



KONFERENCIA PROGRAMFÜZET

Konferencia rendezője: Zala Megyei Állami Közútkezelő Kht.

Konferencia fő támogatói:

HÍDÉPÍTŐ Rt.
VEGYÉPSZER Rt.
MAHÍD 2000 Rt.
BETONÚT SZOLGÁLATÓ ÉS ÉPÍTŐ RT.
UKIG
BETONPLASZTIKA Kft.
VIADOM Rt.
HÍDTECHNIKA Kft.
ÚTPROFIL 2000 Kft.
STRABAG Rt.
HOFFMANN Rt.
HÍD-PROFIL Kft.
UNIONPLAN Kft.
ZALAI T&T Kft.
VILLAS HUNGÁRIA Kft.

TARTALOMJEGYZÉK

- Részletes program
- Hasznos információk
- Előadások rövidített anyaga:
 - Dr. Medved Gábor (Nemzeti Autópálya Rt.): Autópálya fejlesztések és hídjaik
 - Holger Svensson (Leonhardt, Andrä und Partner): Ívhidak
 - Dr.Domanovszky Sándor (Ganz Acélszerkezet Rt.): A vas/acél anyagok fejlődésének története a hídépítés tükrében
 - Viszló Dezső (Peri Kft.): Zsaluaktualitások a hídépítésben A Millau-i viadukt építése során alkalmazott zsalutechnikai megoldások
 - Dr.Seidl Ágoston (MAHÍD 2000 Rt.): Injektálási technológiák alkalmazása a hídszerkezeteken
 - Kovács Ákos (MAHÍD 2000 Rt.): 84.sz.főút Sárvár elkerülő Rába-híd
 - Mátyássy László (PONT-TERV Rt.): 10 éves a PONT-TERV
 - Asztalos István (SIKA Hungária Kft. / Stabiment Hungária Kft.): Betonadalékszerek európai szabályozása
 - Fejér Gábor , Lachmann Botond ,Oberrecht Kálmán (MEVA Rt.): Zsaluzatok szerepe a hídépítésben
 - Becze János (Hídépítő Rt.): M7 – M70 autópálya - csomóponti híd tervezése
 - Vértess Mária (ÁKMI MVO Győr): Bitumen lemezes szigetelések követelményei és vizsgálata
 - Haraszti László (VILLAS Hungária Kft.): Hídszigetelések készítése VILLAS bitumenes lemezekkel
 - Szauner Csaba (MAPEI Kft.): A Torino-Milánó között épülő gyorsvasút betontechnológiája
 - Hégyi László (Mc-Bauchemie Kft.):
 - Koczor Huba (Hydrodynamic Kft.): Vízugaras megmunkálás az építőiparban
 - Dr.Gáll Imre (UKIG): Megemlékezés Deák Mihályról
 - Dr.Dalmy Dénes (Pannon Freyssinet Kft.): Hidak erősítése külsőkábeles feszítéssel
- További (kimaradt) előadások rövidített anyaga:
 - Farkas György, Kovács Tamás, Szalai Kálmán (BME Hidak és szerkezetek tanszéke): A nagyszilárdságú beton alkalmazása feszített vasbeton híderendákban

45. Országos Hídmérnöki Konferencia Zalaegerszeg, 2004. május 25-27.

RÉSZLETES PROGRAM

2004. május 25. (kedd)

- 10.00 - Sajtótájékoztató GKM, Dr. Kovács Ferenc helyettes államtitkár
- 11.00 - 11.30 Ünnepélyes megnyitó, Hidak Zala megyében c. könyvbemutató
- 11.30 - 12.00 ✱ Előadás: „Autópálya fejlesztések és hídjaik” (Dr. Medved Gábor, Nemzeti Autópálya Rt.)
- 12.00 - 13.30 EBÉD
- 13.30 - 14.30 ✱ Előadás: „Ívhidak” (Holger Svensson, Leonhardt Andrä und Partner)
- 14.30 - 15.00 ✱ Előadás: „A vas/acél anyagok fejlődésének története a hídépítés tükrében” (Dr. Domanovszky Sándor)
- 15.00 - Göcseji Falumúzeum megtekintése kiállítás vezetőikkel
- 18.00 - Varnus Xavér orgonaművész koncertje a Városi Zsinagógában
- 19.30 - Állófogadás a Hevesi Sándor Színházban

2004. május 26. (szerda)

- 8.30 - 9.00 ✱ Előadás: „Zsaluaktualitások a hídépítésben” (Viszló Dezső, PERI Kft.)
- 9.00 - 9.30 ✱ Előadás: „Injektálási technológiák alkalmazása hídszerkezeteken” (Dr. Seidl Ágoston, MAHÍD 2000 Rt.)
- 9.30 - 10.00 ✱ Előadás: „84.sz.főút Sárvár elkerülő Rába-híd” (Kovács Ákos, MAHÍD 2000 Rt.)
- 10.00 - 10.20 SZÜNET
- 10.20 - 10.50 ✱ Előadás: „10 éves a PONT-TERV” (Mátyássy László, PONT-TERV Rt.)
- 10.50 - 11.15 ✱ Előadás: „Betonadalékszerek európai szabályozása” (Asztalos István, SIKA Hungária Kft. / Stabiment Hungária Kft.)
- 11.15 - 11.35 ✱ Előadás: „Zsaluzatok szerepe a hídépítésben” (Lachmann Botond, MEVA Zsalurendszer Rt.)
- 11.35 - 12.20 ✱ Előadás: „M7-M70 autópálya-csomóponti híd tervezése” (Hídépítő Rt.)
- 12.20 - 14.00 EBÉD
- 14.00 - Helyszíni szakmai bemutató, M7-M70 gyorsforgalmi utak műtárgyépítéseiről
- 19.00 - Zalacsány zenés-táncos műsorral vacsorával, közben „Az év hídasa díj átadása”

2004. május 27. (csütörtök)

- 8.30 - 9.00 ✱ Előadás: „Bitumen lemezes szigetelések követelményei és vizsgálata” (Vértes Mária ÁKMI MVO)
- ✱ Előadás: „Hídszigetelések készítése VILLAS bitum. lemezekkel” (Haraszi László, VILLAS Hung. Kft.)
- 9.00 - 9.30 ✱ Előadás: „A Torinó-Milánó között épülő gyorsvasút betontechnológiája” (Szauner Csaba, MAPEI Kft.)
- 9.30 - 10.00 Előadás: (Hégyel László, MC-BAUCHEMIE Kft.)
- 10.00 - 10.20 SZÜNET
- 10.20 - 10.50 Előadás: „Vízugaras megmunkálás az építőiparban” (Koczor Huba, HYDRODINAMIC Kft.)
- 10.50 - 11.20 „Megemlékezés Deák Mihályról” Dr. Gáll Imre (UKIG)
- 11.20 - 11.30 Előadás: „Hidak erősítése külsőkábeles feszítéssel” (Dr. Dalmy Dénes, Pannon Freyssinet Kft.)
- 11.30 - 12.30 Fórum, zárzó
- 12.30 - EBÉD

Tisztelt Résztvevő !

Köszönjük, hogy jelentkezésével megtiszteli a 45. Hidmérnöki Konferenciát (Zalaegerszeg, 2004. május 25-27.) és párhuzamos rendezvényeit. Ezúton szeretnénk tájékoztatni a rendezvénnyel kapcsolatos nélkülözhetetlen tudnivalókról:

A résztvevők elszállásolása Zalaegerszegen, Kehidakustányban (Zalaegerszegtől 25 km- re) és Misefán (Zalaegerszegtől 18 km-re) történt meg.

Zalaegerszegen 2 szállodában és 8 panzióban:

- Hotel *Balaton* :8900 Zalaegerszeg, Balatoni u.2/A
- Hotel *Arany Bárány* :8900 Zalaegerszeg, Széchenyi tér.1.

- Panzió *Erdőgyöngye* : 8900 Zalaegerszeg, Alsóerdei u.115.
- Panzió *Göcsej-Palatinus*: 8900 Zalaegerszeg, Dózsa liget 1.
- Panzió *Kiskondás*: 8900 Zalaegerszeg, Hock János u.53.
- Panzió *Izabella*: 8900 Zalaegerszeg, Nekeresdi út.7.
- Panzió *Panoráma*: 8900 Zalaegerszeg, Egerszeghegyi u.21.
- Panzió *Piccolo*: 8900 Zalaegerszeg, Petőfi u.16.
- Panzió *Pongi*: 8900 Zalaegerszeg, Egerszeghegyi u.11.
- Panzió *Sóház*: 8900 Zalaegerszeg, Deák tér.2.

Kehidakustányban:

Kehida Termál Gyógy – és Élményfürdő :8784 Kehidakustány, Kossuth L. u.62.

Misefán:

Misefa Kastélyszálló : 8935 Misefa, Béke u.2.

Az előadások helyszíne Zalaegerszegen a Hevesi Sándor Színház (8900 Zalaegerszeg, Kosztolányi tér 3.), a kiállítások helye a színház előcsarnoka .

A rendezvényi programokról a mellékelt programtájékoztató ad bővebb felvilágosítást, a szálláshelyek megközelítéséhez pedig a mellékelt térkép nyújt segítséget.

A regisztráció minden résztvevőnek megérkezéskor a szálláshelyén is történik és ott kerül átadásra az ajándék csomag.

A kitűzők és az étkezési jegyek a Hevesi Sándor Színházban kerülnek átadásra.

A vidéki (Kehidakustány, Misefa) szálláshelyek és az 5 távolabbi zalaegerszegi panzió (Erdőgyöngye, Kiskondás, Izabella, Panoráma, Pongi) vendégeit, különjáratú autóbuszok szállítják mindhárom napon oda és vissza a szálláshelyekről a konferencia helyszínére.

Az első napon a Göcseji Falumúzeumba és onnan az orgonakoncertre, a második nap a helyszíni szakmai bemutatóra, majd a zalacsányi zenés programra, minden vendéget különjáratú autóbuszok szállítanak a fenti programokra, melyek a Hevesi Sándor Színház melletti parkolóból indulnak.

Az első napi esti állófogadás, mely a konferencia színhelyén lesz, gyalogosan közelítendő meg (5 perc) a zsinagógai orgonakoncert helyszínétől.

A személygépkocsik parkolása a vidéki szálláshelyeken és a zalaegerszegi panzióknál kényelmesen megoldható.

A zalaegerszegi szállodák esetében sajnos a kapacitáshiányok miatt csak korlátozott számban tudunk zárt parkolóhelyet biztosítani, a Hotel Balatonnál 60 db személygépkocsi helyezhető el őrzött parkolóban, a Hotel Arany Bárány esetén 25 db személygépkocsi helyezhető el a szálloda belső parkolójában.

A konferencia időtartama alatt a Hotel Arany Bárány szálloda mellett és a Hevesi Sándor Színházzal szemben tudunk ingyenes, nem őrzött parkolót biztosítani a konferencia résztvevői számára.

Az ebédelés az Arany Bárány szálló vendégeinek mindhárom napon a saját szállodájukban történik, a többi vendég számára mindhárom napon a Balaton szállóban lesz, mindkét szálló kb.10 perc gyalogos sétával megközelíthető a konferencia helyszínétől. Regisztrációkor, a szállóra megkülönböztetett ebédjegyet kapnak a résztvevők. A három fogásos menü jellegű ebéd minősége, mennyisége mindkét hotelben ugyanaz, ásványvizet és kávé biztosítottunk az ebédhez.

Az ebédjegyek színkülönbözőségei a szállodák szerinti, saját érdekében is kérjük a használatukat.

A rendezvény időtartama alatt a Hevesi Sándor Színház büféjében (szünetekben) beválthatóan minden résztvevő 4 db kávéra (üdítőre válthatóan) szóló jegyet kap.

A Göcseji Falumúzeumhoz autóbuszok szállítják a vendégeket és kiállítás vezetői segítségével csoportokban tekinthetik meg a múzeumot.

A munkahely látogatáshoz mindenkit autóbuszok szállítanak a Hevesi Sándor Színház melletti gyülekezőhelyről. A vállalkozók a helyszínen üdítő italt és egy ajándécsomagot fognak adni és bemutatják az épülő hídműtárgyakat. A munkahely látogatást közvetlen követi, az autóbuszokra szállással a zalacsányi zenés-táncos műsorettel egybekötött vacsora, a szabadtéri jellegű programhoz megfelelő ruházatot javasolunk.

A zalacsányi vacsora előtt tervezett „AZ ÉV HIDÁSA” cím és díj átadás.

A záró plenáris ülésen valószínűleg kihirdetésre kerül a következő konferencia helyszíne.

Társaságunk, minden kedves vendégének kívánunk kellemes és hasznos itt tartózkodást!

AUTÓPÁLYA FEJLESZTÉSEK ÉS HÍDJAIK

Dr. Medved Gábor

Nyug. egyetemi tanár, Kumamoto Egyetem, Japán,
Hídszakági főmérnök, Nemzeti Autópálya Rt.

ÖSSZEFOGLALÓ

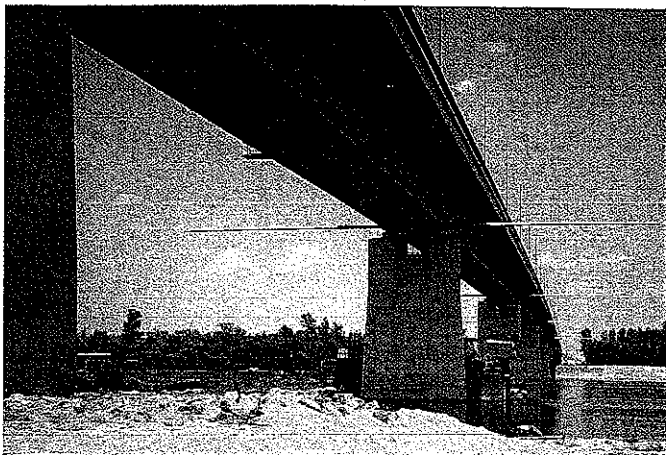
A Parlament 2003. decemberében törvényt fogadott el az autópályák és autóutak fejlesztéséről. A 2003. évi CXXVIII. Törvény szerint 2007. végéig meg kell kétszerezni a magyar gyorsforgalmi úthálózat hosszát (a jelenlegi 625 km-ről 1261 km-re). A munkák során három új Duna-híd felépítése válik szükségessé. Meg kell építeni az M0 autópálya Északi Duna-hídját (az ország első ferdekábeles szerkezetét), és az M8 autópálya Dunaiújvárosi Duna-hídját (egy világrekorder alsópályás vonógerendás ívhídat), valamint ki kell szélesíteni az M0 autópálya déli szakaszán a Hárosi Duna-hídat. Fel kell építeni az M7 autópálya Köröshegyi Völgyhídját és az M43 autópálya Szegedi Tisza-hídját. Megépül az ország első extradosed hídja és egy történelmi fahídat mintázó szerkezet.

1. BEVEZETÉS

A történelem azt mutatja, hogy nincs folytonos és egyenletes fejlődés a hidak építése terén sem. Vannak nagy korszakok, és van a pangás időszaka. Nagy korszak volt például a XIX. és a XX. század fordulója. 1890 és 1896 között: *alig negyedszázaddal a vashíd gyártás megindítása után, hat Duna-hídot épített Magyarország.*

A két háború között, a gazdasági világválság idején megépült a dunaföldvári Duna-híd. Ezt a Petőfi (akkor Horthy Miklós) híd követte, majd a Felvidék részleges visszacsatolása után a medvei Duna-híd épült meg. A világháború küszöbén elkezdődött az Árpád híd építése is.

A második világháború pusztítását hősi munkával állították helyre a hidászok, de ezt *több évtizedes pangás* követte, miközben a vezetés tervszerű és arányos fejlesztésről beszélt. Tisza-



hidak épültek ugyan, de a Dunán csak az új Erzsébet híd épült. Ez is inkább helyreállításként volt tekinthető. Aztán lassú fejlődés kezdődött. Az Árpád híd kiszélesítése, az M0 hárosi Duna-hídja, a lágymányosi híd és az esztergomi Mária Valéria híd jelentette a főbb állomásokat mintegy húsz év alatt.

2003. nyarán felavatták az M9 autótúlszárnyú Duna-hídját (1. ábra).

1. ábra. A szekszárdi Duna-híd.

Az esztétikus, elegáns vonalozású, párhuzamos övű acél szekrénytartós szerkezet támaszközei $3 \times 65,50 + 80 + 3 \times 120 + 80 + 3 \times 65,50$ m, összes hossza 919,60 m. A szélső 65,50 méteres nyílások beton pályalemezzel

együttdolgozó szerkezetűek, középső nagy nyílások pedig ortotrop acél pályalemezzel készültek. A híd szerelése nagy elemek beúsztatásával és helyére emelésével történt, ez a korszerű módszer lassan uralkodóvá válik acélhídjaink építésében. A beruházást a magyar állam képviselőjében a Nemzeti Autópálya Rt. irányította, a tervezők az UVATERV Rt. és a Pont-TERV Rt., a mérnökök az ÁMI Kft. volt. A híd kivitelezését pedig a Magyar Hídépítő Konzorcium (Vegyépszer Rt., és Ganz Acélszerkezet Rt.), a Mahíd 2000 Rt, a KÖZGÉP Rt., a Ganz BVG Kft. és a Hídépítő Speciál Kft. végezték. Reményeink szerint ez a híd jelentheti egy új fellendülés nyitányát.

2. AZ AUTÓPÁLYA PROGRAM

A fellendülés alapja az ország autópálya programja. A jelenlegi kereteket a Kormány 2044/2003. (III. 14.) számú határozata, majd időben ezt követően – 2003. dec. 22-én – a Magyar Köztársaság gyorsforgalmi közúthálózatának közérdekűségéről és fejlesztéséről hozott 2003. évi CXXVIII. Törvény határozta meg. A törvény nagyon ambiciózus, nagy volumenű programot tartalmaz, amelynek megvalósítása esetén Magyarország gyorsforgalmi utakkal történő ellátottsága ugrásszerű javulást fog mutatni. A számadatokat az alábbi táblázat mutatja.

Időszak	Az időszakban átadandó úthossz, km	Gyorsforgalmi utak összes hossza, km
2002 végéig megépített gyorsforgalmi út		625
2004. végéig átadásra kerül	65	690
2005. végéig átadásra kerül	44	734
2006. végéig átadásra kerül	322	1056
2007. végéig átadásra kerül	205	1261

A gyorsforgalmi utak hossza tehát négy év alatt kereken megkétszereződik. A törvény felsorolja a megépítendő autópálya/autóút szakaszokat, azok befejezési határidőivel együtt. Innen kiragadva néhány jellemző és fontos adat, a teljesség igénye nélkül:

- 2007. végéig meg kell épülnie a Budapestet körülvevő M0 autópályának az M5 és az M3 autópályák között, beleértve az M0 gödöllői átkötését (M31). Ezen belül az M5 és a 4. sz. főút közötti szakasznak 2005-re kell befejeződnie.
- Meg kell építeni az M0 északi szakaszát – a Duna-hidakkal együtt – 2006. végéig az M2 autópálya és a 11. főút között.
- Ki kell szélesíteni 2007. végéig az M0 déli szakaszát – ugyancsak a Duna-hidakkal együtt – 3+1 sávval teljes autópályává az M1 és az M5 autópályák között.

A fenti fejlesztésekkel 2007-re az M0 autópálya háromnegyed körben körülveszi majd Budapestet az M1 autópályától a 11. sz. főútig.

- Az M3 autópálya 2004. végéig kiépül Görbeházáig, és az M3-ból Emődnél kiágazó M30 autópályán Miskolcig autózhatsz.
- Az M3 Görbeháza–Nyíregyháza, és az M35 Görbeháza–Debrecen szakaszok 2006. végéig kerülnek átadásra a két várost elkerülő főutakkal együtt.
- Az M5 2006-ban megnyúlik Szegedig, a Kiskunfélegyháza–Szeged szakasz megépítésével.
- Az M6-os autópályán 2006-ban az M0-tól Dunaújvárosig autózhatsz, ott pedig átkelhetünk a Dunán az új M8 autópálya új hídján.

- Autópályává fejleszthető autót út vezet majd 2x2 forgalmi sávval Dunaújvárostól Szekszárdon keresztül Pécsre (M6) 2007-ig.

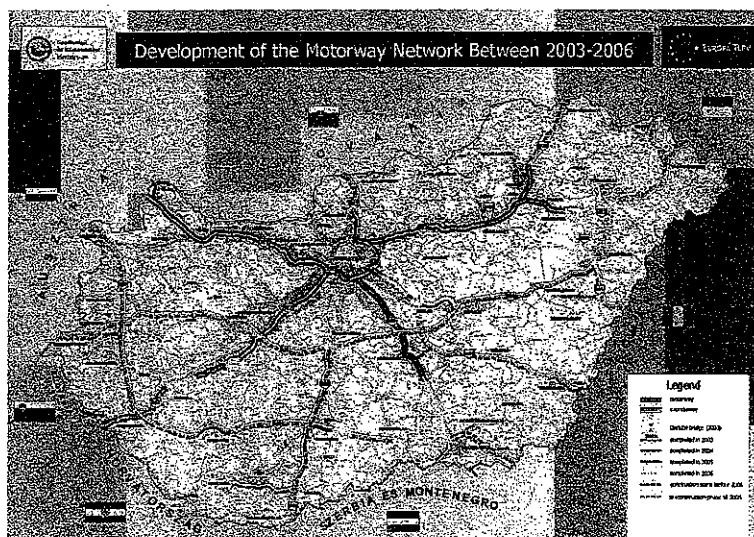
A felsorolt autópálya szakaszokkal hét vidéki nagyvárosunk lesz autópályán elérhető. Az ország „vérkeringésébe” történő jobb bekapcsolódás jelentős gazdasági előnyökkel jár.

