőt a $\phi 32$ -es nyírócsap is ~ 8 cm-es; ~ 15 kN erőt pedig ~ 15 cm-es külpontosság mellett tart meg kellő biztonsággal. 25 cm-es excentricitás mellett a $\phi 32$ -es nyírócsap $\sim 9,5$ kN, a $\phi 16$ -os nyírócsap mindössze $\sim 1,2$ kN erővel terhelhető.

A 9.b ábra jól mutatja, hogy a nyírócsap képlékeny teherbírasi tartalékának elhanyagolása a reális külpontossági értékek tartományában jelentős korlátozást jelent, azonban ezen a teherszinten érdemi deformációkra nem kell számítani.

Ismét megjegyezzük, hogy az MSZ EN 16869 j. szabvány a maradó alakváltozások kialakulását a használati terhelés szintjén ($1,5 \times F^{traf}$) tiltja, a rendkívüli terhelés szintjén a tönkremenetel elkerülését kell tudni igazolni.

Jó összehasonlítás lehetséges továbbá a rögzítőelemek forgalmazóinak (pl. HILTI, Fischer) rögzítéstechnikai előírásainak felhasználásával, illetve a forgalmazók (jellemzően az ETAG 001 j. irányelv alapján kidolgozott) méretezési célszoftvereivel is. A számítások ilyen értelmű önellenőrzését szerzők alapvetően javasolják a tervezők számára.

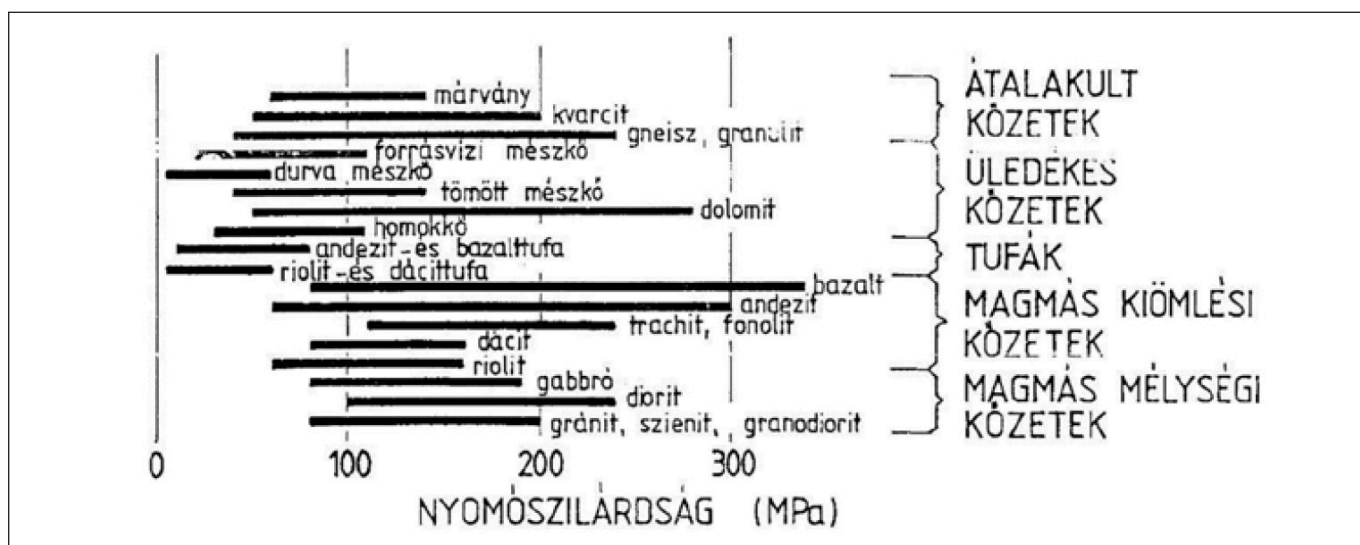
A Via Ferratahoz alkalmazott rögzítőelemek beragasztási mélysége a gyártói adatok (pl. Raumer) alapján jellemzően 15-20 cm, ami a járatos átmérők mellett a nyíróerő és hajlítónyomaték esetén elégséges (a húzott betonacélok lehorgonyzására vonatkozó szerkesztési szabályok betartása ez esetben nem kötelező és gyakran nem is lehetséges).

5.2 Húzott rögzítőelemek méretezése

A húzott rögzítőelemek alkalmazását lehetőség szerint kerülni kell. A rögzített kötelet úgy kell vezetni, hogy az húzóerővel a rögzítéseket ne (illetve csak elhanyagolható mértékben) terhelje.

Húzott rögzítőelemek esetén megnő mind a lehorgonyzási hossz, mind a bizonytalan fizikai paraméterekkel rendelkező közet szerepe, illetve hangsúlyosabbá válik a kivitelezés szakszerűsége is (nem megfelelő furattisztítás például jelentősen csökkenti a beragasztás megbízhatóságát, ami húzással terhelt rögzítés esetén idő előtti tönkremenetelhez vezethet).

Húzás és összetett igénybevételek esetén a tönkremenetel jellege a fent vázoltól nagymértékben eltérő lehet. Ezek figyelembevételéhez az MSZ EN 1992-4 méretezési eljárásai alkalmazandók.



10. ábra: Hazai kőzetek jellemző nyomószilárdság (Vásárhelyi 2016)

5.3 A kőzetkörnyezet hatása

A Via Ferrata-k létesítését csak részletes geológiai vizsgálatokat követően szabad megkezdeni. A kőzetkörnyezetet mind a rögzítőelemek elhelyezhetősége szempontjából, mind a felhasználók közvetlen biztonságára tekintettel értékelni és minősíteni kell.

Repedezett, illetve porózus kőzetekbe megbízható rögzítések nem létesíthetők, a hazai tufák és durva mészkövek jellemzően nem megfelelők Via Ferrata-k létesítésére. Az útvonalat úgy kell megválasztani, hogy omlásveszély a felhasználók biztonságát ne csökkentse és a menthetőség is biztosított legyen.

A geológiai vizsgálatok során meg kell határozni a méretezés során biztonsággal figyelembe vehető közetszilárdságot (a kőzetanyag egyirányú nyomószilárdságának karakterisztikus- és tervezési értékét). A hazai viszonyok között előforduló kőzetek jellemző nyomószilárdságait a 10. ábrán mutatjuk be.

6. TERVEZÉSI DOKUMENTÁCIÓ

A szabadidős létesítmények tervezési dokumentációja minimálisan eltérhet a hagyományos épület- és tartószerkezetek kiviteli tervdokumentációjától.

A Via Ferrata útvonal pályavezetése előzetesen csak koncepcióként tervezhető meg. A tényleges rögzítési pontokat az építő a kőzet helyi sajátosságai alapján határozza meg, ezért megnő a megvalósulási terv készítésének szerepe. Ezen a rögzítési pontokat egyértelműen jelölni kell, megadva azok alaprajzi elrendezését és a két pont közti magassági változásokat. A fontosabb, erőjátékot befolyásoló részeket részletterveken is ki kell dolgozni.

A műszaki leírás és a részletes erőtanú igazoló számítás dokumentációjának elkészítése mellett a tervező a Via Ferrata kockázatelemzésében is részt kell, hogy vegyen, hogy a tartószerkezetekkel kapcsolatos veszélyforrások azonosítása egyértelmű és teljeskörű lehessen.

A jövőbeni üzemeltetést a kockázatelemzés alapján kell megszervezni, biztosítva a bajba jutott mászók mentését (így például a pálya közbeni pontjainak megközelíthetőségét) és a pályaelemek ellenőrizhetőségét, karbantarthatóságát.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Cikkünkben röviden bemutattuk a Via Ferrata-k létesítésével kapcsolatban a közelmúltban megjelent MSZ EN 16869 jelű szabvány tervezésre vonatkozó főbb követelményeit. A szabványkövetelmények ismertetésén túlmenően bemutattunk olyan módszereket, számítási eljárásokat, melyeket hatékonyan fel lehet használni a terület speciális műszaki kérdéseinek vizsgálatához. Utaltunk azon hazai szakirodalmakra, melyek további segítséget jelenthetnek a méretezésméleti kérdések megválaszolásában.

Összehasonlítottuk a beragasztott rögzítőelemek méretezéséhez ajánlott módszereket és vizsgáltuk a terhelés külpontosságának hatását a rögzítőelemek terhelhetősége szempontjából.

Mivel sportcélú szórakoztatóipari létesítmények egyre nagyobb számban létesülnek hazánkban is, ezért a terület műszaki követelményrendszerének szélesebb körű megismerése a mérnöktársadalomban szükségszerű. Jelen cikkünkkel a megismerés folyamatának kezdetéhez kívántunk hozzájárulni.

8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Szerzők köszönik Gaál Péter, ipari alpintechnikai szakértő és a Magyar Ipari Alpintechnikát Oktatók Érdekvédelmi Egyesülete (MIAOE) elnökségi tagja hasznos tanácsait és a szabadidős kötél szerkezetek felülvizsgálatával kapcsolatban nyújtott sokéves együttműködését.

9. HIVATKOZÁSOK

- CEB Bulletin 206 (1991), „Fastenings to reinforced concrete and masonry structures- Part I”, CEB, Lausanne
- CEB Bulletin 207 (1991), „Fastenings to reinforced concrete and masonry structures- Part II”, CEB, Lausanne
- Dulácskáné Sz. I. (1971), „A vasbeton repedéseinek áthaladó acélbetétek ékhatása” Építés- építészettudomány, III. Évf. 1. szám, pp. 115-127.
- Dulácska E., Dulácskáné Sz. I. (1972), „Az előregyártott és a helyszíni beton csatlakozási felületének nyíróteherbírása” Közlekedéstechnika- és Mélyépítéstudományi Szemle, XXII. Évf. 8. szám, pp. 375-377.
- fib Bulletin 43 (2008), „Structural connections for precast concrete buildings”, fib- Task Group 6.2, Lausanne
- fib Bulletin 58 (2011), „Design of anchorages in concrete”, fib- SAG 4, Lausanne
- Kollár L. (2000), „Mérnöki építmények és szerkezetek tervezése”, Akadémiai Kiadó, Budapest
- MSZ EN 1992-4- „EUROCODE 2- Betonszerkezetek tervezése- 4. rész: Betonban használt rögzítések tervezése”
- MSZ EN 15567-1- „Sport- és szabadidős létesítmények. Kötélpályák; 1. rész: Szerkezeti és biztonsági követelmények”

- MSZ EN 16869- „Via Ferrata-k (mászóösvények) tervezése és kivitelezése
Randl N. (2007), „Load Bearing Behaviour of Cast-in Shear Dowels”, *Beton und Stahlbetonbau*, 102, pp. 466-474.
- Semmel S., Hellberg F. (2008), „Recommendation for the construction of Klettersteigs (also known as Via Ferrate) and Wire Cable Belay Systems”, *German Alpine Club Safety Analysis Unit, München*
- Várdai A., Bódi I. (2015), „Pillérköpenyezések egyúttudolgoztató nyírócsapozásának méretezése”, *Magyar Építőipar*, 2015/1. szám, pp. 14-18.
- Várdai A., Madaras B. (2016), „Kötélpályák erőtani vizsgálata”, *Magyar Építőipar*, 2016/3. szám, pp. 95-101.
- Vásárhelyi B. (2016), „Az alkalmazott közetmechanika alapjai”, Hantken Kiadó, Budapest

DESIGN REQUIREMENTS OF VIA FERRATAS

There is a continuously growing need today for sport- and recreational facilities. Recently the possibility for the users to practice more complex sport activities is significantly increased, all over Europe.

In Hungary, usually ropes courses (“adventure parks”) were established, only a few Via Ferratas have been built so far; however, a new government program will be launched in the near future to construct more of these spectacular routes. The Hungarian standard for the design and construction of Via Ferratas (MSZ EN 16869) has been released only in 2018, in English language. The majority of practicing Engineers is not yet familiar with this special field and its governing

criteria. However, it is extremely important, that the future designers of the new Via Ferratas understand the technical requirements of this specific field. This paper intends to draw the attention to this unique section of structural engineering and to assist the future designers with practical considerations.

Várdai Attila (1985) okleveles szerkezet-építőmérnök, az ÉMI-TÜV SÜD Kft. Építőipari Szolgáltatások Osztályának vezetője, műszaki szakértő; doktorjelölt a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. *A fib* Magyar Tagozatának és a *fib* Nemzetközi Szervezetének tagja. Munkabizottsági tag a *fib* COM 3.2 és COM 3.4 jelű munkacsoportokban. Érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek tervezése/ felülvizsgálata; meglévő tartószerkezetek diagnosztikai és szakértői vizsgálata; szerkezet-megerősítések tervezése és modellezése; szabadidős létesítmények független ellenőrzése, terv-felülvizsgálata és tanúsítása; kötélszerkezetek erőjátékának elméleti vizsgálata.