- A balatoni M7 autópályánk horvát és szlovén határ menti végén már ma is dolgoznak 29 km hosszon (M7 és M70 gyorsforgalmi utak Becsehely—Letenye—Tornyiszentmiklós szakasza), amely 2004. végéig helyezendő forgalomba.
- Az M7 autópálya Balatonszárszó—Ordacsehi szakasza 2005. végéig, a Zamárdi—Balatonszárszó, Ordacsehi—Balatonkeresztúr, Nagykanizsa—Becsehely és a Letenye—országhatár közötti szakaszai pedig 2006. végéig helyezendő forgalomba.

A felsorolt szakaszolást áttekintve egyértelmű, hogy a Balatonkeresztúr—Nagykanizsa szakasz megépítése későbbre marad, de ennek előkészítése is megtörténik 2007 előtt. Egy rövid szakaszt a kivéve autópályán juthat el a határig az Adriai tenger felé utazó.

- Az M43 autópályának az 5. sz. főúttól Marosleléig terjedő 20 km-es szakasza autópályaként, innen tovább Makó elkerülésével 15 km hosszú útszakasz pedig autótútként épül meg 2007. végéig.

Ez az útszakasz Románia felé irányul Arad térségében. A 2003-2007 közötti időszakban még több gyorsforgalmi utas kapcsolat lesz előkészítve Szlovákia, Ukrajna, Románia és Horvátország felé. Az autópályák közvetlen és távlati fejlesztési tervét a 2. ábrán láthatjuk.



2. ábra. Az autópálya fejlesztési terv

Természetes, hogy a felvázolt autópálya építési program számtalan híd építését is jelenti. Ezek a kisebb-nagyobb alul- és felüljárók minden autópályán nagy gyakorisággal (1-2 kilométerenként) megtalálhatók. Szinte kizárólag vasbetonból épülnek, feszített beton előregyártott gerendákkal, vagy monolit kivitelben. Előfordulnak acélszerkezetű hidak is, de ezek nem

jelentenek az acélszerkezeti ipar számára komolyabb kihívást. Épült egy acél-beton öszvértartós híd Miskolc határában a Sajó felett az M30 autópályán. Elképzelhető több ilyen hídszerkezet építése, például az M3 és az M35 autópályákon a Keleti Főcsatorna keresztezésénél, vagy más, hasonló nagyságú folyók áthidalásakor. Az M43 autópálya 5. sz. főút és Maroslele közötti szakasza nyilvánvalóan keresztezi a Tiszát. Az ide építendő híd egyik alternatívája az acélszerkezet lehet. Ezekről bizonyosat mondani legfeljebb a vállalatba adást követően lehet.

A 2003. évi CXXVIII. törvény három hídról tesz név szerint említést: az M0 Északi Duna-hídjáról, az M7 Köröshegyi völgyhídjáról és az M8 dunaújvárosi Duna-hídjáról. Nem említi ugyan a törvény, de nyilvánvaló, hogy az M0 autópálya déli szakaszának autópályává történő kiszélesítése nem képzelhető el a hárosi Duna-híd és a soroksári Dunaág-híd kiszélesítése nélkül. A kiszélesítés úgy végezhető el, hogy a jelenlegi híd mellé újabb szerkezetet építenek.

A soroksári Dunaág-híd feszített beton szerkezetű, egyértelmű, hogy az ikertestvérének is ilyennek kell lennie. A **hárosi Duna-híd** meglévő, 1990-ben átadott szerkezetét három egység alkotja. A két parton $3 \times 73,50$ m támaszközü, a meder felett $3 \times 108,50$ m támaszközü szerkezet áll. A párhuzamos övű, ferdegerincű acél szekrénytartó felső övét együttdolgozó, feszített beton pályalemezként tervezték meg, amely a $17,50$ m széles, 4 forgalmi sávos kocsipályát hordja, egyik oldalán üzemi járdával, a másikon kerékpárúttal (3. ábra). A híd teljes szélessége $22,05$ m.



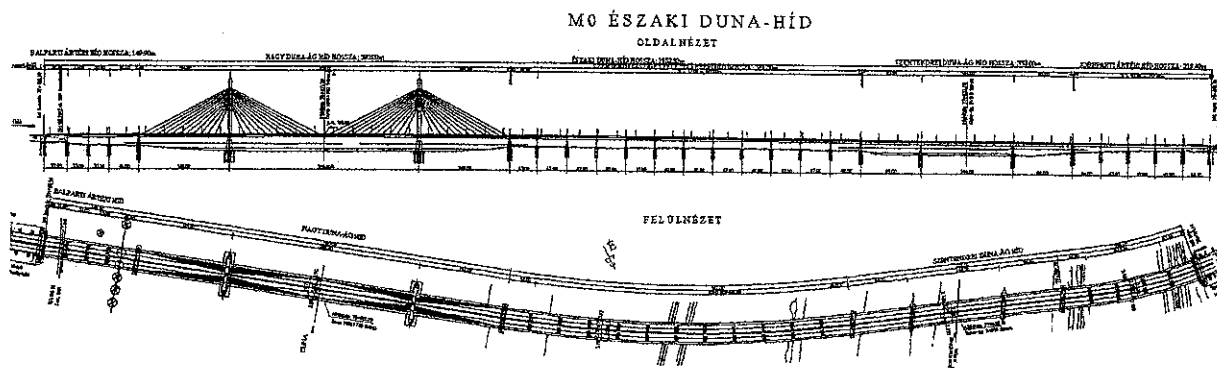
3. ábra. A hárosi Duna-híd

Az elképzelések szerint az új szerkezet a kifolyási oldalra kerül, meghosszabbított pillérekre. Geometriájában, anyagában, általános megjelenésében a jelenlegi szerkezetet fogja tükrözni, tehát párhuzamos övű acél szekrénytartó lesz, a régivel azonos támaszközőkkel, és hasonló szerkezeti magassággal. A parti szerkezetek gazdaságossági okokból öszvértartós kialakításúak maradnak, míg a meder feletti, $3 \times 108,50$ m

támaszközü szerkezet ortotrop acél pályalemezzel készülne. Ezzel könnyebben biztosítható a híd megkívánt alakja.

3. AZ M0 ÉSZAKI DUNA-HÍDJA.

Az Északi Duna-híd szerkezetére mintegy tíz éve készültek az első változatok a főtervező CÉH Rt. irodájában. Azóta kialakult a jelenlegi terv. A hídszerkezet öt részből áll (4. ábra), amely voltaképpen kilenc hidat jelent, mivel a Nagy Duna-híd kivételével két-két híd épül majd egymás mellett, köztük légréssel. A tervezett szerkezetek:



4. ábra. Az M0 Északi Duna-híd vázlata.

- Balparti ártéri híd, négynyílású, $149,90$ m összes hosszúságú, párhuzamos övű vasbeton szekrénytartóval. A $37,00 + 2 \times 33,00 + 45,00$ méteres, szokatlanul változó nyílásméreteket a Vízművek parti kútjainak kikerülése miatt tervezték.
- A váci Duna-ágot, azaz a Duna fő medrét $590,00$ m összes hosszúságú *ferdekábeles szerkezet* hidalja majd át. A háromnyílású híd támaszközei $145,00 + 300,00 + 145,00$ m.

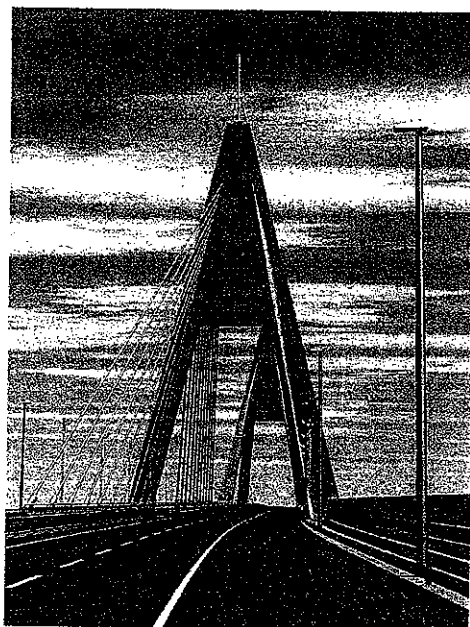
- A Szentendrei szigeten párhuzamos övű feszített beton szekrénytartó épül 561,00 m összes hosszúsággal, 42,00+11x47,00 m támaszközökkel. A híd enyhe bal ívben fekszik.
- A Szentendrei Duna-ág felett acélszerkezetű híd építését irányozza elő a terv, 93,00+144,00+93,00 m támaszközökkel, 332,00 m összes hosszúsággal. Párhuzamos övű, ferde gerincű, egycellás *acél szekrénytartók ortotrop acél pályalemezt* hordanak majd. A 80°-os ferdeségű pillérekre merőleges kialakítású szerkezet támaszkodik.
- A budai (jobb) parton ismét vasbeton szerkezet következik 5x43,50 m támaszközökkel, 219,40 m összes hosszúsággal. Ez a híd is bal ívben fekszik, de a geometriát átmeneti ív is bonyolítja.

Az M0 autópálya Északi Duna-hídja 1852,30 m összes hosszával az ország második leghosszabb hídja lesz. A hídon 2x2 forgalmi sávós autópálya kerül átvezetésre, leállósávokkal együtt, ami a későbbiekben 2x3 forgalmi sáv kialakítását teszi lehetővé. A pálya két oldalán a kábelek vonalán kívül gyalogjárda és kerékpárút készül. A pályabeosztás: 2x12,75 m kocsi pályák és leálló sáv, 1,60 m elválasztó sáv, 2x3,80 m gyalogjárda és kerékpárút + korlátok. Teljes szélesség 34,70 m.

A Nagy Duna-híd két ferde kábelsíkú, nyaláb kábelrendezésű szerkezet. A pillérek fölé 97 m-rel nyúló, A alakú pilonok vasbetonból, üreges négyszög keresztmetszetű lábakkal készülnek majd. A két pilonláb vízszintes összekötése felett átlátszó homlokzatú zárt teret alakítanak ki üzemi célokra. Ez egyben a híd építészeti megjelenésében és esti kivilágításában is szerephez jut majd (5. ábra). A munkaközi állapotban lévő látványtervek még nem a végső állapotot mutatják, de általuk lemérhető az egyszerű, elegáns építészeti eszközök alkalmazására való törekvés.

5. ábra. Az M0 Északi Duna-hídja.

A merevítő tartót kétoldalt egy-egy keskeny acél szekrénytartó alkotja, ezekbe a szekrénytartókba kötnek be a ferde kábelek. Közöttük van az ortotrop acéllemez pályaszerkezet, amely alulról nyitott, mivel a két kábelsíkú szerkezet nem igényel csavaró merevséget. A kábelek párhuzamosan vezetett, horganyzott huzalokból vagy pászmákból készülnek majd, kemény polietilén védőcsőben, kettős korrózióvédelemmel. A magas kifáradási határu kábelvégek megfeszítését akár alul a merevítő tartóban, akár fenn a pilonban elvégezhetik.



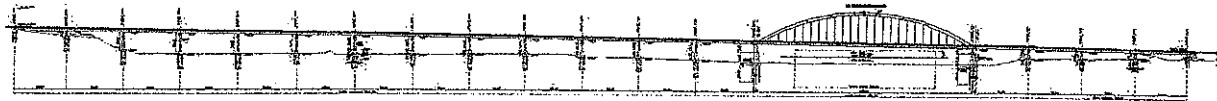
A tervezési munka a CÉH Rt.-nél és partnereinél (Pont-TERV, MSc) végső stádiumában van. Ugyancsak folyamatban van az építési engedélykérelem kiadása. A következő hónapokban esedékes a vállalkozók közbeszerzési törvény szerinti versenyeztetése, és a szerződés megkötése. A kivitelezést még ez év ősze előtt meg kell kezdeni.

4. A DUNAÚJVÁROSI DUNA-HÍD.

Ez a szerkezet méltó párja az M0 autópálya Északi Duna-hídjának 1680 méteres összes hosszával. A híd 1,46 %-os emelkedővel jut fel a sík bal partról a jobb parti magas löszfal tetejére, közben keresztezi a Dunát és egy széles, ártéri jellegű területet. A bal parton négyenyílású, (4x75,00 m támaszközü) gerendahíd épül, melyet a Duna feletti 307,80 m-es

ívhíd követ. Ehhez csatlakozik a jobb parton tizenhárom nyílás, $12 \times 82,50 + 75,00$ m támaszközökkel. A híd elrendezési vázlata a 6. ábrán látható.

A hídon átvezetésre kerül az autópálya teljes keresztmetszete, leállósávokkal együtt. A pályabeosztás $2 \times 12,00$ m kocspálya + leállósáv, 1,60 m elválasztó sáv, $2 \times 3,20$ m kerékpárút és korlátok. Teljes szélesség 32 m.

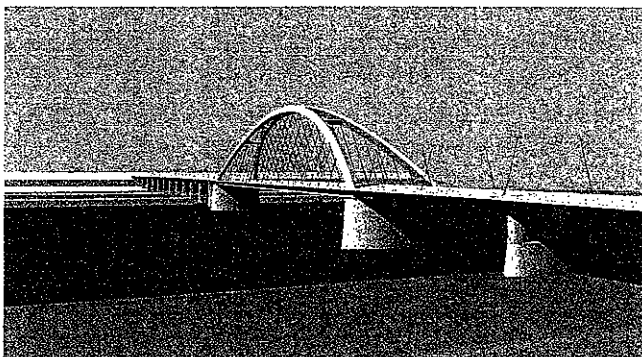


6. ábra. A Dunaújvárosi Duna-híd vázlata.

A parti szerkezetek ortotrop acél pályalemezes szekrénytartós gerendahidak. A viszonylag sok, kis nyílás sorozatban ismétlődő, s e miatt gazdaságosan, nehézségek nélkül gyártható szerkezetet eredményezett. A mederhíd kialakítása, viszont, közel sem ilyen egyszerű.

A 48 m nyílmagasságú zárt négyszög keresztmetszetű acél ívek ferde síkban állnak, és felül egymásnak támaszkodnak. Az ív alatti, zárt négyszög keresztmetszetű merevítő vonógerenda szintén ferde síkú. A híd Lohse-Nielsen szerkezetként jellemezhető. (A nemzetközi terminológiában Lohse-ívnek nevezik, ha az ívnek és a vonógerendának közel egyforma a hajlító merevsége; Nielsen-ívnél pedig függesztő rudak helyett kábeleket alkalmaznak.) A vonógerendával együtt dolgozik az ortotrop acél pályaszerkezet is. A függesztő kábelek nem keresztezik egymást, oldalnézetben közel függőlegesek. Mindazonáltal, a térben a két ferde síkú ív kábelelei kereszteződő benyomást keltenek. A kábelek kialakítása sokban hasonlít az Északi Duna-hídéra: ezek is kemény polietilén csőben párhuzamosan vezetett horganyzott pászmákból vagy huzalokból készülnek majd, magas kifáradási határú kábelfejekkel.

A szerkezetnek a legyártása nem lesz könnyű, pontos, gondos munkát kíván majd az acélszerkezeti üzemtől. A helyszíni szerelést a parton végeznék, majd a – mintegy 6000 tonnás ! – szerkezetet beúsztatnák a helyére. Ez sem ígérkezik egyszerű feladatnak. Mégis, a sikeres kivitelezés sokat emelhet a résztvevők reputációján, hiszen a világon ilyen nagy Lohse-Nielsen ívet még nem építettek. A híd elegáns, esztétikus megjelenésűnek is ígérkezik, melyre a beruházó, tervező és a kivitelező egyaránt büszke lehet majd. A látványterv (7. ábra) is ilyen benyomást kelt.



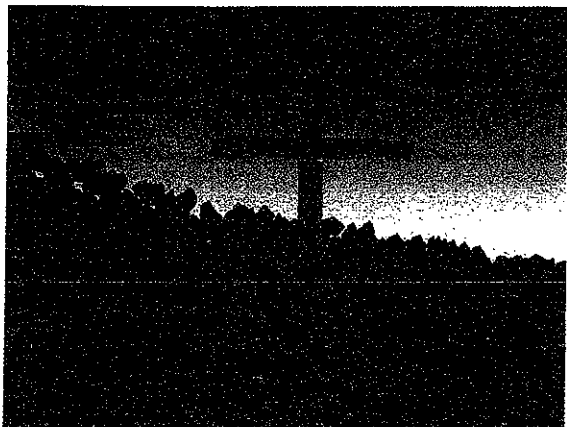
7. ábra. A Dunaújvárosi Duna-híd.

A dunaújvárosi Duna-híd tervezése is szinte befejeződött a főtervező FŐMTERV Rt.-nél és partnerénél (Pont-TERV). Az építési engedélyt kiadták, a közbeszerzési eljárás megindult.

5. A KŐRÖSHEGYI VÖLGYHÍD

Az M7 autópályán a Séd patak völgyét hidalja át a tervezett híd $60 + 95 + 13 \times 120 + 95 + 60$ m támaszközökkel. Összes hossza 1872m, ezzel az ország leghosszabb hídja lesz. A szerkezet a Kormány 2330/2003 sz. határozatának megfelelően feszített betonból épül, amelyben az játszhatott szerepet, hogy az ország acélszerkezeti kapacitását az előbbieken említett hidak teljesen lefoglalják majd. A híd egyben az ország legmagasabb völgyhídja is lesz, a völgyfenék feletti 85 m-es magasságával, összemérhető az Alpokban található hidakkal. A híd 4000 m sugarú vízszintes ívben fekszik, és teljes hosszában 2,86 %-ot esik Budapest felől

tekintve. A hídon 2x2 forgalmi sávot vezetnek át, leállósáv nélkül, közepén 1 m keskeny sávval elválasztva. Kétoldalt üzemi járdák épülnek. Az alul parabolikus ívelt kiékelésű szerkezet magassága a támaszok felett 7,50 m, amely mezőközépen 3,50 m-re csökken.



Az üreges négyszög keresztmetszetű pilléereket 1,2-1,5 m átmérőjű fűrt vasbeton cölöpökre alapozzák. A pillérek felmenő falait kúszózsályuzattal építik. A kétcellás ferdegerincű szekrénytartó szabadbetonozásos technikával épül majd, szerelőhíd segítségével (8. ábra).

8. ábra. A Kőröshegyi völgyhíd építése.

Az építési engedélyt kiadták, a közbeszerzési eljáráson győztes vállalkozóval (Hídépítő Rt.) a szerződést megkötötték. A kivitelezési terveket a vállalkozó a Pont-Tervvel közösen készíti.

6. KÜLÖNLEGESSÉGEK

A világon a közelmúltban újfajta szerkezetű hidak jelentek meg, amelyeket angol szóval „extradosed”-nek neveztek. Megjelenésükben átmenetet jelentenek a ferdekábeles hidak és a szabad kábelvezetésű gerendahidak között. Viselkedésük inkább az utóbbira emlékeztet, megjelenésük pedig az előbbire, de alacsony pilonnal. Első magyar névjavaslat a „függesztett-feszített”, amely korrekt, de talán hosszú. A Hídépítő Rt., amely közismert a műszaki haladás iránti affinitásáról, egy ilyen szerkezetet épít Letenye térségében az M7-esen. Erről nyilván ők fognak beszámolni.

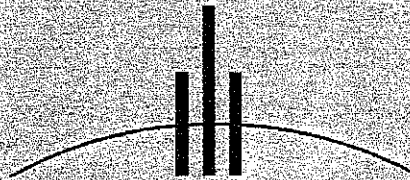
A Nemzeti Autópálya Rt. kezdeményezésére Régészeti Park építése kezdődik Polgár térségében, ahol az autópályák régészeti feltárásakor talált tárgyakat állítanak ki, kellemes, pihenésre csábító környezetben. Ezt a helyet egyben a Hortobágyi Nemzeti Park északi kapujának is kiépítenék, ahova egy gyalogos-kerékpáros hídon lehet majd eljutni. Ez a híd szerkezetében és megjelenésében az egykori *erdélyi fedett fahidaknak* állítana emléket, amelyeket másfél-két évszázaddal ezelőtt *Mamut hidaknak* neveztek. Az elképzeléseknek az Országgyűléstől kezdve minden érintett szabad utat engedett, megvalósulásuk rövidesen várható.

7. ZÁRÓ MEGJEGYZÉS

A magyar hídépítő ipar egy évszázaddal ezelőtt felnőtt a feladataihoz. A világ élvonalában volt akár az acélszerkezetek, akár a vasbetonszerkezetek építését tekintve. Ennek vége szakadt vesztes háborúk, gazdasági válságok, hibás politikai és gazdasági döntések eredményeképpen. Az egykor elvesztett helyet nyilván nem lehet pár nagy híddal visszaszerezni, a világ szerkezetépítő ipara azóta is haladt. *Nagy lépést lehet azonban tenni a felzárkózás felé.* A felvázolt hídprogram erre jó lehetőséget nyújt majd.