Madaras Botond (1976) okleveles építőmérnök (BME Építőmérnöki Kar, 1999); 1999 – 2001: Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt. – szerkezettervező mérnök; 2001 – 2013: Terraplan’97 Mérnökiroda Kft – szerkezettervező mérnök; 2013 – 2015: ÉMI-TÜV SÜD Kft. Építőipari Szolgáltatások Osztály – osztályvezető, 2015 – 2019: ügyvezető. 2019 - : *mdrs2 Mérnöki Szolgáltató Kft.* – ügyvezető. 2000 – 2013: óraadó gyakorlatvezető (BME, Építőmérnöki Kar, Hidak és Szerkezetek Tanszék). 2017 - A Magyar Mérnöki Kamara alelnöke.

TORONYHÁZAK ALAPOZÁS- ÉS SZERKEZETTERVEZÉSE – 2. RÉSZ



Kanizsár Szilárd

DOI: 10.32969/VB.2019.1.4

A 100 m magasságot meghaladó épületek tervezése a hazai mérnöki gyakorlatban kevésbé ismert területnek számít. A cikkben a terjedelmi korlátok ellenére törekszem arra, hogy átfogó képet adjak a téma iránt érdeklődők számára mind szerkezettervezési, mind geotechnikai szempontból. Külföldi szakirodalmi művek alapján, és megépült szerkezetek példáin keresztül alapozási és szerkezettervezési koncepciókat ismertetek, melyeket értékelve szó esik a budapesti lehetőségekről is. A magasház fogalmának tisztázása után kitérek a tervezéshez szükséges hazai előírások alkalmazhatóságára, valamint a toronyházak építészeti szoba jöhető méreteinek szerkezeti vonatkozásaira. Szót ejtek a külföldi magasépületeknél felhasznált szerkezeti anyagok szilárdsági jellemzőiről, valamint ezek alkalmazása kapcsán a világban megfigyelhető trendekről. Betekintést nyújtok a toronyházak tartószerkezeti rendszereinek típusaiba. Külföldi példákon keresztül szemléltetem a leggyakrabban alkalmazott alapozási megoldások elvi működését, gyakorlati kialakítását. Röviden vázolom Budapest geotechnikai adottságait a toronyházak vonatkozásában. A tartószerkezetről és az alapozásról szóló fejezetek végén áttekintem, hogy az ismertetett tervezési koncepciók melyike jöhet számításba a hazánkban megvalósuló projektek esetében.

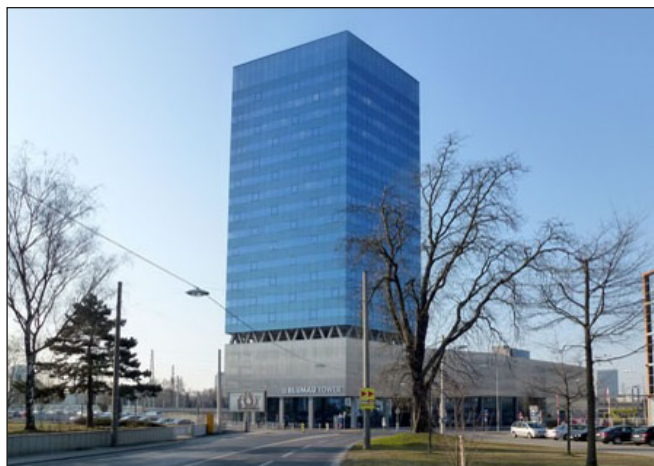
Kulcsszavak: toronyház, magasépület, belső szerkezeti rendszer, külső szerkezeti rendszer, outrigger, alapozás, CPRF

8. ALAPOZÁSI KONCEPCIÓK ÉS MEGOLDÁSOK

A szakirodalomban fellelt CPRF szerkezeteket a kialakításuk módja szerint három csoportba soroltam:

- terhelésintenzitástól független, egyenletes kiosztású cölöpképpel kialakított CPRF,
- terheléshez igazodó cölöpképpel kialakított CPRF,
- süllyedéskiegyenlítést célzó cölöpkiosztással kialakított CPRF.

A következőkben ezekre mutatok be néhány lehetőséget feltüntetve a főbb szerkezeti méreteket is abból a célból, hogy az olvasók „érezhessék” a Budapestéhez hasonló talajkörnyezetben megvalósult alapozási szerkezetek dimenzióit.



9. ábra: Blumau Tower (78 m), Linz

8.1. CPRF egyenletes cölöpkiosztással

A linzi Blumau Tower (9. ábra) szolid magassági méretéből fakadó viszonylag kis terhelése lehetővé tette a meglehetősen egyszerűen, egyenletes kiosztással kialakított cölöpképpel alkalmazását. A $D=90$ cm átmérőjű, 17-21 m hosszú, fűrt cölöpköket egymástól jellemzően $\sim 2,5D$ távolságra helyezték el függetlenül a teherintenzitás változásától (10. ábra). Az alaplemez vastagsága 1,6-2,0 m között változott, ami a $\sim 26 \times 26$ m átlagos oldalhosszúságú négyszög alaprajzzal merev szerkezetet eredményezett. Ha – mint itt – a lemez a cölöptávolsághoz képest vastag, a lemez felső síkján ható erők nagy része közvetlenül a cölöpkökre jut, a vastag lemez



11. ábra: DC Tower 1 (220 m), Bécs

merev fejtömbként funkcionál, kiegyenlíti, a terheintenzitás változásától függetlenül ráosztja a terheket az egyenletesen kiosztott és azonosan süllyedő cölöpökre.

Nagyobb terhelések esetén (a magasépületeken kívül pl. hídpillérek, vízerőművek, stb. esetében) előszeretettel alkalmazták a dobozalakú cölöp- és réspillér alapozást (box-shaped pile and diaphragm wall foundation). (Ha a réselés valamely oknál fogva nehézségekbe ütközik, akkor cölöpsorokból képezik a dobozokat.)

Ezzel a CPRF szerkezettel épült a bécsi DC Tower 1 (11. ábra) is: 171 db 3,6x0,6 m méretű, 20-25-30 m mélységű réspillér készült a 4,0 m vastag vasbeton alaplemez alá. Az alaprajzilag ortogonális rendszerben lemélyített réspillérek téglalap alakú cellákat alkotnak (12. ábra). Az egy cellához tartozó, azonos irányú réspillérek nem kerültek közelebb egymáshoz 4,0 m-nél, és nem voltak távolabb egymástól 7,0 m-nél. A réspillérek egymáshoz nem kapcsolódtak, köztük a szerkezeti kapcsolat közvetett úton, a nagyon merev vasbeton alaplemezen keresztül valósult meg (Adam, Markiewicz, Deix, 2013).

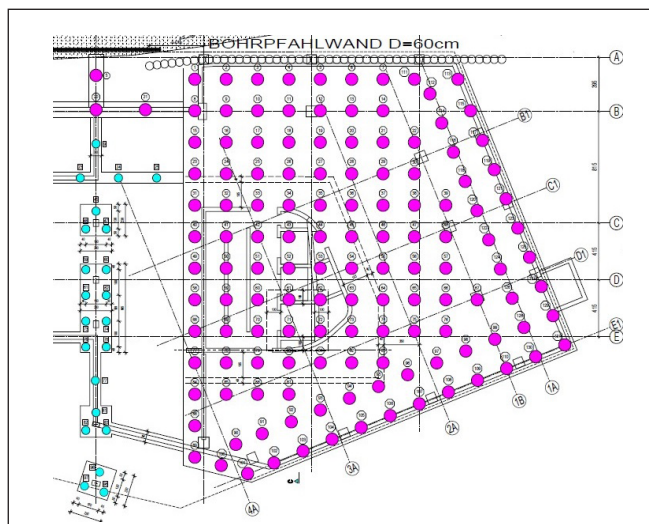
E rendszernek több előnye van (Brandl, 2010):

- a réspillérek által közbezárt mag gátolt oldalirányú elmozdulásának köszönhetően a talajra nagyobb függőleges terhelés hárítható,
- a réspillér és a talaj integrált teherviselő egységet képezve kvázi-monolitikus szerkezetként kedvezőbb süllyedési jellemzőkkel rendelkezik,
- a földrengésből származó terhekkel szembeni ellenállása is szignifikánsan nagyobb a konvencionális cölöpcsoportokénál.

A CPRF-alapozás kialakítható az alaplemezzel össze nem kapcsolt cölöpökkel, illetve réspillérekkel is (NCPRF/DCPRF = non-connected/disconnected CPRF). E megoldás az CPRF-szerkezet olyan változata, mely a cölöpöket tisztán csak a lemezalap alatti altalaj merevségének növelésére használjuk, ezzel természetesen redukálva a lemezalap süllyedéseit. A lemezalap és a tőle független cölöpök között egy megfelelő vastagságú, merev ágyazati réteg biztosítja a lemezen ható terhek továbbítását a cölöpökre.

8.2. CPRF a terheléshez igazodó cölöpkiosztással

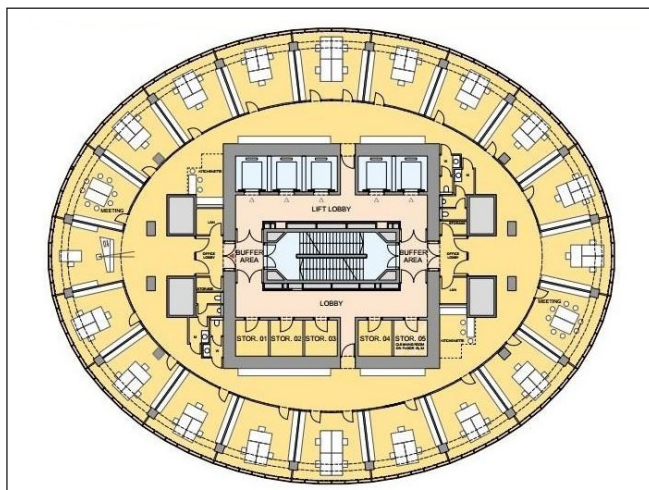
A klasszikus cölöptervezési felfogás szerinti réspillér kiosztással valószínűsítették meg a bukaresti 37 szintes, 137 m magas Sky Tower (13. ábra) kombinált alapozását. Az íves alaprajzú vázszerkezet geometriájához (14. ábra) igazodva a réspilléreket közvetlenül a terhelt falak, illetve pillérek alá pozicionálták (15. ábra). A 0,6-0,8 m vastag, 15-30 m hosszúságú réspillérek szerkezeti egy 2,6 m vastag alaplemezhez csatlakoztak. A réspilléreket alaprajzi értelemben egymástól függetlenül alakították ki, közöttük szerkezeti kapcsolat csak az alaplemezen keresztül, közvetett módon jött létre (Tschuchnigg, 2011). A váltakozó rétegződésű homok, illetve iszapos agyag talajokra végzett 2D-s és 3D-s szimulációk eredményei azt mutatták, hogy a 2D-ben realizistikusan valójában nem modellezhető geometriai és terhelési viszonyokra 100%-kal nagyobb relatív süllyedés értékek adódtak a 3D-s végelem-számítás eredményeihez képest. Az alapozási koncepciót tehát csak térbeli szimulációval lehetett elemezni és optimalizálni, s ilyen számításokkal vetették össze a validáláshoz egy réspillér Osterberg-cellás próbaterhelésének eredményeit is (Schweiger, 2010).



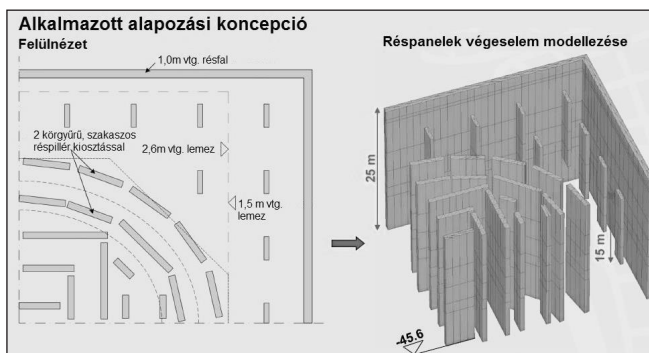
10. ábra: CPRF alaprajz - Blumau Tower



13. ábra: Sky Tower (137 m), Bukarest



14. ábra: Alaprajz - Sky Tower



15. ábra: Réspillér kiosztása és 3D végeelemes modellje (Forrás: Schweiger, 2010)

8.3. CPRF süllyedéskiegyenlítést célzó cölöpkiosztással

Egymáshoz közel épülő magasházak esetében az épületek egymásra hatásából származó többlétsüllyedések elkerülése (mérséklése) végett ajánlatos aszimmetrikus cölöpképet tervezni, ami megakadályozza a tornyok egymás felé dőlését.

Jó példa erre a bécsi DC Tower két épülete (16. ábra), melyek közül eddig csak a 220 m-es, magasabb torony épült meg (11. ábra), a 168 m-es alacsonyabb építésére még várni kell.