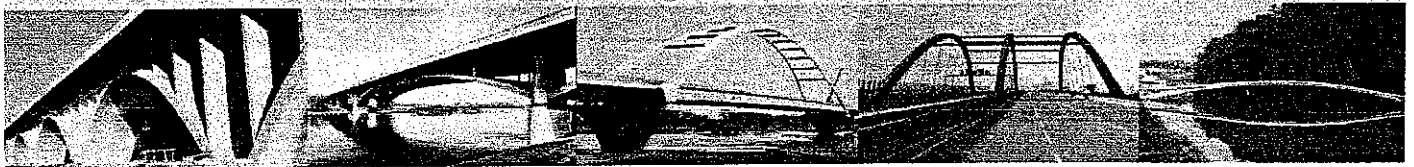
Bogenbrücken

Dipl.-Ing. **Holger Svensson**
Geschäftsführender Gesellschafter
Sprecher der Geschäftsleitung



Leonhardt, Andrä und Partner

Ausstellung Straßenbrücken
Ingenieur Bau Kunst Stuttgart
30. April 2003





Folie 1

Bogenbrücken sind ein geeignetes System, wenn es darum geht, eine einzelne größere Hauptspannweite mit geringer Bauhöhe des Brückenbalkens zu überwinden. In flachem Gelände ist der obenliegende Bogen mit Zugband häufig das geeignete System. Als kostengünstige Lösung hat sich dabei der Stahlbogen mit Verbundbalken bewährt. Ein steiles Felstal erlaubt den Entwurf eines echten Bogens, der heute nur noch ohne Gelenke verwirklicht wird. Bogenbrücken können wegen ihres klar erkennbaren Kraftflusses und der möglichen Schlankheit ihrer Tragglieder elegant gestaltet werden. Dazu werden heute während des Entwurfes Computervisualisierungen erstellt. Vergleiche zwischen Visualisierung und Ausführung lassen Rückschlüsse auf die Zuverlässigkeit solcher Visualisierungen zu.

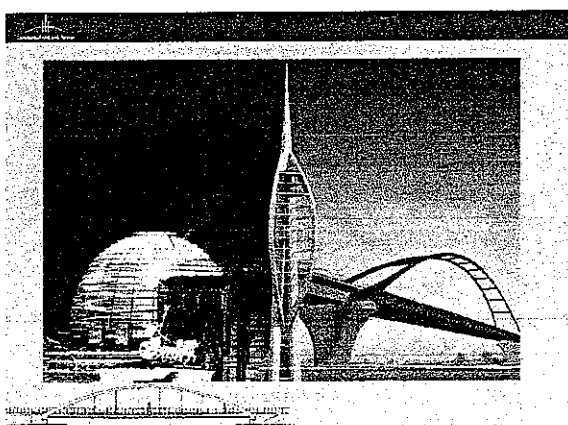


Folie 2

Lassen Sie mich vorab unser Ingenieurbüro Leonhardt, Andrä und Partner kurz vorstellen. Geegründet wurde es 1939 durch Dr.-Ing. Fritz Leonhardt.

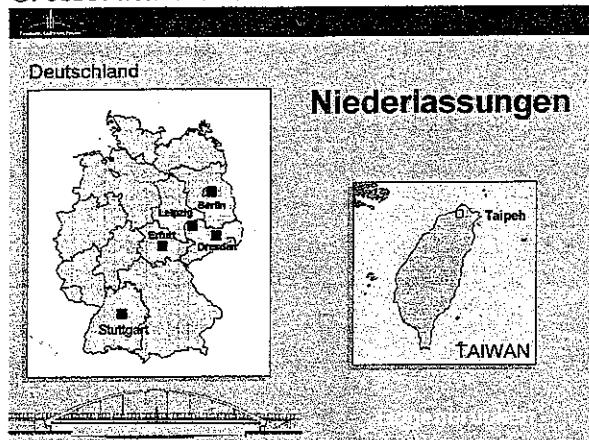
Im Jahr 1953 wurde sein langjähriger Mitarbeiter Dr.-Ing. Wolfhart Andrä Partner in der Firma Leonhardt und Andrä und seit 1970 firmieren wir als Leonhardt, Andrä und Partner GmbH.

Heute leitet die dritte Generation von Geschäftsführenden Gesellschaftern unser Büro.



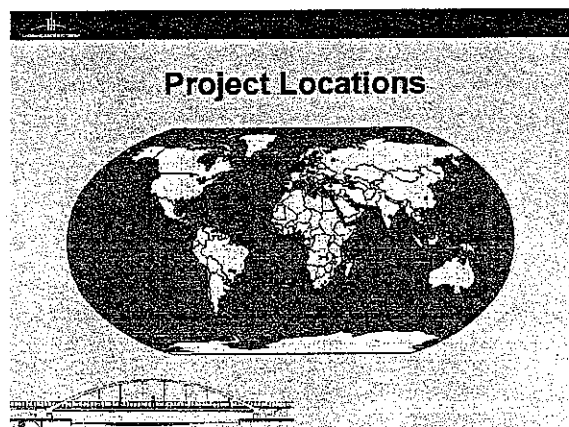
Folie 3

In der Tradition von Prof. Leonhardt arbeiten wir nur auf dem Gebiet des konstruktiven Ingenieurbaus. Etwa die Hälfte unserer Arbeit betrifft Brücken, die andere Hälfte bezieht sich auf alle anderen Arten des konstruktiven Ingenieurbaus, von Tunnel und Baugruben über Hochbauten bis hin zu Stadiendächern und Türmen.



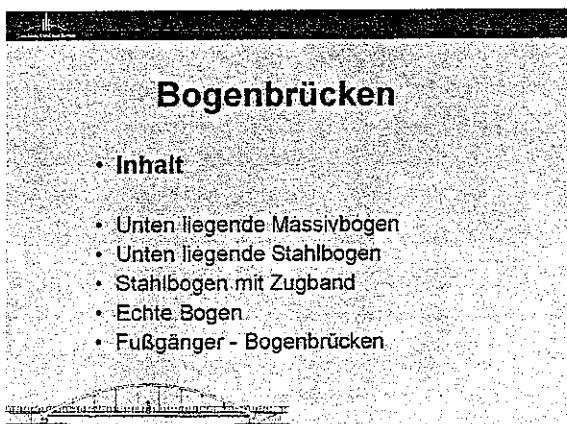
Folie 4

Wir beschäftigen zur Zeit knapp 200 Mitarbeiter. Die Hälfte befindet sich in unserem Büro hier in Stuttgart. Die andere Hälfte der Mitarbeiter arbeitet in unseren Niederlassungen in Berlin, Dresden, Erfurt und Leipzig sowie in Taipeh.



Folie 5

Unser Büro ist weltweit tätig, insbesondere im Bereich des Brückenbaus. Mehr als die Hälfte aller in Stuttgart abgewickelte Brückenprojekte befinden sich im Ausland. Dabei handelt es sich in erster Linie um Schrägkabelbrücken, Takt-schiebebrücken und andere Großbrücken. Daneben werden auch Türme und andere Hochbauten im Ausland bearbeitet.

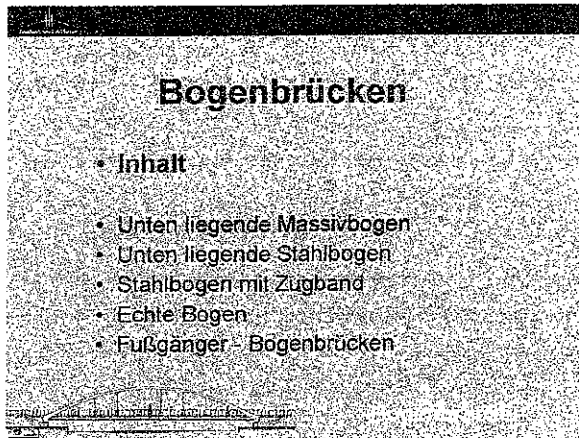


Folie 6

Und nun zu unserem Thema, den Bogenbrücken.

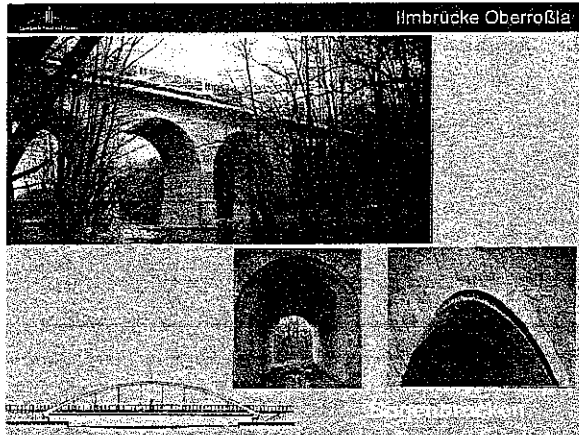
Im Folgenden werden 16 größere Bogenbrücken vorgestellt. Die Reihenfolge geht dabei von Beton- zu Stahlbrücken, von untenliegenden Bögen zu obenliegenden und von Bögen mit Zugband zu echten Bögen. Den Schluss bilden einige Fußgängerbrücken.

An allen vorgestellten Brücken war LAP maßgeblich beteiligt. Aus dem Stuttgarter Büro waren insbesondere meine Kollegen Gerhard Seifried und Reiner Saul zusammen mit Volkhard Angelmaier verantwortlich, in den neuen Bundesländern war das vorallem mein Kollege Wolfgang Eilzer.



Wir beginnen mit unten liegenden Massivbögen.

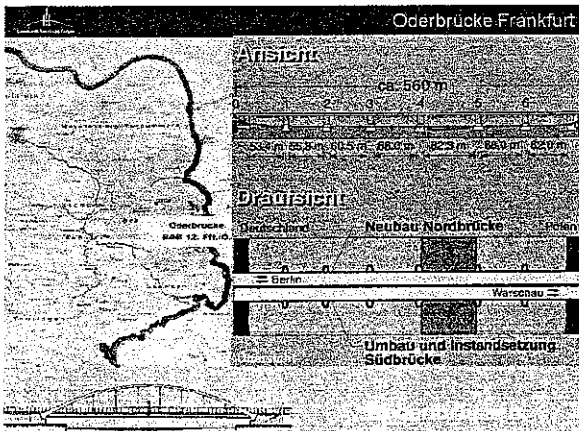
Folie 7



Folie 8

Es gibt in Deutschland eine erhebliche Zahl von über 100 Jahre alten massiven Bogenbrücken, die den modernen Verkehrsanforderungen angepasst werden müssen. Ein Beispiel ist diese Eisenbahnbrücke aus dem Jahre 1848 bei Weimar in Thüringen.

Es erfolgte eine grundlegende Sanierung der Brücke unter laufendem Bahnverkehr.

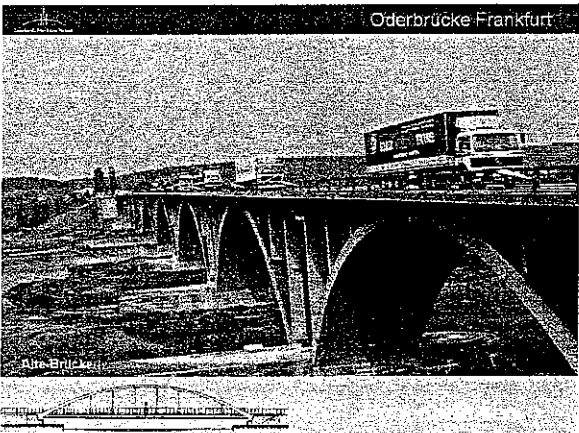


Folie 9

Nun zu Beispielen aus neuerer Zeit.

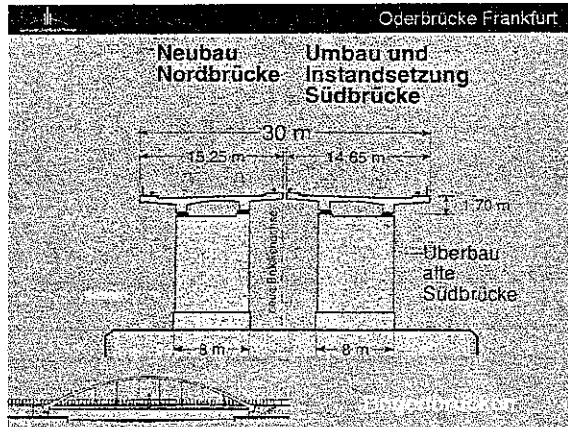
Die Autobahnbrücke der BAB 12 über die Oder bei Frankfurt verbindet Berlin mit Warschau.

Die Brücke ist 560 m lang und besteht aus 6 unterliegenden Betonbögen mit Spannweiten zwischen 53 und 82 m. Die Kosten für den Umbau der Grenzbrücke wurden zwischen Deutschland und Polen im Verhältnis 60 zu 40 geteilt.



Folie 10

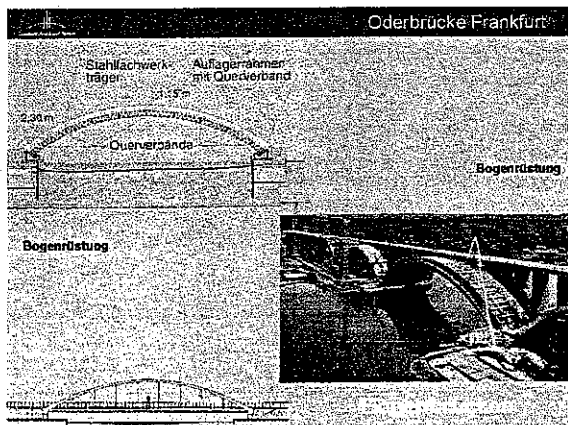
Als erster Überbau wurde die Südbrücke 1954 bis 1957 gebaut, mit beiden Fahrrichtungen auf einem Überbau. Die Gründungen und Widerlager für eine zweite Brücke wurden miterichtet. Die alte Brücke wurde instand gesetzt durch Sanierung der Bögen, durch neue Aufständungen und durch einen neuen, breiteren Überbau.



Folie 11

Der Abriss der alten Bogenbrücke und ein Neubau von zwei Durchlaufträgern in Beton und Verbund wurde untersucht. Dabei zeigte sich, dass die Balkenbrücken nicht signifikant billiger geworden wären als Sanierung und Neubau der Bögen.

Aus historischen und ästhetischen Gründen hat man sich deshalb für die ungewöhnliche Möglichkeit des Neubaus einer Betonbogenreihe entschieden.



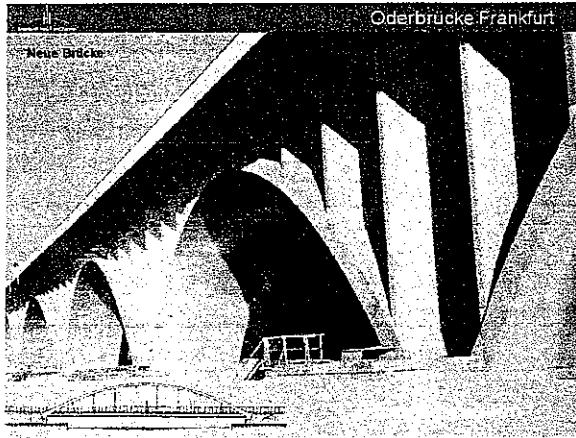
Folie 12

Die Bögen wurden auf freitragenden Lehrgerüsten hergestellt. Jedes Bogengerüst besteht aus fünf Fachwerken mit 1,8 m Bauhöhe. Die standardisierten Fachwerkabschnitte wurden mit Autokränen eingebaut.



Folie 13

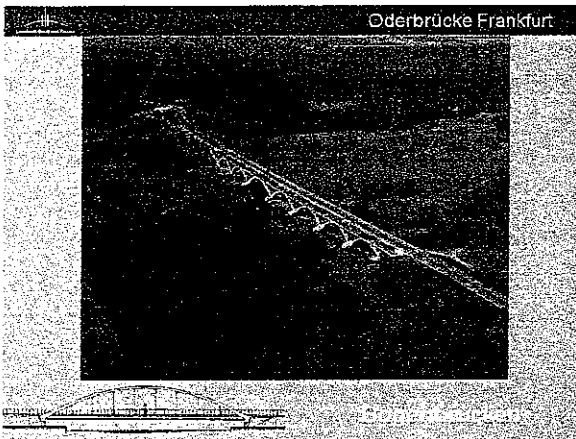
Das Betonieren der Bögen erfolgte symmetrisch von außen nach innen mit Deckelschalung in den steilen Bereichen. Zu Beginn des Betonierens befanden sich die Betonbauer anfangs unter der Deckelschalung, was besondere Sicherheitsmaßnahmen erforderte.



Folie 14

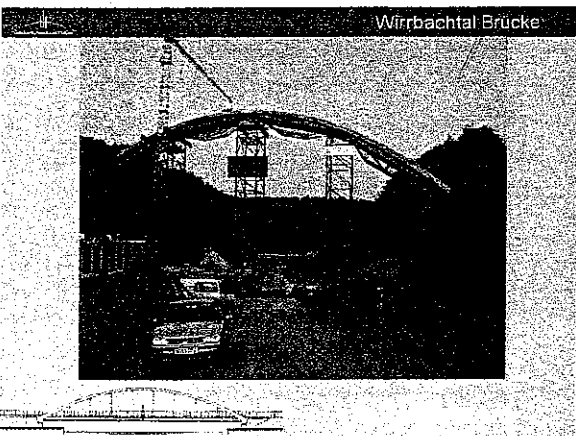
Die neue Brücke stellt ein historisch wertvolles und ästhetisch prägnantes Bauwerk in der flachen Oderlandschaft dar. Der gesamte Brückenbogen wurde zwischen 1993 und 1997 saniert bzw. neu gebaut.

Aus der Nähe betrachtet wirkt die Bogenbrücke massiv, was im Grunde auch ihrer Konstruktion entspricht.



Folie 15

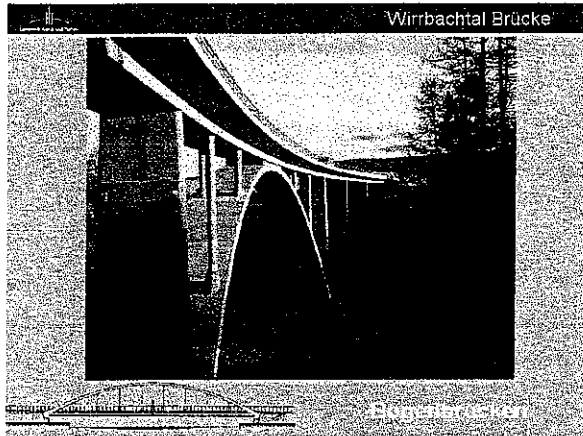
Aus der Ferne betrachtet – wie auf diesem Luftbild – wirkt sie dagegen überraschend filigran. Die massiven Einzelbögen fügen sich zu einem eher leicht wirkenden Gesamtbauwerk zusammen.



Folie 16

Die Wirrbachtalbrücke mit einer Bogenspannweite von 100 m im Zuge der Thüringer Wald Autobahn wurde ebenfalls auf Leerrüst hergestellt. Der massive Bogen mit einer Bauhöhe von nur 90 cm am Scheitel wurde bewusst schlank entworfen.

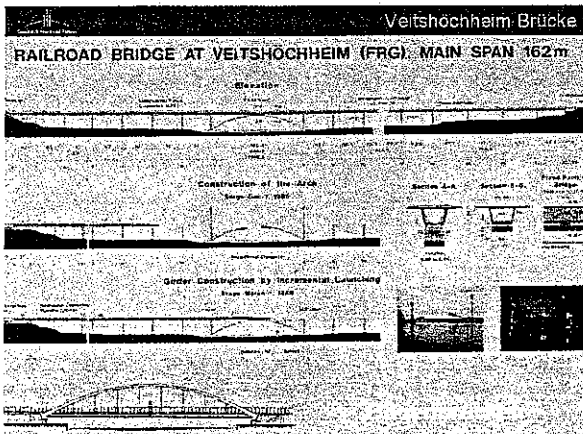
Die fertige Brücke wirkt auch aus der Nähe



Folie 17

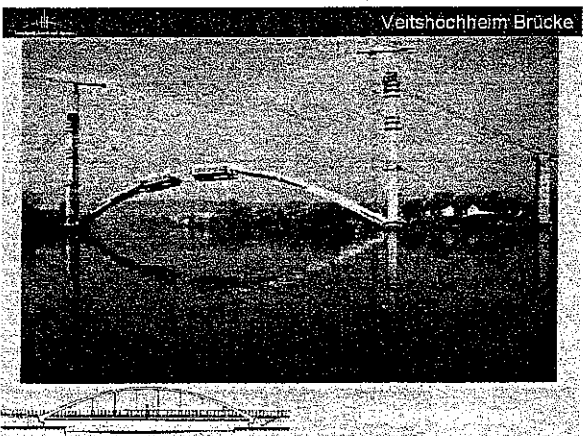
leicht. Entscheidend dafür sind die geringen Abmessungen des Bogens, der Stützen und des Überbaus.

Eine Bemerkung für Fachleute: Der sehr schlanke Bogen unterstützt den Überbau für Verkehrslasten so nachgiebig, dass der Überbau überwiegend als Einfeldträger über die gesamte Bogenlänge wirkt.



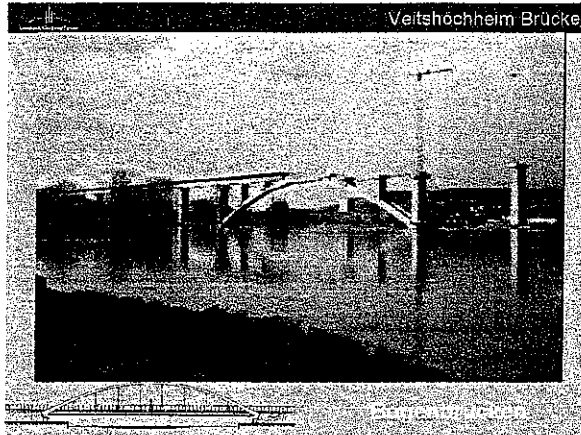
Folie 18

Die Mainbrücke Veitshöchheim ist eine zweigleisige Eisenbahnbrücke aus Spannbeton im Zuge der Neubaustrecke Hannover-Würzburg mit einer Mittelöffnung des Bogens von 162 m. Die Herstellung des Bogens erfolgte im Freivorbau mit Hilfsabspannungen, der Überbau wurde in ganzer Länge im Taktschiebverfahren hergestellt.