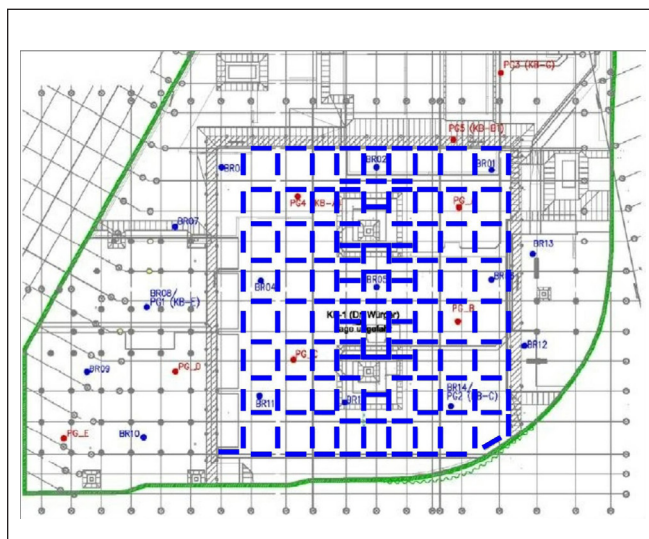
A DC Tower 1 CPRF-alapozását úgy alakították ki, hogy a saját terhek szempontjából elégséges réspillérnek 20 m hosszát a majdani szomszédos torony irányába két lépcsőben 30 m hosszúságúra növelték. Így az épületet alkalmassá tették a majdani, DC Tower 2 által okozott járulékos hatások viselésére (Adam, Markiewicz, Deix, 2013).

A 17. ábrán láthatók az 1-es torony süllyedésmérési adatai. Megfigyelhető, hogy a lépcsőzetesen megnövelt réspillér hosszaknak köszönhetően (18. ábra) az épület 2-es torony felőli oldalán a süllyedések értéke kisebb távolságon belül cseng le, mint az átellenes oldalon, a süllyedési horpa aszimmetrikus. Látható, hogy a megépült torony minimális mértékben okozott süllyedést a majdani DC Tower 2 helyén ($s_{\max} = 3$ mm). Ennél várhatóan kisebb (gyakorlatilag elhanyagolható) többlétsüllyedésre lehet majd számítani DC Tower 1 helyén a DC Tower 2 megépítése után, hiszen annak terhei kisebbek lesznek.

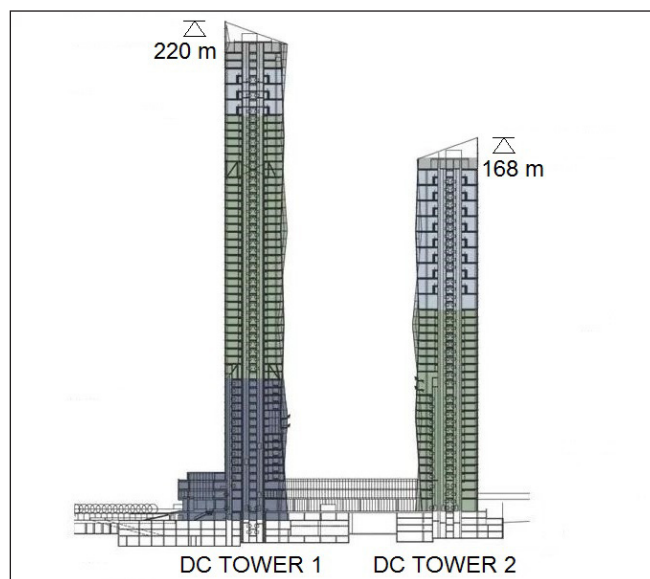
A bécsi Millennium Tower (19. ábra) CPRF-alapozásánál a relatív süllyedések csökkentése céljából sikeresen használták a cölöpök ciklikus előterhelését (terhelés – tehermentesítés – újratörhelés). Erre azért került sor, mert a projekt elején a cölöppróbaterhelésekből kiderült, hogy a cölöpök erő-süllyedés diagramjai erősen különböznek, jöllehet a cölöpök egyazon talajkörnyezetben és technológiával (gépek, személyzet, stb.) készültek. A 2,2 m vastag alaplemez alá készített 151 db cölöp előterhelése során aztán meg is állapították, hogy valóban meglehetősen nagy eltérések vannak az egyedi cölöpök első terheléseinek karakterisztikaiban (átlag 11,1 mm, szórás 5,3 mm) (20. ábra).

Az előterheléshez a cölöpfek és az alaplemez közé 600 t-s emelő sajtókat helyeztek, és a cölöpöket a tervezési értékek 1,2-szeresének megfelelő erővel ciklikusan addig terhelték, míg az újratörhelési görbék gradiensei meg nem egyeztek, amihez 2-3 hiszterézishurok általában elegendőnek bizonyult (21. ábra). Az előterhelést a második térszín alatti szint beépítése után kezdték meg, az addig beépült szerkezetek súlya a szükséges ellentartást biztosította. Az alaplemez és a cölöpök közötti kapcsolatokat csak azután alakították ki, miután az előterheléseket befejezték. A módszerrel jelentősen csökkenthetők a CPRF-alapozás abszolút és relatív süllyedései, melyek az azonos viselkedésűnek feltételezett egyedi cölöpök első terhelés során tapasztalható eltérő karakterisztikáinak köszönhető (Brandl, 2005).

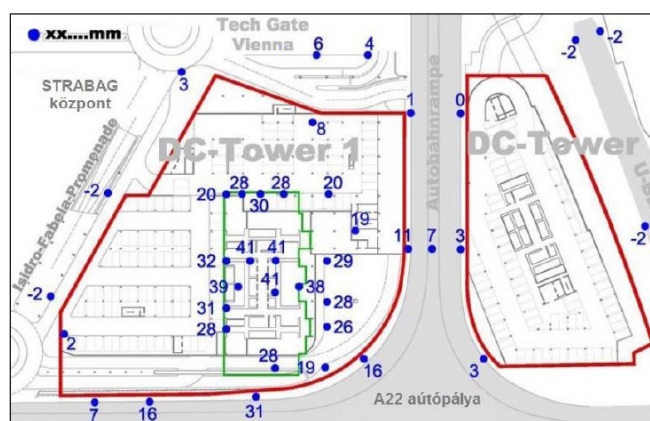
A hagyományos cölöptervezési felfogás szerint, ha a felszín közeli rétegek alapozásra alkalmatlanok, akkor az épület teljes terhét a cölöpökre hárítva, azokat a mélyebben levő teherbíró talajrétegbe fogják be. Bár ilyen körülmények voltak a Millennium Tower építésénél is, azonban mégsem az említett elvet követték: a CPRF alkalmazhatósága végett az alaplemez alatt fekvő, sok helyen nagyon laza szemcsés rétegek teherviselését a cölöpözés előtt egyenletesebbé és kedvezőbbé tették. A dinamikus nehéz verőszondával végzett vizsgálatokkal feltérképezték azokat a helyeket, ahol a 10 cm-es behatoláshoz szükséges ütőszám nem érte el a 20-at. s e területeken a szemcsés rétegben, ~2,5 x 2,5 m-es raszterben vibroflotációs talajjavítást végeztek. Így a tömörített és homogenizált rétegen fekvő, 2,2