Folie 19

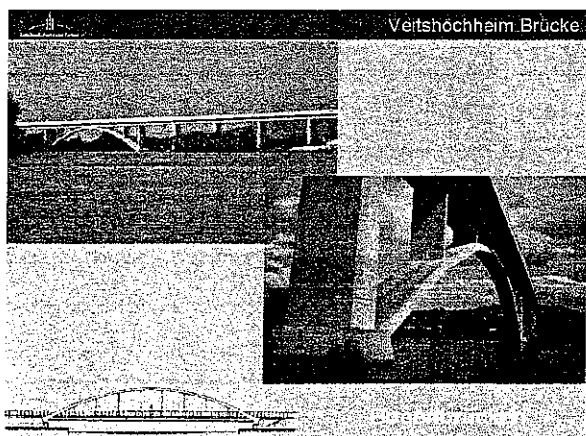
Hier sehen wir den Freivorbau des Bogens kurz vor seiner Vollendung.



Folie 20

über die Vorlandbrücken-Pfeiler und den Bogen selbst geschoben.

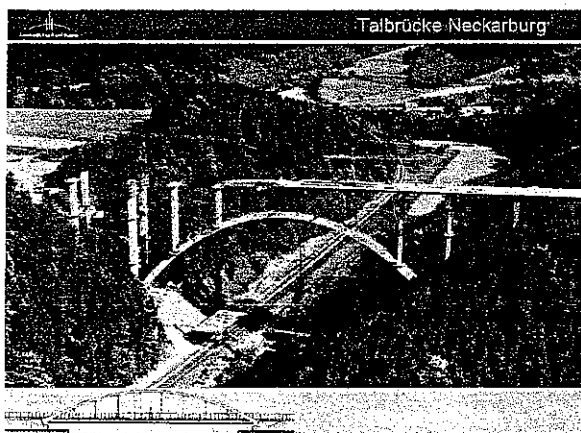
Dieses ist die kritische halbseitige Belastung für den Bogen. Für seine Stabilisierung ist die linke Bogenseite noch rückwärts abgespannt und die rechte Seite durch ein angehängtes Betongewicht ballastiert.



Folie 21

Wir erkennen die wichtigste Gestaltungsrichtlinie für Bögen: die Bauhöhen von Bogen und Überbau müssen deutlich unterschiedlich sein, damit die Brücke attraktiv wirkt.

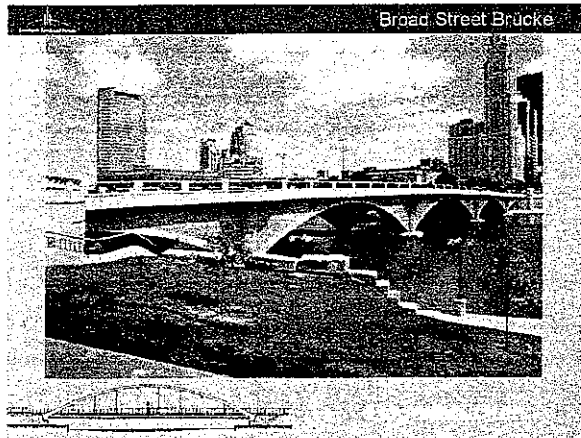
In diesem Fall wurde der für die Eisenbahnlasten der Vorlandbrücken erforderliche kräftige Balken auch über dem Bogen durchgeführt. Die Biegesteifigkeit des Gesamtsystems liegt damit im Balken. Der Bogen erhält fast nur Druckkräfte und kann deshalb schlank sein. Der Bogen ist an den Stützpunkten geknickt, um seine Biegemomente aus den konzentrierten Lasten zu minimieren.



Folie 22

Im Gegensatz dazu liegt die Biegesteifigkeit bei der Brücke Neckarburg im Betonbogen mit Hohlkastenquerschnitt. Der Bogen kann deshalb die konzentrierten Lasten des Überbaus ohne Knicke über Biegung aufnehmen und der Überbau kann schlank sein.

Aus ästhetischen Gründen ist es unerheblich, ob der Bogen oder der Überbau die größere Bauhöhe haben, es kommt nur auf den Gegensatz der Bauhöhen an.

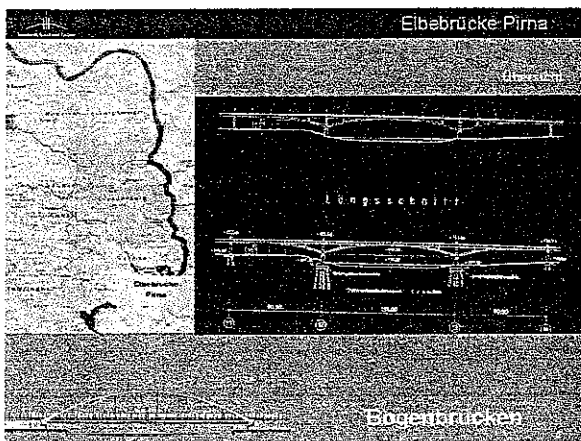


Folie 23

Als letztes Beispiel für Bögen ganz aus Beton zeigen wir einen Scheinbogen.

In Columbus, Ohio, USA, musste eine Betonbogenbrücke erneuert werden, die sich ästhetisch den nachbarlichen Bögen anpassen sollte. Eine echte Bogenbrücke wäre aber zu teuer gewesen. Wir entschieden uns deshalb für sogenannte Bogenscheiben, die die äußere Form von Bögen aufnehmen, in Wirklichkeit aber stark gevoutete Durchlaufträger sind.

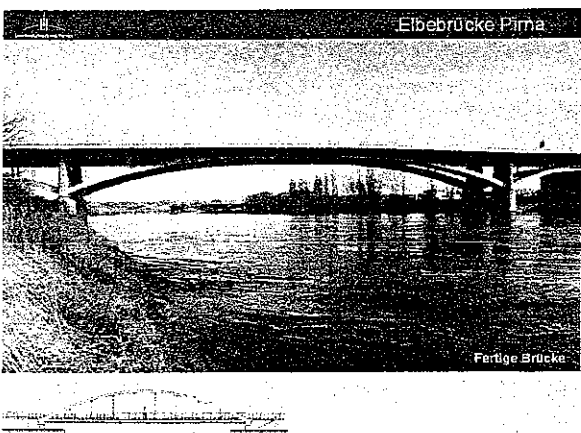
Die Lasten werden also nicht primär über Druck in den Untergurten abgetragen, sondern über Biegung in den Trägerstegen.



Folie 24

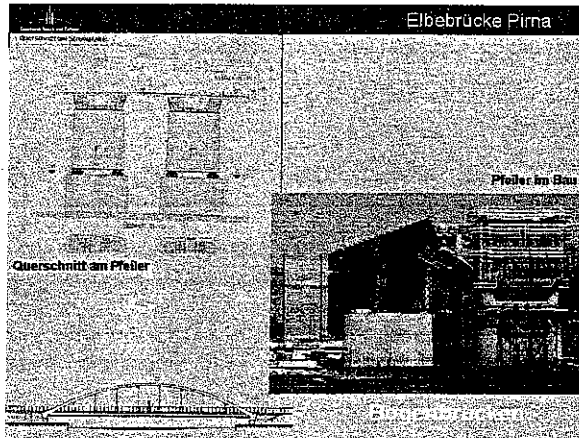
Wir kommen nun zu unten liegenden Betonbögen, die einen Stahlverbund-Überbau unterstützen.

Für die Westumgehung von Pirna wurde eine neue Brücke über die Elbe mit einer Gesamtlänge von 1072 m gebaut. Wegen einer Zellstofffabrik in der Nähe des Ufers war eine lichte Höhe von 20 m über der Elbe erforderlich statt der üblichen 7 m für Schifffahrt. Deshalb wurden unten liegende Bögen in der Tradition der alten Elbebrücken möglich.



Folie 25

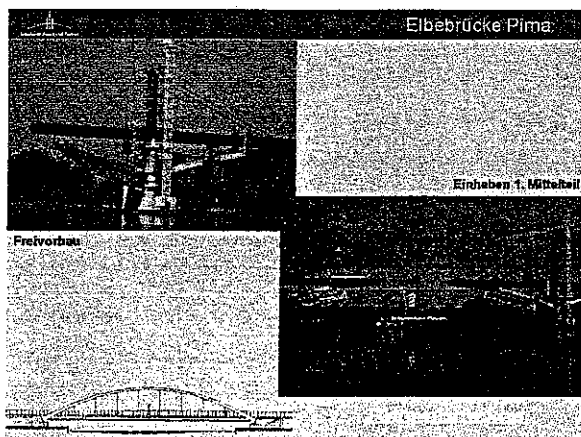
1995 fand ein beschränkter Gestaltungswettbewerb statt. Von den 10 eingereichten Entwürfen wurde unser hier vorgestellter Entwurf eines 3-feldrigen Bogens mit obenliegendem Zugband und 134 m Hauptspannweite ausgewählt. Die statische Wirkung ist wie bei einer umgedrehten selbstverankerten Hängebrücke.



Folie 26

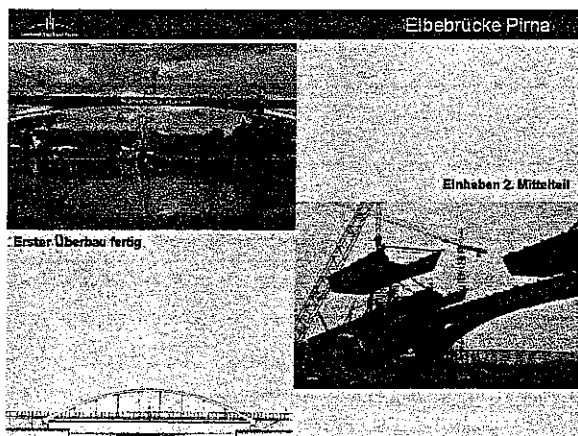
Die Hauptpfeiler an den Elbufern sind kräftiger ausgebildet als die übrigen Pfeiler, um ihre Funktion als tragende Glieder der Hauptöffnung zu verdeutlichen.

Der Verbundüberbau wurde in den Seitenfeldern mit Autokran in Schüssen auf Hilfsstützen montiert, die landseitigen Betonbögen wurden auf Lehrgerüst hergestellt.



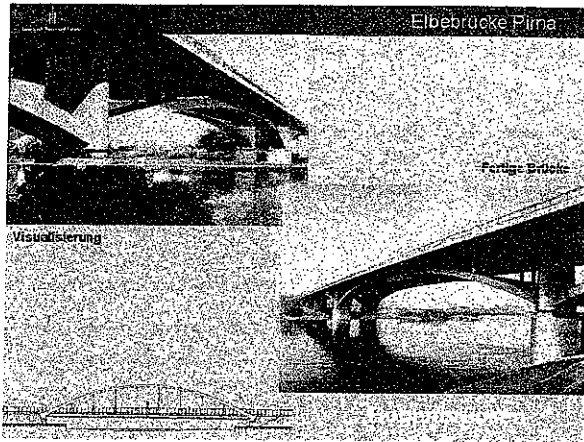
Folie 27

Die Bogenhälften über der Elbe wurden im Freivorbau mit Hilfsabspannungen errichtet. Die den Druckkräften im Bogen entgegenwirkenden Zugkräfte in den Abspannungen wurden nach kraftschlüssiger Verbindung von Betonbogen, Stahltrag und Betonfahrbahnplatte in den Überbau geleitet.



Folie 28

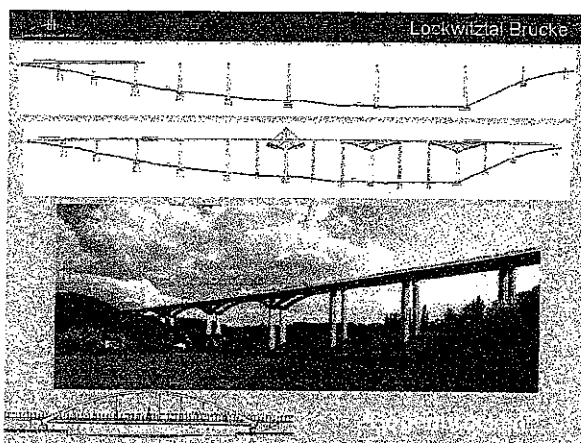
Die Mittelteile der Überbauten wurden mit einem Schwimmkran eingehoben. Auf dem linken Bild sehen wir das Einheben des Schlusslückenteils für den ersten Überbau, auf dem rechten Bild den Lückenschluss für den zweiten Überbau.



Folie 29

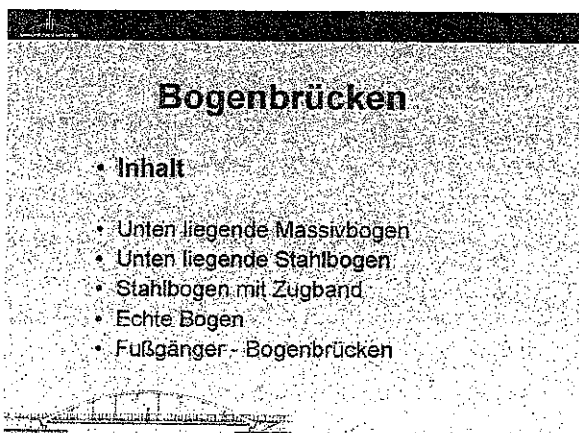
Der Vergleich der Bilder zeigt, dass die Visualisierung – links – dem Aussehen der wirklichen Brücke – rechts – sehr nahe kommt.

Es wurde materialgerecht konstruiert, Beton für den Bogen in Druck, Stahl für den Überbau in Zug und Biegung und Beton für die Fahrbahnplatte zur örtlichen Lastverteilung. Für die Hauptpfeiler am Fluss wurde bewusst keine Sandsteinverkleidung gewählt, um ein drittes Material zu vermeiden.



Folie 30

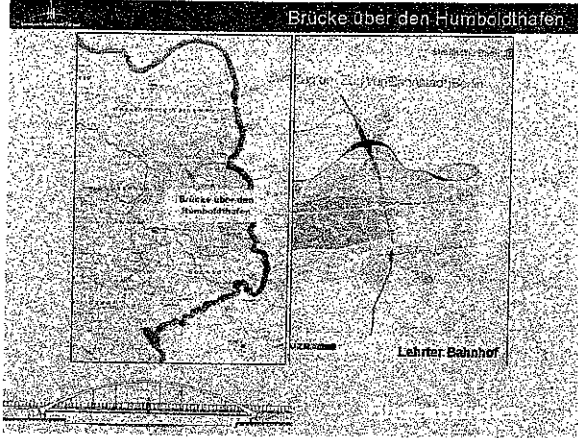
Zur Zeit befindet sich die Lockwitztalbrücke im Bau. Der vielfeldrige Verbund-Überbau wird ebenfalls von Betonbögen unterstützt. Die Herstellung erfolgte diesmal so, dass der Überbau auf Hilfsstützen eingeschoben wird. Im Endzustand werden die Hilfsstützen durch die nachträglich betonierten Betonbögen ersetzt.



Folie 31

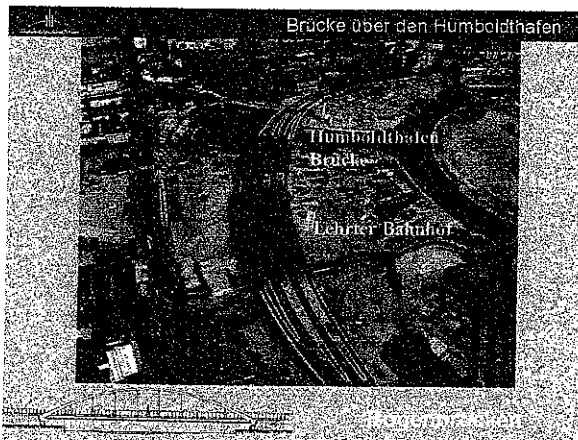
Unsere nächste Bogenbrücke hat unten liegende Stahlbögen.

Dieser Typ wird selten benutzt, weil Bögen als Druckglieder im Allgemeinen aus Beton preisgünstiger hergestellt werden können als aus Stahl.



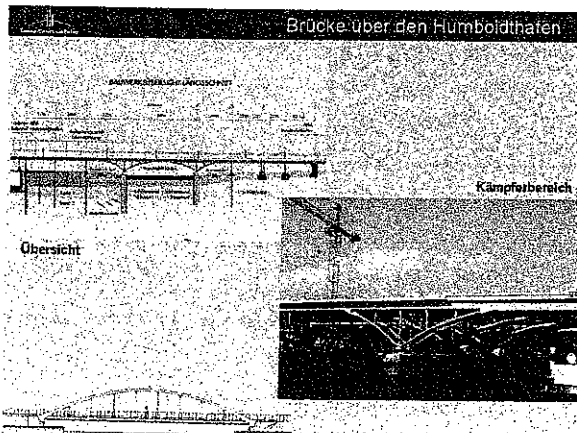
Es handelt sich um die Brücke über den Humboldthafen am Lehrter Bahnhof in Berlin. Sie trägt sechs Gleise für den Nah- und Fernverkehr in Ost-West-Richtung zu diesem neuen Berliner Zentralbahnhof.

Folie 32



Der Lehrter Bahnhof in Bildmitte ist ein moderner Bau aus Glas und Stahl. Diesem Erscheinungsbild sollte sich auch die Brücke über den Humboldthafen, die sich durch den Bahnhof fortsetzt, anpassen.

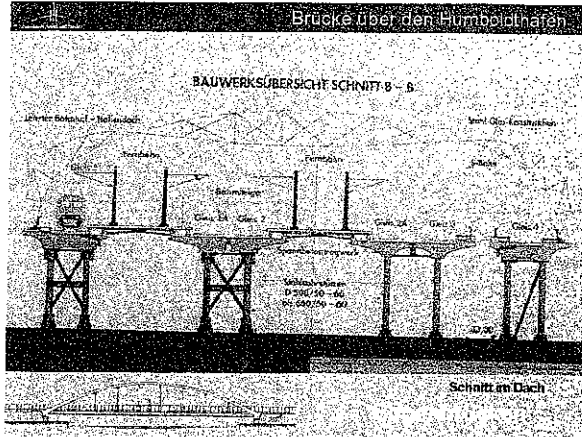
Folie 33



Die ungewöhnliche Kombination von Stahlbögen mit Betonüberbauten nach einem Entwurf von Schlaich, Bergemann und Partner ermöglicht diese gewünscht leicht erscheinende Konstruktion mit geringer Bauhöhe und möglichst freier Durchsicht. Dafür wurden schlanke Stahlrohrstützen und -bögen mit 60 m Spannweite als Unterbaukonstruktion gewählt.

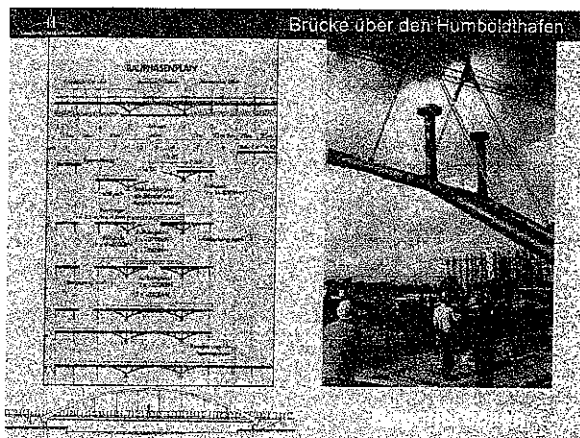
Leonhardt, Andrä und Partner übernahmen die schwierige Ausführungsplanung.

Folie 34



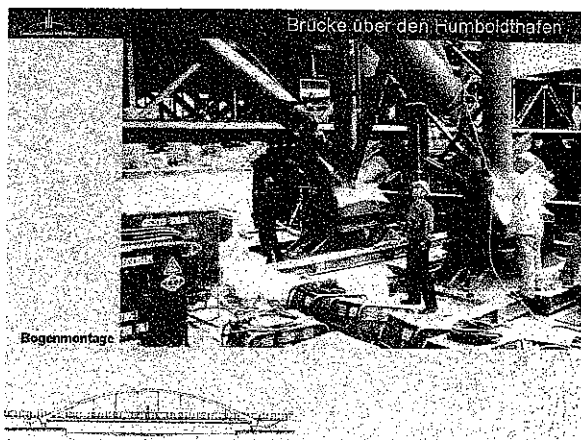
In der Fortsetzung der Brücke in den Bahnhof hinein stützt sich das Bahnhofsdach auf die Kragarme der beiden außen liegenden Überbauten exzentrisch ab, was zu ungewöhnlichen Interaktionen der Dachlasten mit der Brücke führt.

Folie 35



Die Brückenmontage erfolgte von außen nach innen. Die Stahlbögen wurden in großen Elementen auf die Baustelle geliefert. Bei den nahtlos gewalzten Rohren mit bis zu 600 mm Durchmessern mit bis zu 100 mm Wandstärken ergaben sich bis zu 86 t schwere Bogenschüsse, die mit Autokränen eingehoben wurden.

Folie 36



Die weltweit erstmalige Anwendung einer Stahl-Guß-Konstruktion bei einer Eisenbahnbrücke erforderte neue Wege sowohl bei der Bemessung als auch bei der Ausführung und Prüfung.

Folie 37

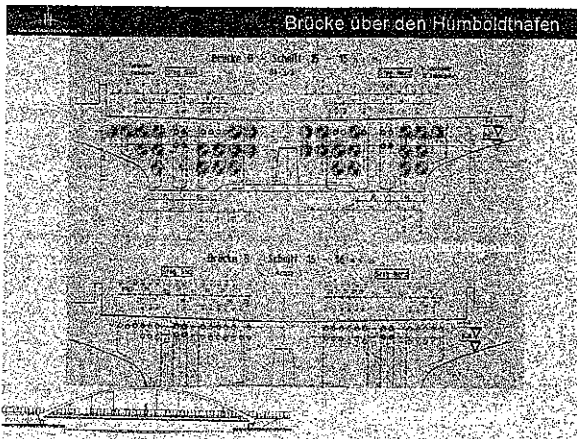


Die Herzstücke der gesamten Brücke sind zweifellos die Gussknoten an den Bogenkämpfern. Ein solcher Knoten wiegt bis zu 24 t und ist bis zu 2,60 m hoch. Die Herstellung dieser Gussknoten stieß durch die extrem hohen Güteanforderungen an die Grenzen des Machbaren.



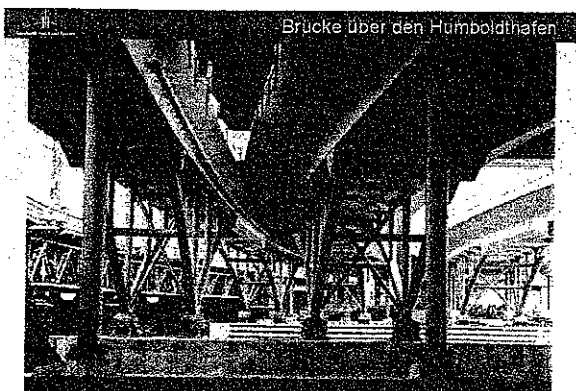
Folie 39

Der Betonbalken wurde auf Lehrgerüst betoniert. Nach dem Betonieren der beiden äusseren Bogenteile wurde ein 63 m langer Rüstträger über die Mittelöffnung gelegt, von dem die Rüstung für den Scheitelbereich aus Beton hing, der in drei Abschnitten betoniert wurde.



Folie 40

Die vier schlanken Betonüberbauten mit einer konstanten Bauhöhe von 1,7 m sind im Bogebereich stark mit Spanngliedern durchsetzt. Die Verwendung von Beton B 55 und die Anwendung beschränkter Vorspannung waren für diese gedrückte Bauhöhe erforderlich.



Folie 41

Im Ergebnis ist eine ungewöhnlich filigrane Eisenbahnbrücke entstanden, die der ursprünglichen Forderung nachkommt, sich an das durchsichtige Erscheinungsbild des umgebenden Bahnhofsgebäudes anzupassen.

Bogenbrücken

Inhalt

- Unten liegende Massivbogen
- Unten liegende Stahlbogen
- Stahlbogen mit Zugband
- Echte Bogen
- Fußgänger - Bogenbrücken

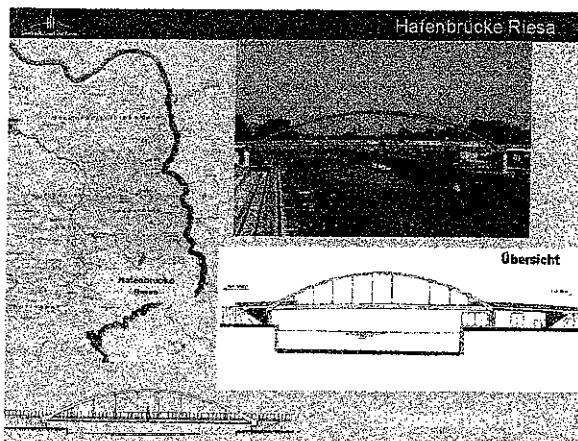


Folie 42

Stahlbögen mit Zugband eignen sich besonders gut in flachem Gelände.

Der Bogen oberhalb der Fahrbahn ermöglicht einen schlanken Überbau, was wiederum die Dammlängen auf ein Minimum reduziert.

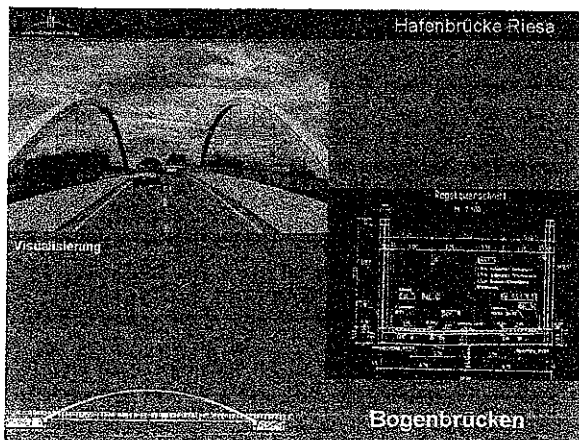
Stahlbögen mit Zugbändern erlauben eine weitgehende Vorfertigung und schnelle Montage.



Folie 43

Unser erstes Beispiel ist die Hafenbrücke Riesa. Die Gradienten der Straße ließ infolge einer anschließenden Kreuzung nur eine geringe Bauhöhe von 1 m über dem Lichtraumprofil für die erforderlichen 77 m Spannweite zu.

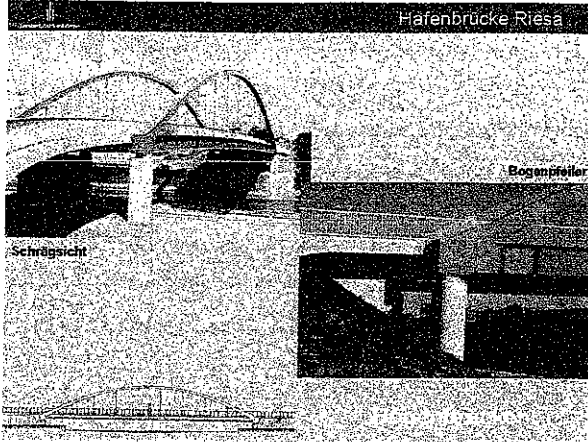
Ein Durchlaufträger mit einer Schlankheit von 1:77 wäre nicht möglich gewesen, ein oben liegender Bogen ist die technisch richtige Lösung.



Folie 44

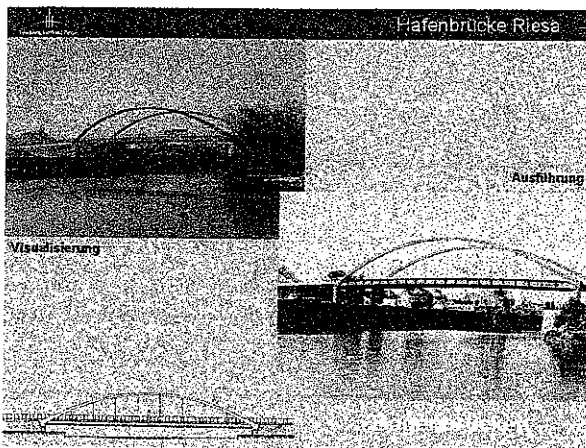
Der Bogenschub aus ständigen Lasten wird von den äußeren Stahllängsträgern direkt übernommen. Ausbaulasten, Verkehrslasten und sonstige Lasten wirken auf den Verbundquerschnitt. Für die Anordnung der Bögen ganz außen gelten folgende Überlegungen:

- Nachteil:**
- größere Querspannweite
- Vorteil:**
- Schutz der Hänger gegen Fahrzeuganprall gegeben
 - keine Durchdringung der Hänger mit der Fahrbahnplatte



Folie 45

18,3 m Bogenabstand bei einem Stich von nur 10,5 m über der Fahrbahn ergeben optisch ein liegendes Rechteck. Dafür würde ein oberer Verband schlecht aussehen. Die Bögen selbst wurden deshalb steif genug gegen seitliches Ausweichen ausgebildet. Um die Widerlager schmal zu halten werden die außenliegenden Bögen auf eigenen Pfeilern gelagert. Dadurch wird die Tunnelwirkung in den Uferbereichen verringert und eine maximale Transparenz erreicht.



Folie 46

Ein Vergleich der Visualisierungen mit der Ausführung zeigt auch hier eine gute Übereinstimmung. Die Bilder demonstrieren wieder das ästhetische Grundprinzip für Bögen: die Bauhöhen von Bogen und Balken müssen deutlich unterschiedlich sein. Hier liegt die Biegesteifigkeit im Balken. Der schlanke Bogen bekommt fast nur Druck und kaum Biegung, eine geringe vertikale Bauhöhe von nur 0,6 m im Scheitel ist deshalb ausreichend.

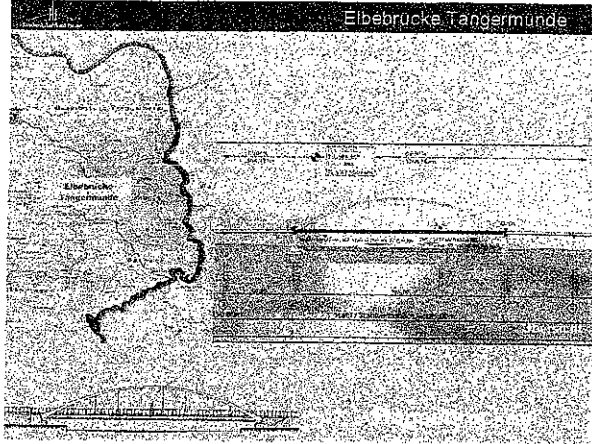


Folie 47

Ähnliche geometrische Verhältnisse von Spannweite zu Brückenbreite führten bei der Bogenbrücke Mühlacker zu der Verwendung von Rohrbögen ohne Queraussteifung.

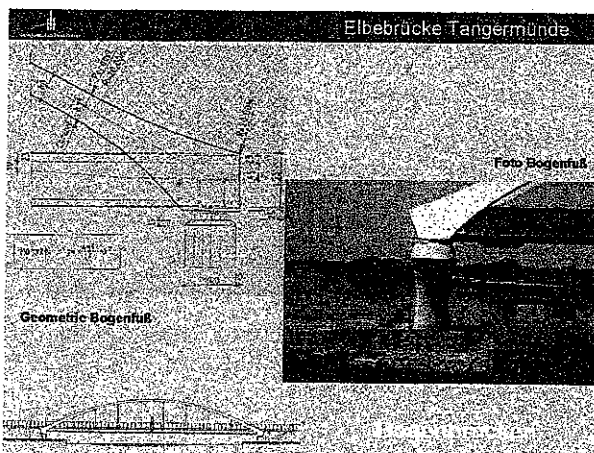
Es entstand ein ästhetisch besonders gelungenes Bauwerk.

Wegen der Lage über den Bahnanlagen war die Montage besonders schwierig, davon lässt die fertige Brücke jedoch nichts ahnen.



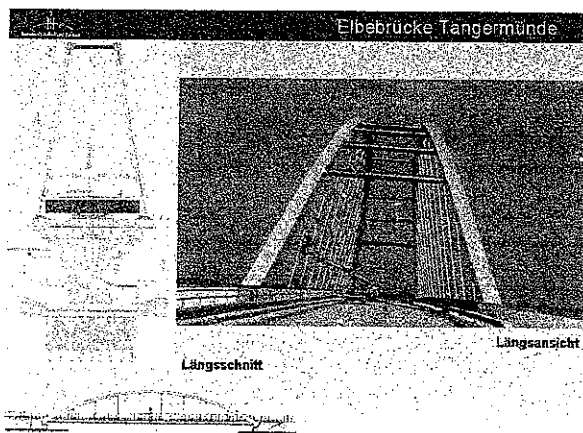
Folie 48

Die Elbebrücke bei Tangermünde gehört zu den größten neuen Bogenbrücken in Deutschland. Sie hat eine Gesamtlänge von 1435 m zwischen den Deichen, der Bogen mit einer Hauptspannweite von 185 m besitzt einen Verbundbalken als Zugband.



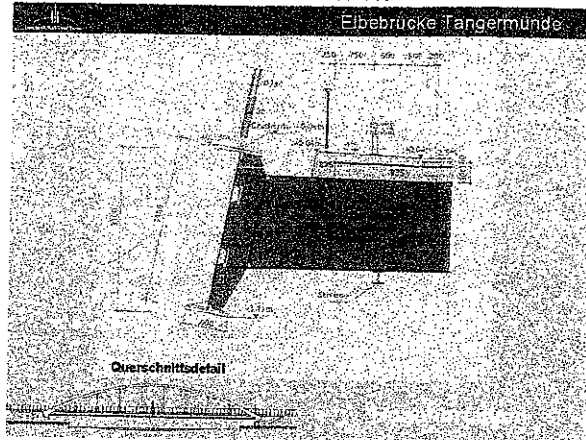
Folie 49

Die Einleitung Bogenkraft in den Balken erfolgt über parabolische Aufweitungen des Bogens, wie in der linken Prinzipzeichnung gezeigt. Der größere Teil der Bogendruckkräfte geht als Zugkraft direkt in die äußeren Längsträger, der Rest wird über die Endquerträger in die Fahrbahn eingeleitet.



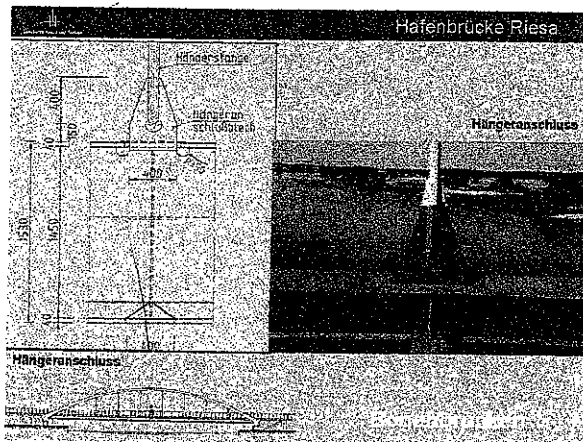
Folie 50

Die Bogenbreite ist mit 1,20 m konstant. Die Bögen sind aus ästhetischen Gründen mit 10° zueinander geneigt. Das stehende Viereck erfordert einen Querverband. Es wurde eine Vierendeelaussteifung gewählt, die eleganter als ein üblicher Rautenverband wirkt.



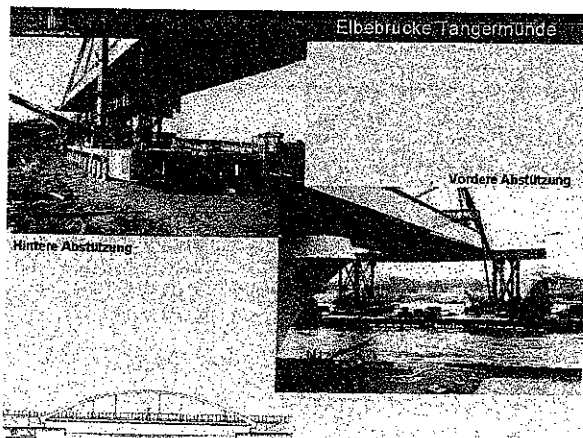
Folie 51

Der Überbau entspricht dem heutigen Stand der Technik. Er besteht aus einem Trägerrost aus Blechträgern mit außenliegenden Hauptträgern und Querträgern im Abstand von 3,9 m. Die Hänger sind direkt an die Hauptträger angeschlossen. Die 30 cm dicke Betonfahrbahn ist nur mit den Querträgern schubfest verbunden. Der Bogen und die Hänger durchdringen die Fahrbahnplatte nicht, um korrosionsempfindliche vertikale Fugen zu vermeiden.



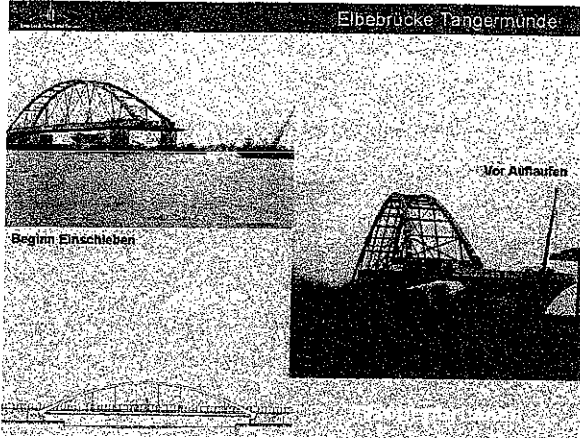
Folie 52

Der Balken wird von massiven Hängern aus Rundstahl mit max. 120 mm Durchmesser unterstützt. Die Anschlüsse erfolgen über Knotenbleche, die als Stegverlängerung durch den Obergurt gesteckt sind. Die Form der Anschlussbleche und der Schweißnähte wurden für hohe Dauerfestigkeit in Versuchen entwickelt.



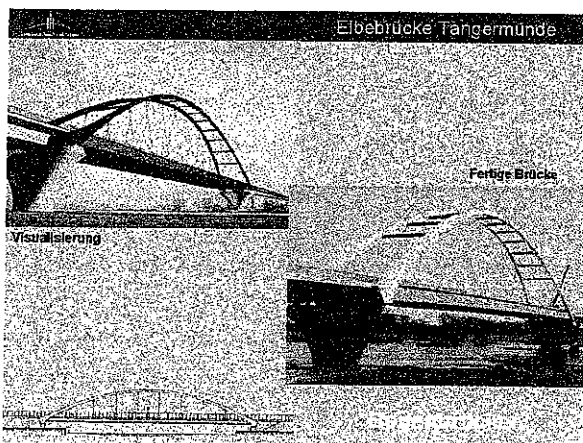
Folie 53

Der Bogen wurde hinter dem östlichen Widerlager komplett bis auf die Fahrbahnplatte vormontiert und eingeschoben. Dabei lagerte das landseitige Ende auf Schwerlast-Plattformwagen, das stromseitige Ende wurde von einem Schwimmponton unterstützt.



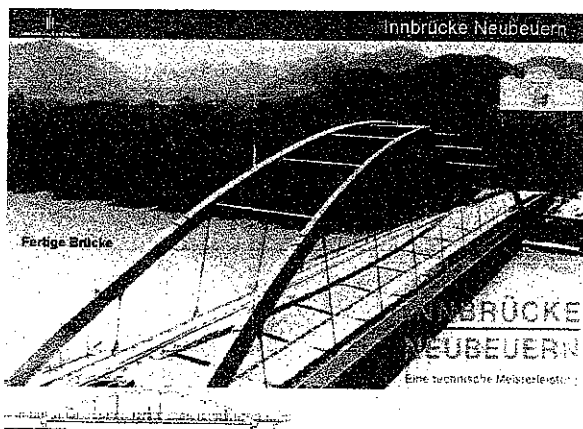
Folie 54

Der Einschub verzögerte sich anfangs wegen zu niedrigen, später wegen zu hohen Wasserstands. Der Vorgang selbst dauerte dann nur 3 Tage einschließlich des Absenkens auf die endgültigen Lager.



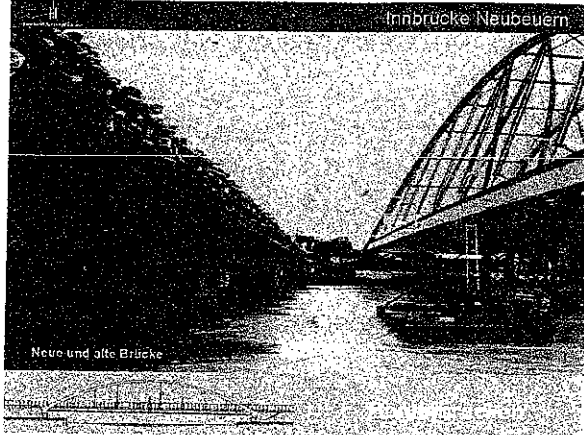
Folie 55

Der Vergleich von Visualisierung und Wirklichkeit zeigt auch hier gute Ähnlichkeit. Die Pfeilerform ist aus technischen Gründen aus der schiefwinkligen Kreuzung von 60° mit der Elbe entstanden: oben rechtwinklig zur Brückenachse, unten rund in Fließrichtung. Besonders aus der Pfeilerform ergibt sich die signifikante, unverwechselbare Erscheinung der Bogenbrücke Tangermünde. Auf beiden Abbildungen sieht man wegen der zueinander geneigten Bögen in der Schrägsicht die visuellen Überschneidungen der in der Ansicht senkrechten Hänger. Diese Überschneidungen bedeuten einen gewissen ästhetischen Nachteil von geneigten Bögen gegenüber vertikalen Bögen.



Folie 56

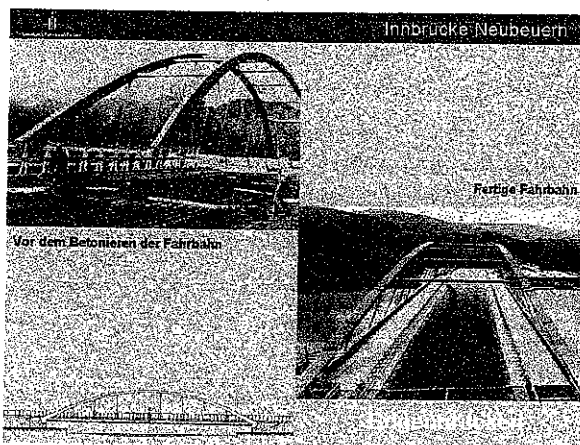
Die neue Bogenbrücke über den Inn bei Neubuern im Kreis Rosenheim, Bayern, ersetzt einen Spannbetondurchlaufträger aus dem Jahr 1950.



Weil die zwei Flusspfeiler der bestehenden Brücke ständig der Auskolkung des teilweise reißenden Inns unterlagen, vermeidet die neue Bogenbrücke mit einer Spannweite von 110 m Flusspfeiler ganz.