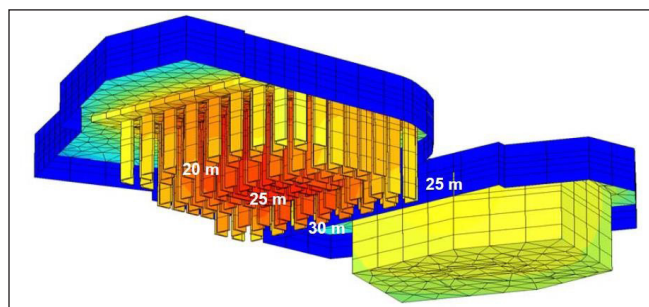
12. ábra: Alaplemez alatti réspillér kiosztás alaprajza



16. ábra: A megépült DC Tower 1 és a tervezett DC Tower 2, Bécs



17. ábra: DC Tower 1 mért süllyedései (Forrás: D. Adam, R. Markiewicz, J.D. Deix, 2013)



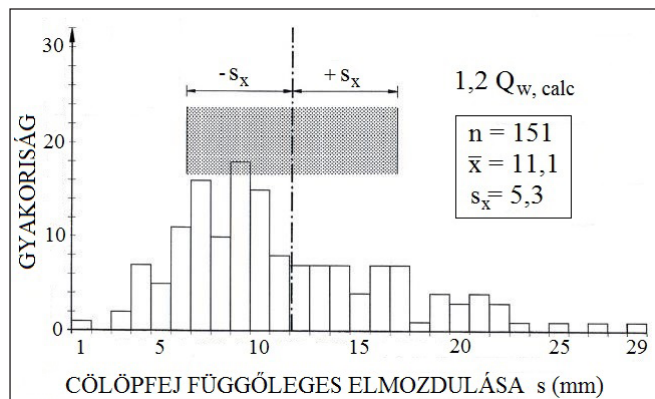
18. ábra: DC Tower CPRF 3D nézete alulról – réspillér lépcsőzése (Forrás: Adam, Markiewicz, Deix, 2013)

2. táblázat: A kiscelli agyag jellemző talajfizikai paraméterei (Forrás: Kálmán, 2012.)

Talajmegnevezés	Térfogat-sűrűség ρ_t [t/m ³]	Belső súrlódási szög Φ [°]	Kohézió c [kN/m ²]	Összenyomódási modulus E_s [MPa]	Konzisztencia index I_c [-]	Hézagtényező e [-]
Mállott zóna	2,1	20-23	50-100	7-10	>1,0	0,40-0,68
Repedezett zóna	2,2	25-28	420	15-20	>1,2	0,32-0,40
Ép közettömeg, expandációs határon túli zóna	2,3	35-50	400-1000		>1,3	0,18-0,32



19. ábra: Millennium Tower (202 m), Bács



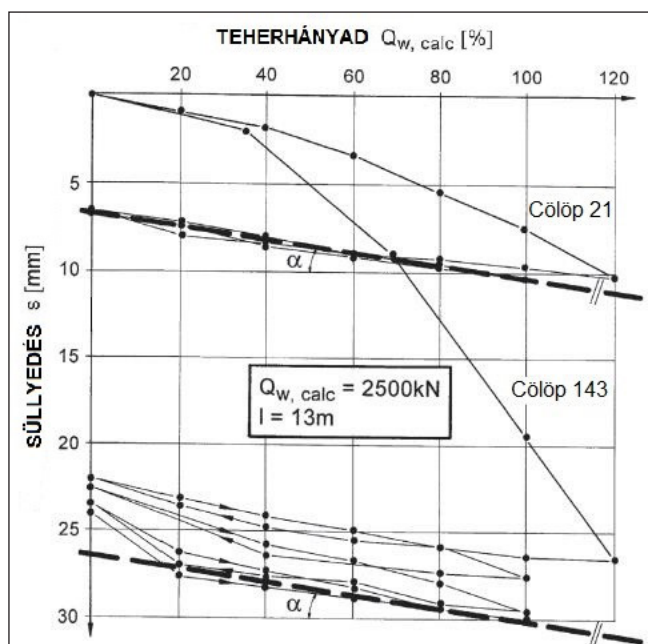
20. ábra: Cölöpfejek süllyedése az első terhelés hatására – gyakorisági hisztogram (Jelölések: $Q_{w,calc}$ = SLS terhelés; n = cölöpszám; $\bar{x}$ = cölöpfejek süllyedéseinek átlaga; s_x = cölöpfejek süllyedéseinek szórása) (Forrás: Brandl, 2005)

m vastag lemezalap részt tudott vállalni a teherviselésből. Az alaplemez alatt 151 db CFA-cölöp ($D=0,88$ m) 13-16 m között változó hosszakkal közvetíti a terheket az iszapos és agyagos talajrétegekre. Az eljárásnak köszönhetően a 202 m magas épület teljes süllyedése az építés befejezése után 3 évvel 38 mm-ben maximalizálódott, a relatív süllyedések legnagyobb értéke 23 mm volt (Brandl, 2005).

9. A BUDAPESTI TORONYHÁZAK ALAPOZÁSI KÉRDÉSEI

9.1. Geotechnikai adottságok

A vonatkozó hazai műszaki előírásokat, az építészeti funkcionalitást és az európai példákat tekintve joggal feltételezhető, hogy a jövőbeli budapesti toronyházak sem nélkülözhetik majd a többszintes, térszín alatti mélygarázsokat, amelyek kialakítása a szerkezetek alapozása szempontjából is kulcsfontosságú. Budapesten ilyen szempontból kedvezőnek mondható a helyzet, hiszen a hazai mérnökök mára már ele-



21. ábra: Ciklikusan előterhelt cölöpök erő-elmozdulás ábrája (Forrás: Brandl, 2005)

gendő számú megépült, többszintes mélygarázs tervezési és kivitelezési tapasztalataival rendelkeznek, ezért egy elinduló toronyház projektben várhatóan nem a talajvízes környezetben épülő térszín alatti szerkezetek megvalósítása jelenti majd a legnagyobb műszaki kihívást. Budapest azon részein, ahol egyáltalán városépítészeti szempontból szóba jöhetnek a 120 m magas épületek, a geotechnikai környezet viszonylag kedvező a mély munkaterek kialakíthatósága szempontjából.