Die Stahlkonstruktion der neuen Bogenbrücke mit einem Gesamtgewicht von 500 t wurde am Ufer vormontiert und eingeschwommen.

Folie 57



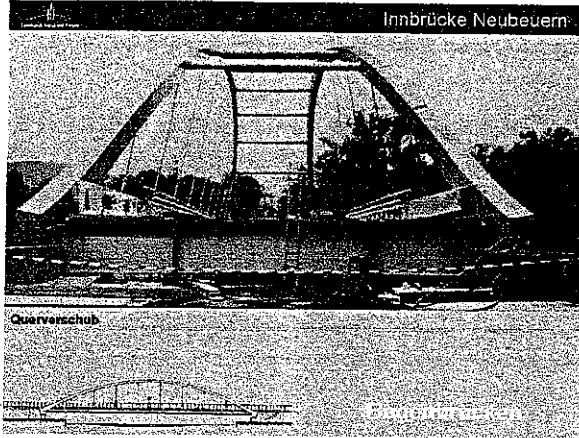
Da der Verkehr vorläufig die alte Brücke weiterbenutzen musste, wurde der neue Bogen zuerst auf temporären Widerlagern stromauf abgesetzt. In dieser Position wurde die Fahrbahn fertiggestellt.

Folie 58



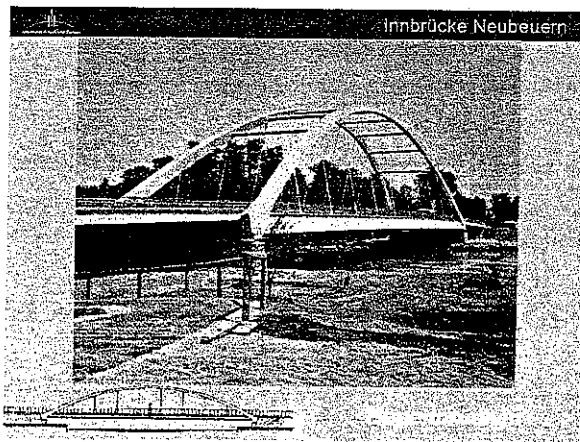
Nachdem der Verkehr auf die neue Brücke umgeleitet war, konnte die alte Brücke abgebrochen und die endgültigen neuen Widerlager am Ort der alten Brücke gebaut werden. Dann wurde der fertige Bogen mit jetzt 2300 t Gewicht um 2,9 m angehoben.

Folie 59



Folie 60

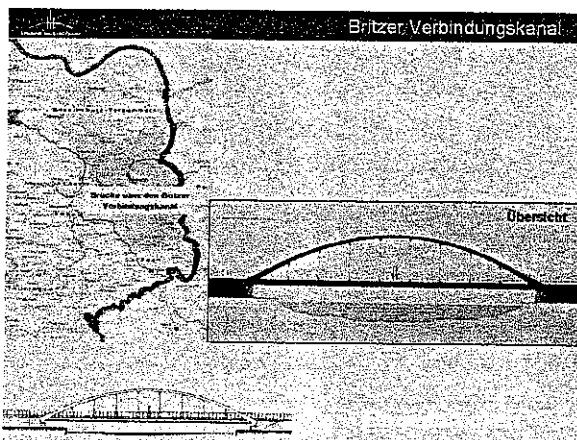
Die neue Brücke wurde um 20,1 m stromab in die endgültige Lage querverschoben. Nach Herstellung der Fahrbahnübergänge wurde der Verkehr auf die neue Brücke umgeleitet.



Folie 61

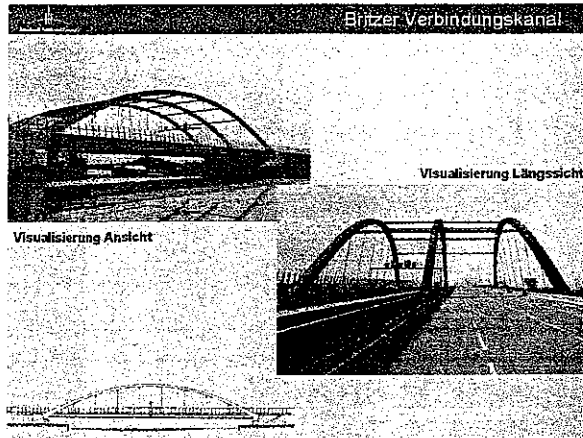
Auch bei dieser Bogenbrücke liegt die Biegesteifigkeit wieder im Balken mit einer Bauhöhe von 1,8 m.

Die Form des Anschlusses der Bögen an die Längsträger macht den Kraftfluss für Betrachter offensichtlich und hat sich bewährt.



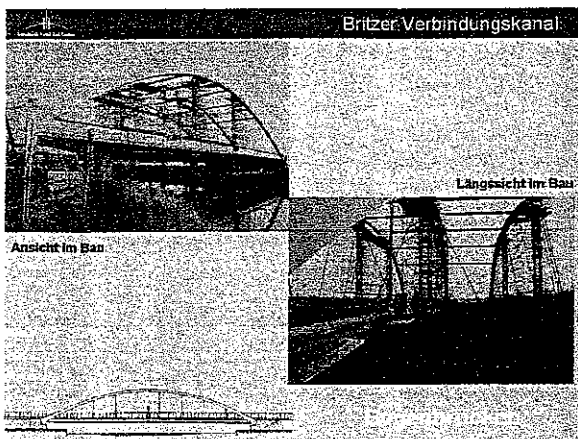
Folie 62

Für die Überwindung des Britzer Verbindungskanals durch die Berliner Stadtautobahn BAB 113 ist ein Bogen mit Zugband und einer Hauptspannweite von 113 m das geeignete System.



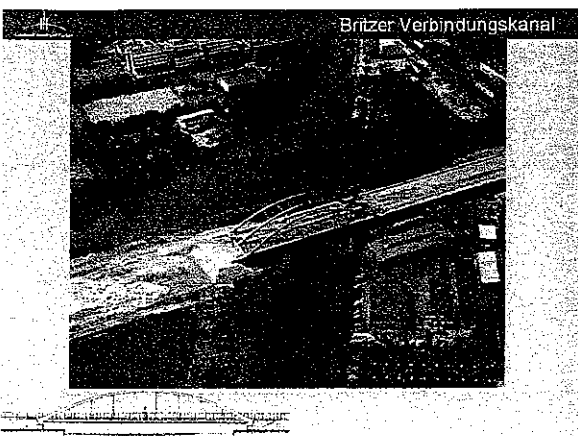
Folie 63

Wegen der großen Breite für 2 x 3 Fahrspuren mit Standspuren wurde die Stahlmenge für die Querträger durch eine mittlere Unterstützung stark reduziert. Aus ästhetischen Gründen wurde nur ein mittlerer Bogen mit den gleichen Außenabmessungen wie die äußeren Bögen gewählt. Die Fahrbahnplatte jeder Richtungsfahrbahn kann unter Verkehr auf der Gegenfahrbahn ausgetauscht werden.



Folie 64

Der Brückenbalken wurde auf Hilfsstützen montiert und die Bögen abschnittsweise mit Autokran eingehoben und temporär auf den Balken abgestützt.



Folie 65

Die einfeldrige Brücke mit oben liegenden Bögen passt sich gut an das flache Gelände an und reduziert die Höhe der anschließenden Dämme auf ein Minimum.

Bogenbrücken

• Inhalt

- Unten liegende Massivbogen
- Unten liegende Stahlbogen
- Stahlbogen mit Zugband
- Echte Bogen
- Fußgänger - Bogenbrücken

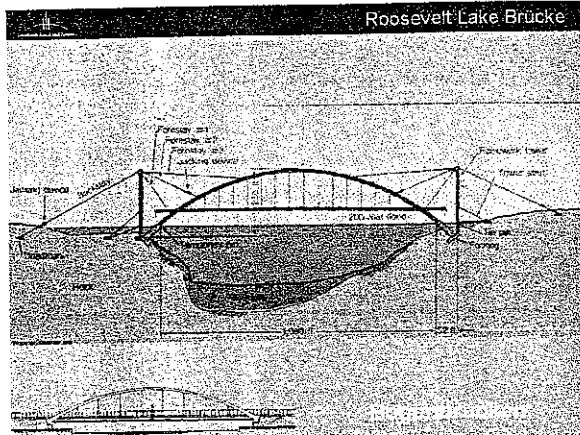


Folie 66

Beim klassischen Typ der echten Bogenbrücken werden die Bögen direkt in den anstehenden Fels eingespannt.

Der Überbau wird vom Bogen unterstützt, übernimmt aber keine Zugkräfte aus dem Gesamtsystem.

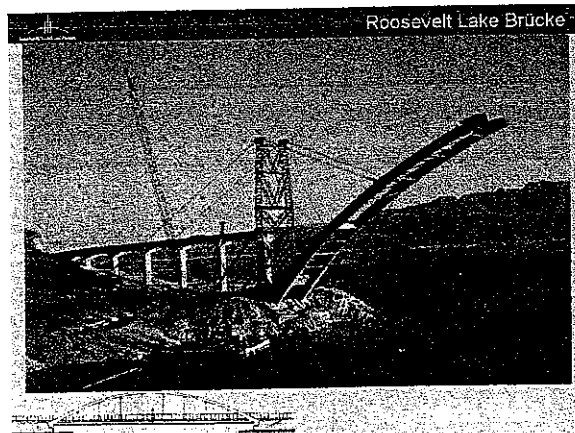
Typische echte Bögen überspannen steil eingeschnittene Felstäler.



Folie 67

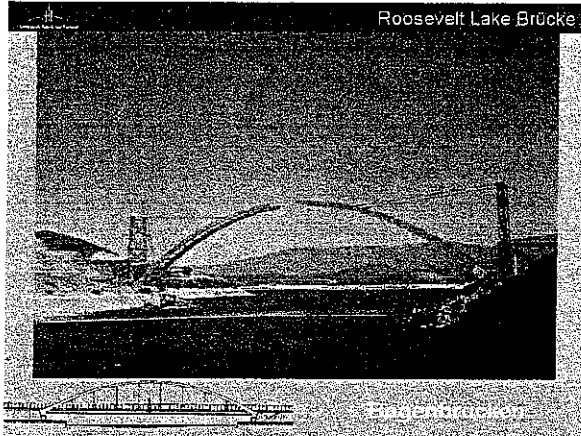
Die Bogenbrücke über den Roosevelt Stausee bei Phoenix, Arizona, mit einer Hauptspannweite von 329 m wurde im Freivorbau mit Hilfspylonen und Hilfsabspannungen gebaut.

Der untere Teil der Bögen im Bereich des höchsten Wasserstandes wurde in Beton ausgeführt.



Folie 68

Die Stahlelemente des Bogens wurden in transportfähigen Einheiten auf die Baustelle geliefert, dort auf Pontons vormontiert, und mit dem im Vordergrund des Bildes sichtbaren Schwimmkran hochgehoben.



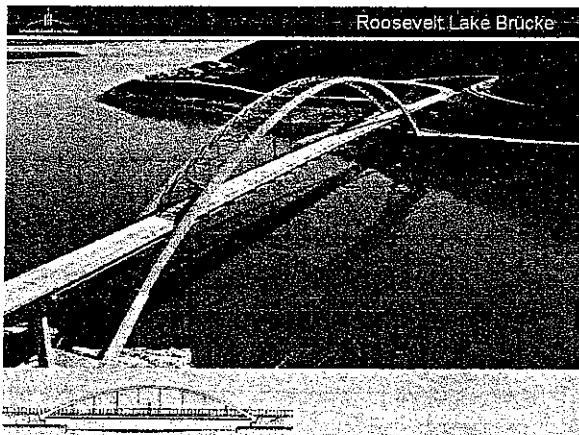
Folie 69

Dies ist die Situation vor dem Fugenschluss. Die obersten Hilfskabel sind horizontal, was ihre Kräfte gegenüber geneigten Kabeln vergrößert, aber die erforderliche Höhe der Hilfspyllone reduziert.



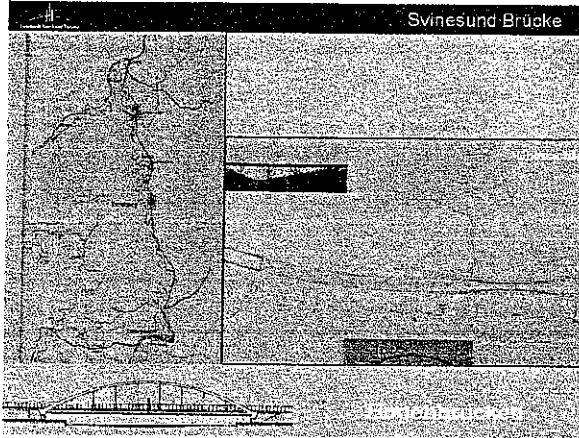
Folie 70

Das linke Bild zeigt das Heben des letzten Elementes, auf dem rechten Bild wird der Trägerrost des Überbaus an den Bogen angehängt.



Folie 71

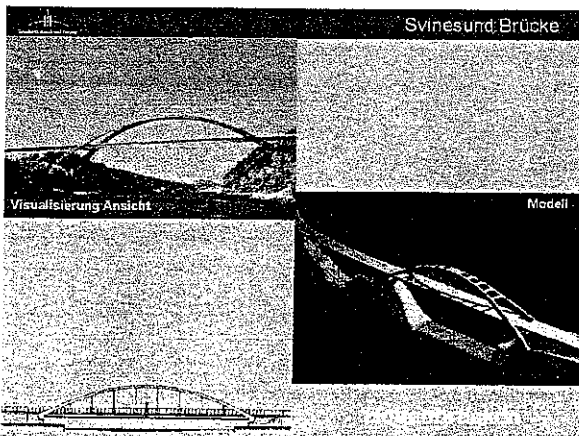
Die Bauhöhe des Bogens ist in diesem Fall deutlich größer als die des Überbaus, da die Biegesteifigkeit im Bogen liegt. Dadurch wird die natürliche Schönheit eines echten Bogens mit seinem klaren Kraftfluss noch erhöht.



Folie 72

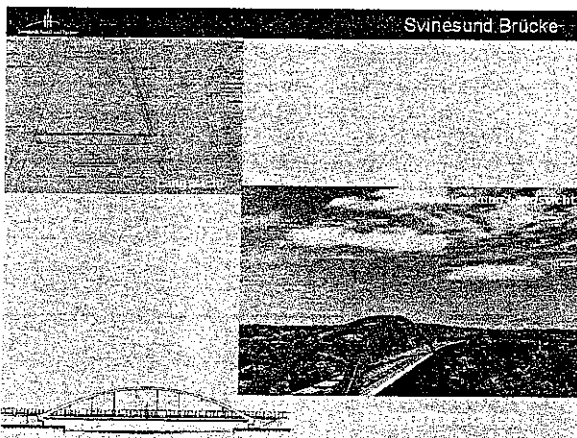
Wir schließen unsere Darstellung der großen Bögen mit einem Wettbewerbsentwurf.

Anfang 2000 schrieb das schwedische Verkehrsministerium Vägverket einen beschränkten Wettbewerb für eine neue Brücke über den Svinesund über die Grenze zwischen Schweden und Norwegen aus.



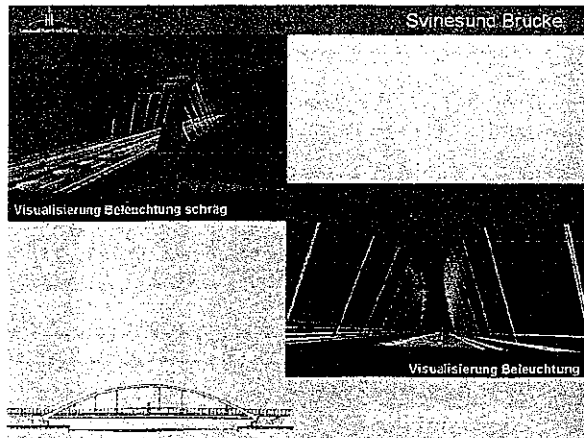
Folie 73

Unser Entwurf besteht aus Vorlandbrücken und einer Bogenbrücke mit 273 m Hauptspannweite. Als Besonderheit sind die Hänger nicht senkrecht angeordnet sondern rechtwinklig zum Bogen geneigt. Wegen der großen Spannweite des in den Fels eingespannten Bogens liegt auch hier die Biegesteifigkeit im Bogen mit einer Bauhöhe von 3,50 m bis 5,75 m. Der Balken ist schlank mit einer Bauhöhe von 2 m.



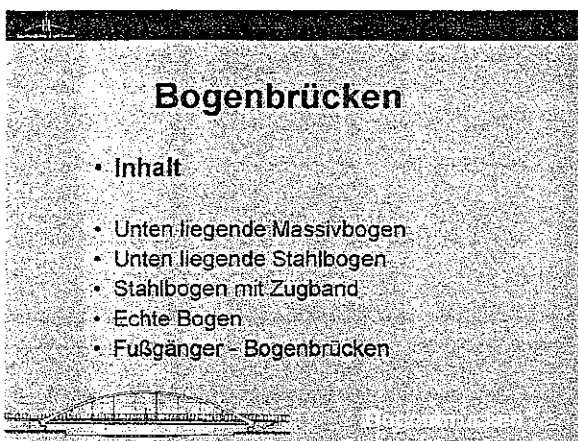
Folie 74

Die Bogenebenen sind mit 18° stark zueinander geneigt. Die Bögen verjüngen sich in beiden Richtungen. Für ihre Verbindung wurde wieder ein Vierendeelsystem gewählt, diesmal aus Kastenprofilen.



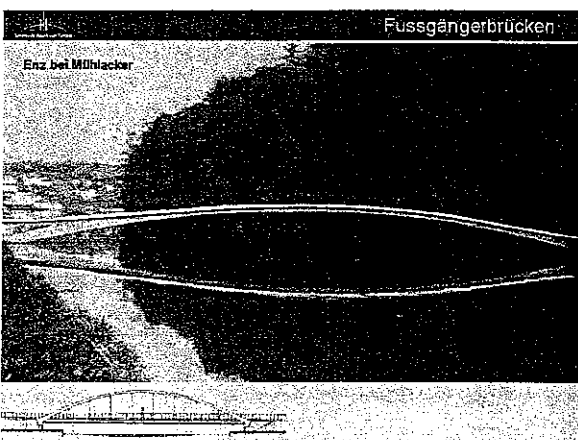
Die Beleuchtung besteht aus 2 Komponenten, die Fahrbahn wird von Lampen beleuchtet, die in die Mittel-Leiteinrichtung integriert sind und die Bogenunterseiten werden von Lampen am Fahrbahnrand angestrahlt. Auch bei Nacht wird der Bogen für den Autofahrer voll erkennbar.

Folie 75



Wir beenden unsere Präsentation von Bogenbrücken mit einigen Fußgängerbrücken.

Folie 76



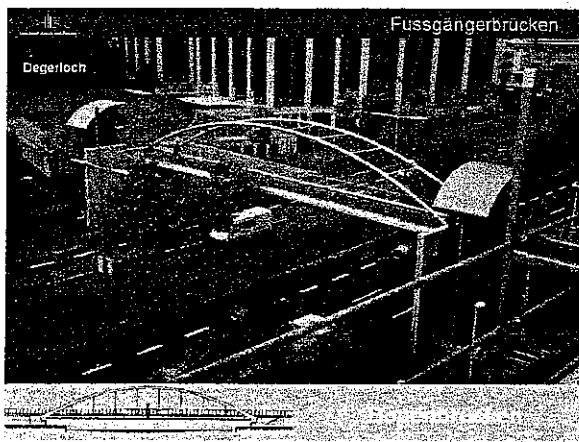
Auch mit Beton lassen sich grazile Bogen spannen. Das Geländer aus dünnen roten Stäben betont das fast Schwebende. Selbst bei großen Spannweiten genügen sehr schlanke Bogen, um den Gehweg über den Fluss zu tragen. Bei diesen Bogen-Stegen kommt es vor allem auf stetig ausschwingende Linien der hellen Gesimsbänder an, die ohne rasche Änderung der Krümmung verlaufen müssen. Der tragende Bogen tritt gegenüber der dünnen Gehwegplatte zurück und muss schlank sein.

Folie 77

Der Fußgängersteg über die Rems in Waiblingen überbrückt den Fluss mit einem 28 m weit gespannten sehr flachen Bogen. Der schlanke Bogen und die dünne Gehwegplatte werden im Bogenscheitel ineinander geführt

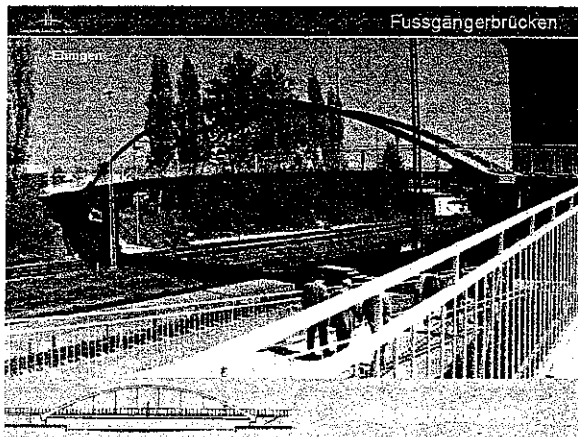


Folie 78



Folie 79

Der seilverspannte Stahlbogen der Brücke in Stuttgart-Degerloch ist 32 m weit gespannt. Seine Kämpfer sind dem Kraftfluss entsprechend verstärkt und wie die als Zugband dienende Gehwegplatte in Stahlbeton hergestellt.