A 120 méter magas toronyházak számára kijelölt területek geológiája hasonlóan nevezhető. A harmadidőszakban keletkezett oligocén korú kiscelli agyagra, mint alapkőzetre 10-12 m vastagságban negyedidőszaki pleisztocén korú fluvialis (folyóvízben keletkezett), illetve fluvioeolikus (folyóvíz és szél által szállított) szemcsés üledék települt, miután a miocén korú tengeri üledékek részben vagy teljes egészében eróziós folyamatok során lepusztultak. A szemcsés rétegek felett néhány méter vastag feltöltés található. A talajvíz a pleisztocén rétegekben tárolódik, illetve áramlik.

Az oligocén korú alapkőzetnek (a továbbiakban kiscelli agyag) a toronyházak alapozása és a térszín alatti szerkezetek építéséhez szükséges vízzáró munkagödör kialakítása szempontjából kulcsszerepe lesz. A toronyház terhei várhatóan és jellemzően ebben a talajrétegben fognak átadódni a talajkörnyezetre, valamint ideiglenes állapotban a kiscelli agyag tudja biztosítani – a gyakorlatban jól bevált módon – a munkagödör alsó vízzárását az agyagrétegbe szükséges mértékben befogott munkatérhatároló szerkezetek segítségével.

Az agyag fekvő geológiai előtörténetét tekintve nem kezelhető homogén, egyazon tulajdonságú összletnek, a helyszíni- és laborvizsgálatok rámutattak arra, hogy függőleges tagozódás figyelhető meg. A felső, 6-8 méter vastag mállott zónát egy repedezett zóna követi, alatt van az ép közettömeg. A három zóna természetesen különböző talajparaméterekkel jellemez-

hető (2. táblázat), ezért a tervezés során ezeket külön réteggként célszerű modellezni (Kálmán, 2012.).

A toronyházak alapozását akár síkalappal, akár mélyalapozással oldják majd meg, várhatóan a legmélyebben fekvő ép köztettség is érintett lesz, még akkor is, ha az alapozási szerkezettel esetleg fizikailag már nem is lesz kapcsolatban. Az alapozás alatt kialakuló feszültségek ugyanis nagy valószínűséggel összenyomódásokat keltenek az ép kiscelli agyagban is, a süllyedésszámításban figyelembe veendő határmélység ebben lesz.

9.2. Alapozási szerkezetek megválasztása

Megfelelő színvonalú 3D-ben végzett végelelemes modellezések és költségsszámítások nélkül nem állapítható meg egyértelműen, hogy a bemutatott koncepciók közül melyik lehet Budapesten optimális. A kiscelli agyag kedvező mechanikai jellemzőinek köszönhetően a síkalapozás is szóba jöhet, a cölöpök nélküli megoldás, amely a frankfurti agyagban nem működött, a merevebb kiscelli agyagon talán megoldás lehet. A kedvezőbb talaj mellett az is segíthet, hogy a Budapestre tervezett magasságokkal a terhelés sokkal kisebb lenne. A cölöpözés nélküli síkalapozást tehát eleve kizárni nem kell, szofisztikált süllyedésszámításokon alapuló megvalósíthatósági tanulmányban érdemes a kérdést vizsgálni.

A CPRF-rendszerek természetesen alternatívákat jelentenek, azonban a kivitelezési nehézségek megakadályozhatják például az alaplemez alatti réspillérek alkalmazását. Ha ugyanis több tíz méter mély réspillérek válnak szükségessé, az oligocén alapkőzet fejtési nehézsége a hagyományos kanalas réselőgépek számára még előfűrés alkalmazása esetén is megghiúsíthatja a kivitelezést. Marótárcsás réselőgép alkalmas lenne ugyan több tíz méteres réspillérek készítésére is (pl. az M4 metró Gellért téri állomás, Fővám téri állomás falai így készültek), a technológia felvonultatása azonban egy-egy épület esetében bizonyosan nem lenne versenyképes egy cölöpözött szerkezettel szemben. Ez gazdaságos és műszakilag alkalmas szerkezet lehet akár az alaplemezrel szerkezetiileg összekapcsolt módon, de akár úgy is, hogy az alaplemez és a cölöpök szerkezetiileg nem kapcsolódnak össze.

10. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A BFRSZ jogilag megteremtette a 120 m magas toronyházak építésének lehetőségét, a beruházói igények pedig mostanra időszűrővé tették az ilyen épületek tervezését. A cikkben hangsúlyt kapott, hogy az említett épületek tervezésében nem követhetők a rutinszerűen alkalmazott tervezési elvek és műszaki megoldások. Világviszonylatban vagy akár csak az EU-ban épült magasépületek mellett eltörpülő budapesti toronyházak mérete elsőre talán nem érzékelteti igazán, hogy a feladat a hazai mérnökök számára mennyiben lesz más, illetve újszerű a mindennapi gyakorlatban megszokotthoz képest. Nagy hiba lenne azonban, ha a toronyházak tervezésében és építésében sok évtizednyi tapasztalattal bíró országok számára e már valóban rutinfeladatot jelentő problémát a hazai mérnökök nem a megfelelő súllyal kezelnék. A külföldi példák tanulmányozása, az összehasonlítás fontos és elengedhetetlen, de azokból a számunkra fontos információkat kell kinyernünk, s el kell kerülnünk a téves következtetéseket.

Látható, hogy a tervezéshez szükséges hazai előírások nem feltétlenül fednek le minden tervezési részterületet, fontos feladat ezek vizsgálata. A hiányzó útmutatások vonatkozó részeit

pótolni kell külföldi szabványokból, tapasztalati értékek és/vagy szakirodalmi ajánlások alapján.

A külföldi magasépületeknél felhasznált szerkezeti anyagok a hazai gyakorlatban alkalmazottaknál többnyire magasabb szilárdsági jellemzőkkel rendelkeznek. A toronyház építés terén nálunk jóval előrébbjárt országok tervezési és építési gyakorlatából látszik, hogy bizonyos magasságon felül egyértelműen előnyös a kompozit anyagú szerkezetek alkalmazása, melyek sok szempontból kedvezőbb tulajdonságokkal rendelkeznek a tisztán vasbetonból vagy acélból készült szerkezetekhez képest.

A tartószerkezeti koncepciókat áttekintve egyértelmű, hogy a belső szerkezeti rendszerek közül a merevítő magos koncepciót érdemes használni a majdani hazai épületek esetében, hiszen a 120 méterben maximált magassági korlát nem teszi indokoltá sem outrigger beépítését, sem külső rendszerek alkalmazását. Alapozási szerkezetiileg a kedvezőnek minősített geotechnikai adottságoknak leginkább megfelelő CPRF alapozás jöhet szóba, de megfelelő színvonalú süllyedésszámítás alátámasztásával a tiszta lemezalapozás is megoldást jelenthet.

Ma még nem tudható, hogy Budapesten hány 120 m magas építmény valósul majd meg a jövőben, de ha ez a szám nem is lesz túl nagy, és csak magasház ($H < 65$ m) besorolású épületek épülnek majd **jelentősebb számban, a témakör tudományos és műszaki életre gyakorolt pozitív hatása már most megkérdőjelezhetetlen.** A külföldön széleskörűen használt tervezési elvek, gyakorlati megoldások elsajátítása, és az ezeket megalapozó tudományos kutatások eredményeinek ismerete egyértelműen a szakma hazai fejlődését vonja maga után, a toronyházak tervezésével nyert tapasztalatok hasznosulhatnak a magasházak és más hasonló szerkezetek tervezésében is.

11. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A cikkkel kapcsolatos értékes észrevételeiért, tanácsaiért és segítségéért köszönet illeti Dr. Szepesházi Róbertet.

12. HIVATKOZÁSOK

- Adam, D., Markiewicz, R., Deix, J.D. „Donau City Tower 1 – Deep foundation, excavation and dewatering scheme for the 220 m tall high-rise building in Vienna” 2013, Bratislava, Proceedings of the 11th Slovak Geotechnical Conference
- Ali, M.M., Moon, K.S. „Structural Development in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects”, Architectural Science Review, 2007., Vol. 50, pp. 205-223. <https://doi.org/10.3763/asre.2007.5027>
- Bak E., Koch E., Palotás B., Szepesházi R. „Kombinált (cölöp és lemez) alapozás modellezése, Közlekedésszerkezeti Szemle, 2010., 60. évfolyam, 3. szám
- Bollinger, K., Grohmann M., Berger, A. „The Vienna Donau City Tower – 2000 mm Flat Slabs as Outrigger Structure for Unique Landmark Building” Proceedings CTBUH International Conference New York, 2015.
- Brandl, H. „Cyclic preloading of piles to minimize (differential) settlements of high-rise buildings” Slovak Journal of Civil Engineering, 2005/3., 1-12. o.
- Brandl, H. „Cyclic preloading of piles and box-shaped deep foundations”, 2010, Moscow, Proceedings of the International Geotechnical Conference, Russia, 2010., 15-28. o.
- Calzón, J.M., Navarro, M.G. „Torre Espacio. Building Structure.” Hormigón y Acero, Vol. 59, n° 249, pp. 19-43., 2008.
- Eslami, A., Veiskarami, M., Eslami, M.M. „Study on optimized piled-raft foundations (PRF) performance with connected and non-connected pile-three case histories” International Journal of Civil Engineering, 2012., Vol. 10, No. 2., 100-111.
- Katzenbach, R., Bachmann, G., Boled-Mekasha, G., Ramm, H. „Combined pile raft foundations (CPRF): an appropriate solution for the foundations of high-rise buildings” Slovak Journal of Civil Engineering, 2005/3., 19-29. o.
- Kálmán E. „Nyugalmi feszültségállapot meghatározása a túlkonzolidált kiscelli agyagban” - PhD értekezés, 2012.
- Poulos, H. G. „Tall Building Foundation Design” CRC Press, USA, 2017. <https://doi.org/10.1201/9781315156071>
- Ray, R., Scharle P., Szepesházi R. „Numerikus modellezés a geotechnikai tervezési gyakorlatban” Geotechnika 2009. ISSMGE-MMK, Ráckeve – konferencia kiadvány, 2010.

- Schweiger, H.F. „Finite element analysis of deep foundations and tunnels – practical applications” Alert Workshop 2010 – Session Engineering Geotechniques, Aussois, 2010.
- Taranath, B.S. „Reinforced Concrete Design of Tall Buildings” CRC Press, USA, 2010.
- Taranath, B.S. „Structural Analysis and Design of Tall Buildings – Steel and Composite Construction” CRC Press, USA, 2012.
- Temprano, P.J.B., Castilla, C.H., Vinals, J.I., „Torre de Cristal. Structural Design for a High-Rise Building.” Hormigón y Acero, Vol. 59, n° 249, pp. 71-87., 2008.
- Tschuchnigg, F. „Optimization of a deep foundation with diaphragm wall panels employing 3D FE analysis”, Proceedings 21st EYGEC Rotterdam, 2011. pp. 47-53.

Kanizsár Szilárd (1973) okl. építőmérnök (BME, 1997), okl. szerkezetépítő szakmérnök (BME, 2004), okl. mérnök-közgazdász (BKE, 2002), tartószerkezeti és geotechnikai tervező és szakértő, az osztrák PORR Konzern magyarországi cégének főmérnöke. PhD kutatási területe a budapesti toronyházak alapozásának témaköre (Széchenyi István Egyetem, Győr)

BUILDING FOUNDATION AND CONSTRUCTION DESIGN

Szilárd Kanizsár

The design of tall buildings is a lesser-known field for engineers practicing in Hungary. The aim of this paper is to give a general overview from both geotechnical and structural design perspectives. After defining the characteristics of tall buildings, some code regulations, structural aspects and architectural proportions are discussed. Additionally, the more demanding strength characteristics for structural materials and the world-wide progress in using those materials are presented. Configurations for tall building systems are summarized with respect to function and practical design considerations. Features of the most commonly used technical solutions for foundations are illustrated from international projects similar in size and scope to Budapest. Special considerations for foundations in Budapest's soil conditions are also presented. Finally some conclusions about the most feasible design concepts for conditions in Budapest are given.



BETONMIX

Szálerősítéssel betonok

Tervezés

Betontechnológia

Szakértés

Diagnosztika

Ipari padlók

Tér betonok

Betonszerkezetek

Hibajavítás

- optimális javítási technológia kidolgozása
- szakvélemény
- javítás kivitelezése, felügyelete



Georadar

- akár 6 méter mélységig
- geotechnikai anomáliák meghatározása
- aknák és üregek helyének meghatározása
- vasalás becslés

+36 30 377 8629

BETONMIX@BETONMIX.HU

WWW.BETONMIX.HU

A JÖVŐT ÉPÍTJÜK



A-HÍD ZRt.
H-1138 BUDAPEST
KARIKÁS FRIGYES U. 20.

www.ahid.hu



A-HÍD