Folie 80

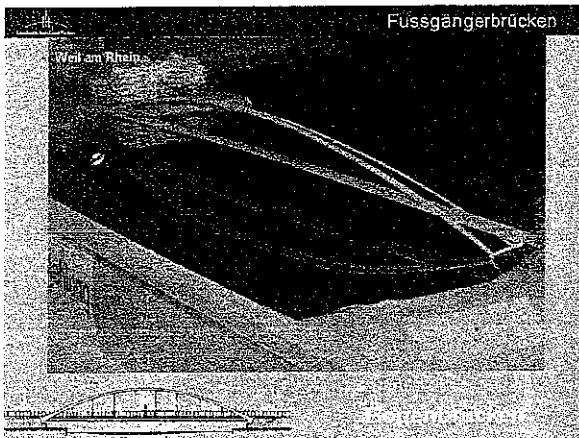
Das Herzstück der Rad- und Gehwegbrücke über die Gleisanlagen der DB AG in Ehingen bildet eine 33 m lange Stahlbogenbrücke mit eingehängter Stahlbetonplatte. Die Stahlrohre sind zum besseren Korrosionsschutz mit Zementmörtel gefüllt.



Folie 81

Unser Entwurf für die Lothorbrücke in Heilbronn führt als filigrane Bogen-Seil-Konstruktion mit einer Hauptspannweite von 55 m über den Neckar in Heilbronn. Den Balken bildet ein asymmetrischer, nur am Innenrand von den Bogenhängern gestützter Ringträger.

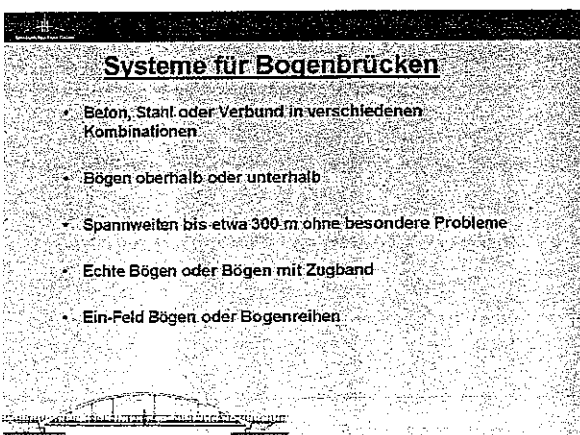
Dieser Entwurf war für Heilbronn nicht erfolgreich, wird aber jetzt in ähnlicher Form in Gera verwirklicht.



Folie 82

Die Sichelbogenbrücke über den Rhein bei Weil mit einem vertikalen und einem geneigten Bogen hat die beachtliche Stützweite von 230 m.

Diese Brücke stellt eine direkte Verbindung für Radfahrer und Fußgänger zwischen Weil am Rhein in Deutschland und Heiligen in Frankreich dar. Der Entwurf erhielt den 1. Preis in einem Entwurfswettbewerb zusammen mit Feichtinger Architectes, Paris.



Folie 83

Die große Anzahl der verschiedenen möglichen Systeme für Bogenbrücken macht diesen Typ besonders anpassungsfähig an örtliche Bedingungen.

Die Variationsmöglichkeiten umfassen

- Beton, Stahl oder Verbund in verschiedenen Kombinationen
- Bögen oberhalb oder unterhalb der Fahrbahn
- Spannweiten bis etwa 300 m ohne besondere Probleme- Echte Bögen oder Bögen mit Zugband - Ein-Feld Bögen oder Bogenreihen- Bögen mit zwei oder drei Tragebenen

Besonders wenn nur eine große Spannweite zu überbrücken ist, müssen Bögen immer in

Betracht gezogen werden. Bogenbrücken sind besonders dauerhafte Bauwerke, da sie einerseits generell robuste, auf Druck beanspruchte Bauteile besitzen und andererseits die Anzahl und Größe der dem Verschleiß unterworfenen Gleitlager und Fahrbahnübergänge minimiert wird. Sie sind deshalb einfach zu unterhaltende nachhaltige Bauwerke.

Ívhidak

Dipl.-Ing. Holger Svensson előadása Zalaegerszegen, 2004. május 25-én.

Az 1.-5. fóliákhoz

A Leonhardt, Andrä és társai cég 1939-ben alakult. Ma a harmadik generáció vezeti a céget. Munkáiknak kb. a fele híd. Létszámuk csaknem 200, ennek fele Stuttgartban, a többi fiókjaikban dolgozik (Németország, ill. Taivan). Sok külföldi munkájuk van, főleg hidak (ferdekábeles, szakaszosan előretolt és más nagy hidak).

A 6-7. fóliákhoz.

Az előadásban 16 nagyobb ívhídról esik szó.
Felsőpályás ívhidak.

A 8. fóliához.

Sok, 100 évnél idősebb hidat kellett korszerűsíteni, pl. egy 1848-ban épült vasúti híd Weimar mellett, forgalom alatt.

Mai példák.

A 9.-15. fóliákhoz.

Autópályahíd Frankfurt/Oderben, a lengyel határon. Hossza 560 m, hat nyílás 53-82 m között. Az első félhíd 1957-ben készült el. A szélesítés előtt vizsgálták két új gerendahíd építését, végül történeti és esztétikai okból ismét íveket építettek, önhordó rácsos állványokon (1997). Közelről masszívnak, távolból filigránnak látszik.

A 16.-17.fóliákhoz.

Wirrbachtal-híd (a thüringiai autópályán).

100 m nyílással, állványon épült. Az ív magassága a záradékban 90 cm. Méreteinél fogva igen karcsúnak tűnik. A nagyon karcsú ív olyan rugalmasan támasztja alá a pályaszerkezetet, hogy az szinte egynyílásúként működik az ív hosszan.

A 18.-21. fóliákhoz.

Vasúti Majna-híd Veitshöchheimnél, a Hannover-Würzburg közötti új vasútvonalon.

A főnyílás 162 m-es íve szabad betonozással épült, hátrahorgonyzással. A pályaszerkezetet szakaszosan tolták előre. Tolás közben a féloldalas teher különleges intézkedéseket követelt.

A pálya és az ív méretei a kedvező esztétikai hatás érdekében általában eltérőek legyenek. Itt a parti nyílásokban erős pályaszerkezet szükséges, ezt átvezetik az ív fölé is, így az ív karcsú lehet, alakja poligonális.

A 22. fóliához.

Neckarburg autópályahíd.

Itt az ív merevebb, szekrénykeresztmetszetű, folyamatosan íves vonalvezetésű, a pályaszerkezet karcsúbb.

A 23. fóliához.

Columbus, Ohio, USA, Broad Street híd

A hidat a mellé levőhöz kellett igazítani. Valódi ív túl drága lett volna, ezért ív alakú tárcsát terveztek, amely valójában nagyon kiékelt folytatólagos tartó.

A 24.-29. fóliákhoz.

Elba-híd, Pirna.

A felsőpályás vasbeton ívek öszvérpályaszerkezetet is viselhetnek.

Pirna nyugati elkerüléséhez új Elba-híd vált szükségessé, 1072 m hosszal. Egy közeli gyár miatt a hajózási vízszint feletti szokásos 7 m-es szabad magasság helyett 20 m volt szükséges, így volt hely a pálya alatt elhelyezkedő íveknek.

1995-ben tíz pályamű közül az itt bemutatott tervünket fogadták el. Ez háromnyílású ívszerkezet, 134 m-es főnyílással, felül elhelyezett vonórúddal. Statikai rendszere olyan, mint egy megfordított, önmagába lehorgonyzott függőhíd.

A parti főpillérek erőteljesebbek, teherviselési funkciójuk hangsúlyozása érdekében. Az öszvér pályaszerkezetet a parti nyílásokban segédállványokon szerelték, a part felőli íveket állványon építették. A folyó fölötti fél íveket szabadon építették, hátrahorgonyzással. A középső részeket úszódaruval emelték be, ez látható a 28. fólián (első, ill. második felszerkezet). A 29. fólia szerint a látványterv és a valóság jól fed egymást.

A 30. fóliához.

A Lockwitztal-híd építés alatt van. A négynyílású öszvér pályaszerkezetet itt is beton ívek támasztják alá. Az építés ezúttal úgy történik, hogy a felszerkezetet segédállványokon betolják. Később a segédjármok szerepét az utólag betonozott ívek veszik át.

A 31.-41. fóliákhoz.

Vasúti híd Berlinben, a Lehrter pu-nál, a Humboldthafen fölött.

A pályaszerkezet alatti acélíveket ritkán alkalmazzák, mert a nyomott elemeket gazdaságosabb betonból építeni.

Itt hatvágányú vasúti hídról van szó, az új berlini főpályaudvar keretében. A pályaudvar modern építmény acélból és üvegből. Ehhez a megjelenéshez kell a kikötő fölötti hídnak igazodnia. Az acélíveknek és a vasbeton pályaszerkezetnek ez a szokatlan kombinációja könnyed szerkezetet eredményez, kis szerkezeti magassággal, jó átláthatósággal. A 60 m-es nyílásokban karcsú acélszlopokat és -íveket alkalmaztak.

Az állomás tetőszerkezete a szélső vágányok hidjának konzoljára támaszkodik, ami szokatlan terhek átadásával jár.

A szerelés kívülről befelé haladva történt. Az íveket nagy darabokban szállították a helyszínre. A varrat nélkül hengerelt, 600 mm átmérőjű, 100 mm falvastagságú csövekből 86 t tömegű elemek keletkeztek, ezeket autódaruval emelték be. Az acélöntvény-szerkezet vasúti hídnál történő első alkalmazásához új utakon kellett járni a kivitelezés és a vizsgálatok terén. Az egész híd központi elemei kétségtelenül az ívvállaknál levő öntött acél csomópontok. Egy ilyen csomópont 24 tonna tömegű és 2,6 m magas. Ezek gyártása a rendkívül szigorú minőségi követelmények miatt a megvalósíthatóság határát súrolja.

A beton gerendákat állványon betonozták. A külső szakaszok betonozása után 63 m hosszú állványtartót helyeztek a középső nyílás fölé, erre függesztették az ív záradék környéki zsaluzatát, és három szakaszban betonozták.

A négy állandó magasságú (1,7 m) beton felszerkezet tele van feszítő elemekkel. A nyomott magasság miatt B 55 betonminőség és részleges feszítés volt szükséges.

Végülis szokatlanul filigrán vasúti híd jött létre, amely megfelel az eredeti követelménynek a pályaudvar épületéhez való illeszkedés tekintetében.

A 42.-46. fóliákhoz.

Vonórudas acélívek különösen sík vidéken előnyösek, kis szerkezeti magasságukkal.

Első példánk a riesai kikötő hídja. Itt 77 m támaszköz mellett csak 1,0 m magasság állt rendelkezésre, ezért az alsópályás ív a helyes megoldás.

Az állandó teherből származó vízszintes erőt a szélső acél hossztartók veszik fel, a későbbi terheket pedig az öszvér szerkezet. Az ívek a híd legszélén helyezkednek el, ennek hátránya a keresztartók nagyobb támaszköze, előnyös, hogy a függesztők nem hatolnak át a pályalemezen és ütközés veszélyének kevésbé vannak kitéve. Az ívek 18,3 m távolsága és a 10,5 m-es nyílmagasság optikai szempontból fekvő négyszöget eredményez, ezért felső szélrács esztétikailag hátrányos lenne. Az íveknek kellően merevnek kell lenniük a főtartó síkjára merőleges kihajlás ellen. A kívül fekvő ívek önálló pilléreként nyugszanak. A látványterv és a valóság itt is jól egyezik. A képek szemléltetik az esztétikai alapelvet, miszerint az ív és a gerenda magassága jelentősen eltérő legyen. Itt a gerenda merev, a karcsú ív szinte csak nyomást kap s így a záradékban 0,6 m magasság elegendő.

A 47. fóliához.

A mühlackeri hídnál a hasonló geometriai viszonyok szélrács nélküli acélcsőívek alkalmazásához vezettek. Az esztétikailag különösen sikerült műtárgyon nem látszik, hogy a vasúti vágányok miatt a szerelés különösen nehéz volt.

A 48.-55. fóliákhoz

Tangermündei Elba-híd.

A legnagyobb új német ívhidakhoz tartozik: összhossza az árvédelmi töltések között 1435 m, főnyílása 185 m, itt az öszvértartó tölti be a vonórúdszerépét.

Az ív erejének a gerendába való bevezetése az ív magasság növelésével történt. Az erő nagyobb része közvetlenül a külső hosszartókba jut, kisebb részüket a végkeresztartó a pályaszerkezetbe vezeti be. Az ívszélesség állandó (1,20 m). Az ívek esztétikai okból 10 fokkal egymás felé dőlnek. Az álló négyszögű hídkeresztmetszet felső merevítést igényel, itt Vierendeel-tartó készült, amely elegánsabb, mint a szokásos szélrács.

A pályaszerkezet megfelel a technika mai állásának: a gerinclemezes külső főtartókból és a keresztartókból álló tartórácsot alkot. A függesztők közvetlenül a főtartókhoz kapcsolódnak. A 30 cm vastag pályalemez csak a keresztartókkal alkot öszvérszerkezetet. Az ívek és a

függesztők nem hatolnak át a pályaszerkezeten. A függesztők 120 mm átmérőjű köracélok, ezek csomólemezhöz csatlakoznak. A csomólemez és a varratok alakját fűrésztókísérletekkel határozták meg. Az ívhíd a keleti hídfő mögött teljesen készre szerelték és betolták. A betolást túl alacsony, majd túl magas vízállás akadályozta.

A pillérek alakja a ferde folyókeresztelés miatt különleges: felül merőleges a hídtengelyre, alul kerek a folyásiránynak megfelelően. Ha a hidat ferde szögben szemléljük, a függesztők keresztelik egymást, ami esztétikailag kissé hátrányos.

Az 56.-61. főlíákhoz.

Neubeuerni Inn-híd.

Az új ívhíd egy 1950-ben épült folytatólagos gerendahíd helyére került. Ennek pilléreit a kimosás fenyegette, ezért az új híd 110 m nyílású, mederpillérek nélkül. Az 500 tonna tömegű acélszerkezetet a parton összeszerelték és beúszatták. Mivel a forgalom a régi hidat használta, az új ívet először ideiglenes támaszokra helyezték és ott készítették el a pályaszerkezetet. Miután a forgalmat az új hídra terelték, a régit lebontották, és a hídfőket átalakították. Ezután a most már 2300 tonna tömegű hidat 2,9 m magasra emelték. Végül az új hidat keresztirányban 20,1 m-rel a helyére tolták.

Ennél a hídnál az 1,8 m magas merevítő tartó a merevebb. Az ívek csatlakozásának kialakítása jól mutatja az erőjátékot.

A 62.-65. főlíákhoz.

Britzi összekötő csatorna hídja

A berlini, BAB 113 jelű városi autópályának az összekötő csatorna felett való átvezetésére a 113 m nyílású, vonóvasas ívhíd a megfelelő szerkezet. A nagy szélesség (2x3 forgalmi sáv + leálló sávok) miatt a keresztartók acélszükséglete közbelső alátámasztással nagy mértékben csökkenthető volt. Esztétikai okból egy közbelső ívet alkalmaztak, a szélsőkkel azonos méretekkel. Az egyes irányokhoz tartozó pályaszerkezetek a forgalom áterelésével kicserélhetőek.

A merevítő tartókat segédállványokon szerelték. Az íveket szakaszonként autódaruval emelték be, és ideiglenesen a merevítő tartókra támasztották. Az egynyílású, alsópályás híd jól illik a sík környezetbe, és a csatlakozó töltés minimális magasságát teszi lehetővé.

A 66.főlíához.

A valódi ívhidak klasszikus típusánál az ívek közvetlenül a sziklára támaszkodnak, rendszerint mély völgyeket hidalnak át. A pályaszerkezet az ívekre támaszkodik, vagy függeszkedik, a húzóerők felvételében azonban nem vesz részt.

A 67.-71. főlíákhoz.

A Roosevel-tó hídja

Az USA-beli Phoenixben (Arizona) levő Roosevel-tó 329 m nyílású ívhídját segédpilonokkal és hátrahorgonyzással, szabadon szerelték. Az ívek alsó része - a legnagyobb vízszint alatt - betonból készült.

Az íveket szállítási egységekben vitték a helyszínre, pontonokon előszerelték és úszódaruval emelték a helyükre.

A 68. fólián a zárási helyzet látható. A legfelső segédkábelek vízszintesek, ami növeli a kábelerőt, de csökkenti a segédpilon magasságát. A 70. fólia bal oldalán az utolsó ívelem szerelése látható, jobb oldalán pedig egy pályaszerkezeti tartórácselemé. Az ív szerkezeti magassága itt lényegesen nagyobb, mint a pályaszerkezeté. Ezáltal a valódi ív természetes szépségével jól mutatja az erőjátékot.

A 72.-75. fóliákhoz.

A nagy ívhidak bemutatása egy pályaterv bemutatásával végződik. 2000-ben a svéd hatóság pályázatot hirdetett a Svinesund fölötti, svéd-norvég határhíd tervezésére. Pályatervünk parti hidakból és egy 273 m nyílású ívhidból áll. Érdekessége, hogy a függesztők nem függőlegesek, hanem az ívek síkjában helyezkednek el. A sziklába befogott ívek nagy támaszköze miatt itt is az ívek merevebbek, 3,5 – 5,75 m magassággal, míg a pályaszerkezet csak 2,0 m magas.

Az ívek 18 fokos szögben egymás felé dőlnek, méreteik mindkét irányban közép felé csökkennek. A felső kapcsolat itt is Vierendeel-rendszerű.

A megvilágítási rendszer két részből áll: a pályát a középső vezetőrendszerből világítják meg, az ívek alsó síkját pedig a szegélyben elhelyezett lámpákkal. Így az ív éjjel is jól felismerhető.

A 76.-82. fóliákhoz.

Gyalogoshidak

Betonból is lehet kecses íveket építeni. A vékony elemekből álló piros korlát jól hangsúlyozza a csaknem lebegő szerkezetet.

Nagy támaszköz esetén is lehet igen karcsú ívekkel a gyalogutat az akadály felett átvezetni. A teherhordó ívek a vékony pályalemez mellett a háttérben maradnak.

A waiblingeni Rems-híd 28 m támaszközű, igen lapos ívvel hidalja át a folyót. A karcsú ív és a vékony pályalemez közepén összeér. (78. fólia).

Stuttgart-Degerlochban 32 m támaszközű, vonókábeles ívhíd épült. A növelt keresztmetszetű ívvállak és a pályalemez vasbetonból készült.

Az ehingeni vasútállomás feletti gyalgos- és kerékpárhíd központi része egy 33 m támaszközű acél ívhíd, felfüggesztett vasbeton pályalemezzel. Az acélcsöveket korrózióvédelem céljából cementhabarccsal töltötték ki.

A heilbronni Lohtorbrückéhez 55 m támaszközű ív- és kábelszerkezetet terveztünk a Neckar fölé. A pályaszerkezet aszimmetrikus, csak a belső szélén felfüggesztett, íves vonalvezetésű tartó. Pályázatunk Heilbronben nem volt sikeres, de hasonló alakban most Gerában valósul meg.

A sarlóalakú Rajna-híd Weilben tekintélyes, 230 m támaszközű, egy függőleges és egy dőlt ívvel. Ez közvetlen kapcsolatot hoz létre a német-francia határon. A terv egy francia céggel együtt első díjat nyert.

A 83. fóliához.

Az ívhidak sokféle rendszere képes jól alkalmazkodni a helyi körülményekhez.

A lehetőségek a következők:

- beton, acél, öszvérszerkezet, különböző kombinációkban,
- ív a pálya alatt vagy fölött,
- támaszköz kb. 300 m-ig, különösebb probléma nélkül,
- valódi vagy vonóvasas ív,
- egynyílású híd vagy ívek sorozata,
- két, vagy három síkban elhelyezett teherviselő szerkezetek.

Különösen nagy támaszköz esetén az ívhíd mindig előtérbe kerül. Ezek igen tartós szerkezetek, egyrészt mert robusztus, nyomott elemekből állnak, másrészt a kevésbé tartós elemek (saruk, dilatációs szerkezetek) száma minimális.

Holger Svensson okl. mérnök életrajza

1945-ben született, 1969-ben szerzett mérnöki oklevelet Stuttgartban.

A Leonhardt, Andrä und Partner cég ügyvezetője és szóvivője.

Sok tapasztalatot szerzett nagy hidak tervezésében, szerelésében és építés-ellenőrzésében, különösen bel- és külföldi ferdekábeles hidaknál.

Két évi dél-afrikai tevékenység után 1972-ben lépett be a Leonhardt és Andrä mérnöki irodába. Az USA részére több ferdekábeles hidat tervezett, többek között a Pasco-Kennewick hidat (beton), az East Huntington hidat (beton), a Sunshine Skyway hidat (öszvér alternatíva), a Talmadge Memorial hidat (öszvér alternatíva), a Burlington hidat (öszvér) és a Baytown hidat (öszvér).

Felelős volt Norvégiában a Helgeland-híd és Skóciában a Leven River híd tervezéséért, mindkettő ferdekábeles betonhíd. Németországban részt vett a flehei ferdekábeles híd részlettervezésében és a Kocher völgyhíd tervellenőrzésében. Felelőse volt az A4 autópálya wilsdruffi (beton) és siebenleheni (öszvér) hídja, az A20 autópálya Warnow-hídja és a tangermündei Elba-híd (acél öszvér ív) tervezésének.

Világbanki szakértője volt a sanghaji Yang Pu ferdekábeles hídnak, amely a maga idejében világrekord volt. Megvizsgálta a malajziai Penang ferdekábeles híd állapotát. Svédországban tervellenőrző mérnöke volt a Höga Kusten függőhídnak (1210 m főnyílással), a Sunningesund és Ume Älv ferdekábeles hidaknak és a Svinesund ívhídnak.

A vezetőség szóvivőjeként koordinálja a LAP cég tevékenységét és képviseli a céget kifelé. Kereskedelmi üzletvezetőként felelős a gazdasági ügyekért és az ellenőrzésért.

Tagja több német tartomány mérnöki kamarájának, több külföldi cím viselője és alelnöke a Nemzetközi Híd- és Szerkezetépítési Egyesületnek (IVBH).

2004. május hó.

A vas/acél anyagok fejlődésének története a hídépítés tükrében

Dr. Domanovszky Sándor
Széchenyi Díjas mérnök
Ganz Acélszerkezet Rt.

Bevezetés

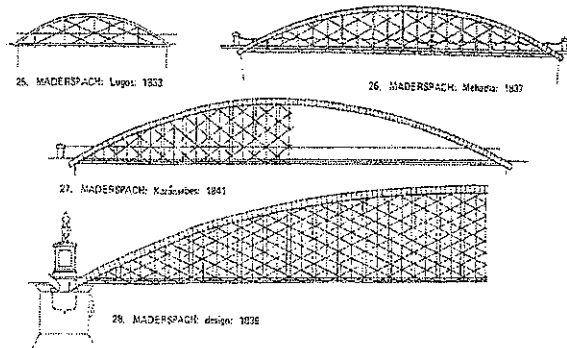
A hídszerkezetek dinamikus, fárasztó igénybevételeknek és – acélszerkezetek esetében, főként a hegesztés mintegy 70 esztendeje történt bevezetése óta – ridegtörési veszélynek vannak kitéve. Továbbá különös jelentőséggel bír az önsúly csökkentése, azaz a szilárdság növelése is. Ezen okok miatt az építőmérnöki tevékenység köréhez tartozó létesítmények között az alapanyag tekintetében (is) a hídépítés a legigényesebb. Következésképpen e terület a vas/acél szerkezeti anyagtól mindig is a maximumot igényelte, tehát fejlődésének nyomonkövetésével annak mindenkori élvonalát mutatjuk be. A továbbiakban rövid áttekintést nyújtunk ennek főbb korszakairól, majd bemutatjuk a legutóbbi időkben kialakult helyzetet.

A vas/acél hídépítésben történő alkalmazásának fejlődése

Az első nevezetes vas alapanyagú hidat az angliai Coalbrookdale-ben Abraham Darby készítette 1779-ben. A 6 tonnás öntöttvas egységekből összeállított ívhíd önsúlya 378,5 tonna. Nevezetes műemlékként ma is forgalomban van (1.kép). Magyarországon először a Felvidéken (Rhonicon) öntöttek híd íveket, 1810-ben 4,5 m, 1813-ban 10 m támaszközzel. Az erdélyi Maderspach Károly 1833-1841 között három alsópályás hidat épített, öntöttvas ívekkel, kovácsolt vas vonórudakkal. 1839-ben tervet nyújtott be a Duna áthidalására is (2.kép). Javaslatát elvetették és helyette W. T.



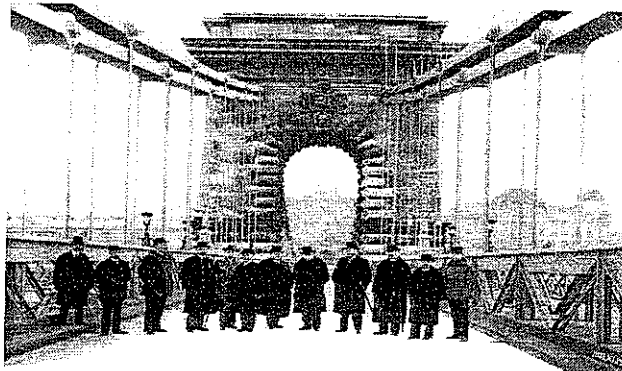
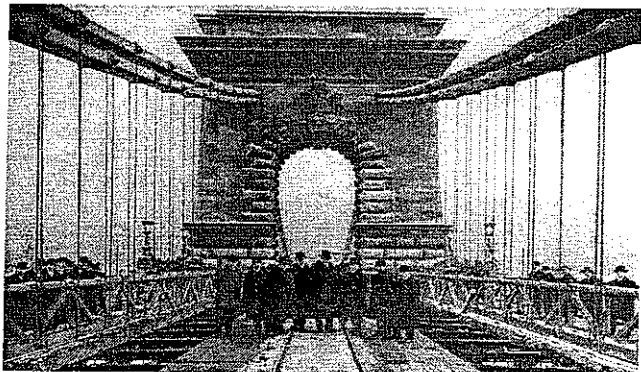
1.kép Az Iron Bridge a Severn folyó fölött
(1779, támaszköz: 30,5 m)



2.kép Maderspach Károly hídjai
(támaszközők: 18, 41, 56 m, ill a tervre 114 m)

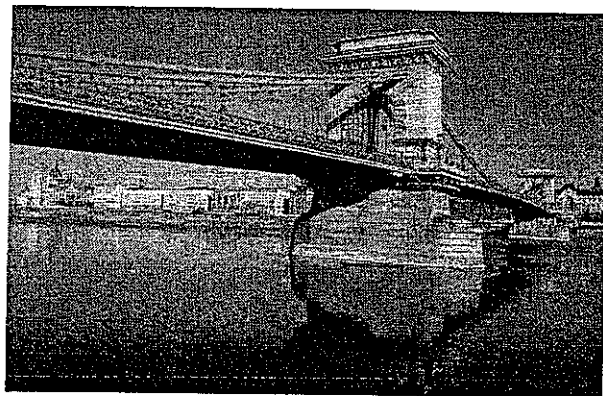
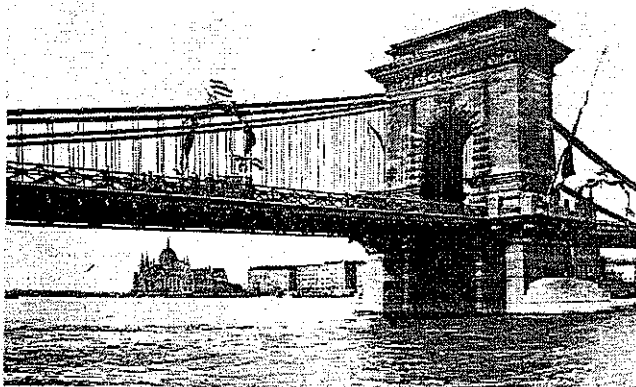
Clark tervei szerint és A. Clark irányításával 1839-1849 között lánchidat építettek. Ez a híd nemcsak a Regensburg alatti Duna-szakasz első állandó hídja volt, hanem 202,6 m középnyílásával a világ legnagyobb Lánchídjává is vált. A láncok és a függesztő rudak Angliában készültek

kovácsolt vasból, míg a kereszttartókat Andrassy gróf dernői műhelyében öntötték. A híd vasszerkezetének önsúlya 2146 tonna volt. A pályaszerkezet többi része fából készült, a merevítő tartó szerepét kevéssé töltötte be, az öntöttvas kereszttartók törtek. A forgalom növekedésével szükségessé vált a hídszerkezet teljes cseréje. Erre 1914-15 között került sor (3-4 képek).



3-4.képek A Lánchíd keresztmetszete az átépítés kezdetén (1914. febr.) és végén (1915. nov.)

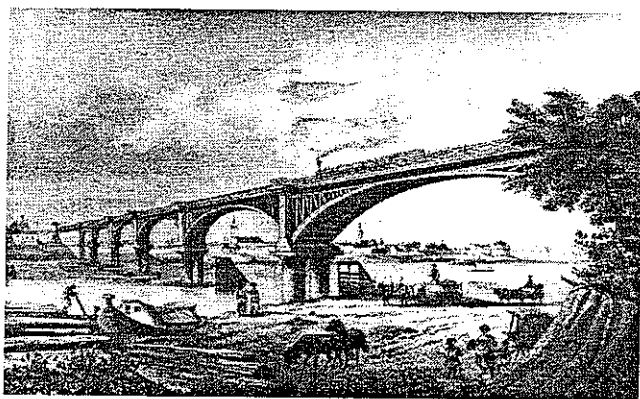
A teljesen új szerkezet önsúlya 5194 tonna lett. A láncokat olymértékben megnövelték, hogy a függesztő rudak távolsága duplájára nőtt (5-6 képek). A merevítő tartó szögecselt rácsos szerkezetként került kialakításra. Ez a híd látható napjainkban is (tekintettel arra, hogy az 1948-49-es újjáépítés során jelentős változtatást nem eszközöltek).



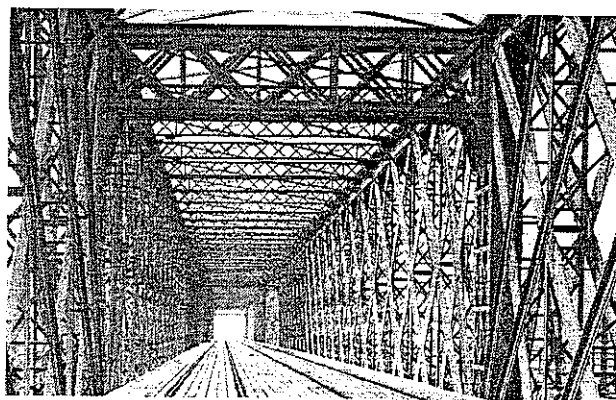
5-6. A Lánchíd a Millenniumkor és napjainkban

A legelső állandó hidat a Tiszán, a vasút számára, egy francia cég építette 1857-59 között. A szögecselt íveket hengerelt anyagokból Franciaországban, míg a 3 m átmérőjű öntöttvas pilléreket Skóciában gyártották (7.kép).

A XIX. század második felétől már melegen hengerelt, kavart- (hegesz-, hegesztett-) vasat használtak. Szintén francia cég, de belga anyagból építette az első Déli Összekötő vasúti hidat 1874-77. között (8.kép). Ezt főként az alapanyag gyenge minősége miatt 1913-ban lebontották, miután helyére újat építettek.

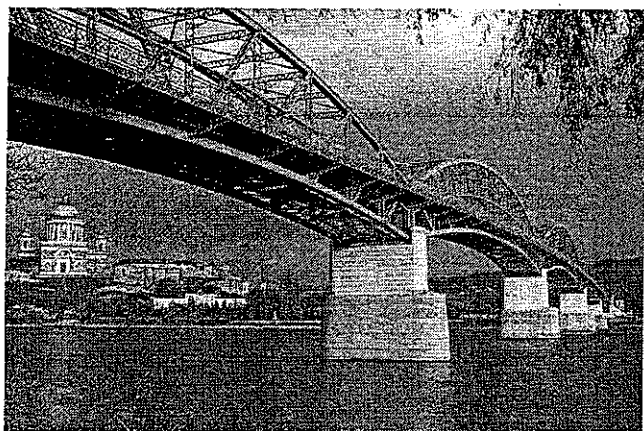


7.kép A szegedi vasúti Tisza-híd (1859)

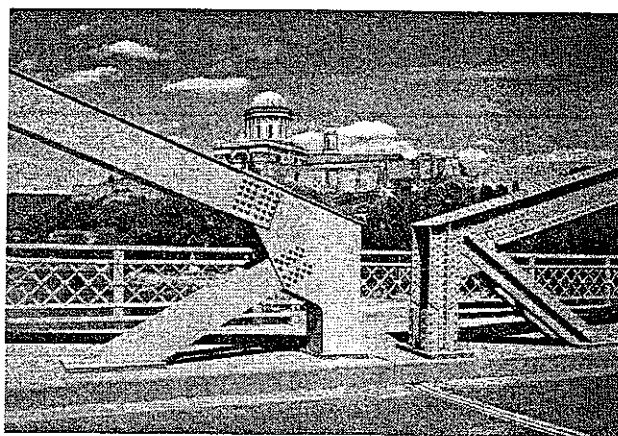


8.kép A budapesti Déli vasúti híd (1877)

Az ötnyílású, kéttámaszú, sarló alakú rácsos főtartókkal 1895-re elkészült esztergomi közúti hidat 1944 karácsonyán felrobbantották. A két szélső nyílás megmaradt, a három középső helyére azonban – az 57 évvel később történt újjáépítés során – hasonló vonalvezetésű és megjelenésű, de modern hegesztett szerkezet került (9.kép). Így a 2001-ben ismét forgalomba helyezett híd szélső nyílásai a korabeli kavartvasból gyártott szögecselt szerkezetűek, míg a középsők a jelenlegi európai szabványok anyagaiból hegesztett- NF-csavaros kapcsolatokkal készültek (10.kép).

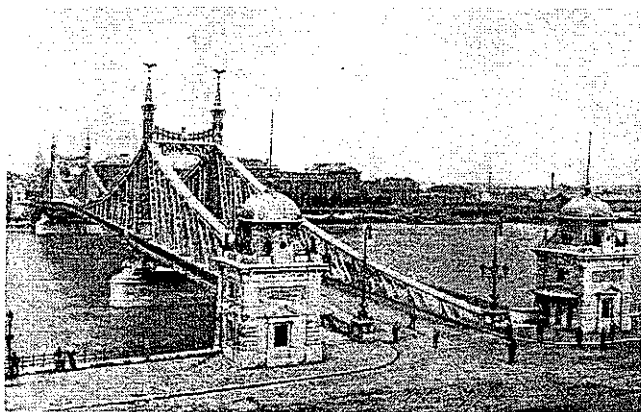


9.kép Az újjáépített esztergomi Duna-híd (2001)

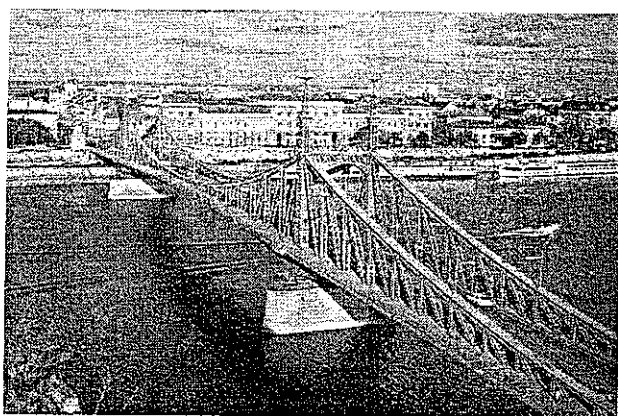


10.kép Az új és a régi főtartó részlete

Az első Siemens-Martin acélból gyártott Duna híd a budapesti Ferencz József híd volt (11-12. képek).



11.kép A Ferencz József híd átadásakor (1896)

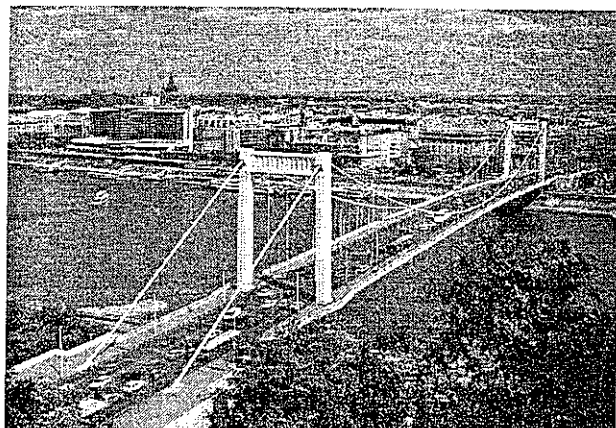


12.kép A (Szabadság) híd napjainkban

Nagyszilárdságú (50-es) anyagot első ízben az 1898-1903 között épült budapesti Erzsébet híd láncaihoz használtak. Az 1898-1903 között épült híd a maga kategóriájában világrekorder volt és 70 éven át az egyetlen hídja a Dunának, amely a folyót mederpillér nélkül ívelte át (13.kép). Helyére 1962-64. között hasonló elrendezésű, de kábelhidat építettek (14.kép).



13.kép A budapesti Erzsébet lánc-híd (1903)



14.kép Az új Erzsébet kábelhíd (1964)

A merevítő tartó gyári egységei hegesztett illesztésekkel készültek, de helyszíni kapcsolatai, valamint a pilonok szögecseltek. E hídnál az alapanyagokkal olyan fundamentális problémák merültek fel, melyek azok hazai gyártásában új korszak megnyitásához vezettek. Ezt a kérdést egyrészt az ügy rendkívüli jelentősége, másrészt eddig nem publikált volta miatt az alábbiakban részletesen ismertetem.

A híd hegesztett szerkezeteit – az akkori lehetőségek alapján – az MNOSZ 6289-55 szerinti 36.24 S, valamint az MSZ 6280-57 szerinti MTA 50 jelű agyagokból tervezték. (A pilonok szögecseléssel illesztett, főként idomacél elemei az MNOSZ 6289-53A szabvány szerinti 50.35 S anyagból készültek.)

E kor, ill. e szabványok alkotóinak szakmai elmaradottsága, ill. tájékozatlansága az alábbiakból tűnik ki.

A „KÜLÖNLEGES ACÉLOK hegesztett híd és járműszerkezeti célokra” című MNOSZ 6289-55 szabványban – többek között – a következők állnak: "A gyártómű e szabvány szerinti acélminőségekből gyártott hengerelt szelvények és lemezek ömlesztő hegeszthetőségét a következőkben szavatolja: 36.24 S minőség jól hegeszthető". Ugyanakkor az Si tartalom csak maximálva volt, azaz még a csillapítottságot sem garantált, a P tartalom 0,06-ban, az S tartalom 0,055-ben volt maximálva, ami duplája az elfogadhatónak. A ridegtörési biztonságot jelentő szívósság, illetőleg az anyag ridegtörési érzékenységének mérőszámául szolgáló, tehát alapvetően fontos ütőmunka vizsgálat nem volt előírva. Mindezek következményeként két 24 mm vastag pályalemez fedettívíví eljárással történő párosítása során a varratból kiindulva az egyik lemez ridegen kettérepedt, egy másik esetben a roncsolásos hengerművi vizsgálatok céljaira autogénvágással kivett próbák helyén kb. egy méter hosszban ridegen berepedt (szerencsére a gyártás elején!). A fentiek következtében 1800 t anyagot kellett leselejtezni és helyette (miniszterhelyettesi utasításra) egy külön megállapodás szerinti, 36.24 S₀ (öregedésálló) acélt legyártatni. Ennél már jóval kedvezőbb vegyi összetétel és ütőmunka vizsgálat garantálta a szükséges minőséget.

A másik anyag az MSZ 6280-57 „NAGYSZILÁRDSÁGÚ ACÉL HEGESZTETT HÍD ÉS JÁRMŰSZERKEZETI CÉLRA, MN TI ACÉL” című szabvány szerinti MTA 50 jelű. Ebben, többek között, olyan előírás van, hogy: „7 mm-nél kisebb vastagságú lemezek normalizált állapotban szállítandók”. Ez vélhetően sajtóhiba, hiszen minél vastagabb egy lemez, annál inkább szükség van a hengerlési szövetszerkezetet homogenizáló normalizáló hőkezelésre. Ezen túl a szabvány szerint „az MTA 50 jelű acél jól hegeszthetőnek minősül, ha” a nyolc alkotóra (csupán maximált!) vegyi összetétele előírással és a szén egyenérték nem lépi túl a 0,43 %-ot. Csak arra az esetre (!), ha ez nem sikerül, a szabvány hegesztési próbát is írt elő. Ennél az átmeneti övezet keménységének (max. 300 HV 10) és U-bemetszésű ütőmunka vizsgálatának elvégzése (szobahőmérsékleten minimum 4 mkg/cm², ill. -20°C-on min. 2,5 kg/cm²) volt előírva. Mindez édes kevés ahhoz, hogy kimondható legyen a „jól hegeszthetőség”. A hengerművek az írott szöveg szerint jártak el, nem normalizálták a leszállított lemezeket és nem készítettek hegesztéses vizsgálatot! Következésképpen már 57 db keresztartót legyártottunk (az öv-gerinc kapcsolatot meghegesztettük), mire kiderült az anyag nem megfelelő volta. Az eredmény: selejt, majd normalizált anyagokból történő újragyártás. Hasonló probléma adódott a pilon felső keresztkötésénél. A gyártásközi próbák vizsgálata során kiderült, hogy a szabvány szerint csak feltételeken elvégzendő ütőmunka vizsgálat eredménye nem megfelelő. Így ezt a szerkezetet is le kellett selejtezni és normalizált anyagokból újra gyártani.

A fenti negatívumoknak azonban volt jó következménye is: 1965-ben megszületett az – előző kettőt végre leváltó – első korszerű hazai alapanyag szabvány, az MSZ 6280-65. Ebben egyrészt a vegyi összetétel, másrészt az ütővizsgálattal szavatolt átmeneti hőmérséklet szerinti minőségek (B, C, D) már megfelelő választékot, ill. megnyugtató szívósságot biztosítottak a különféle hegesztett szerkezetekhez.

Az acélszerkezetek hazai gyártású alapanyagainak változása nyomon követhető a mindenkori szabványok tanulmányozása révén is. Az alábbiakban ezt mutatjuk be.

Az acélszerkezeteknél használatos durvalemez szabványok fejlődése

Az alábbi táblázat bemutatja a hazai szabványosítás hetven éves múltját.

A szabvány száma	Hatályba- lépés éve	A szabvány tárgya
MOSZ 112 (1933)	1933	Hengerelt folytacél. Alakvas, rúdvas, szélesvas. Szerkezeti acélok
MNOSZ 112-50 (MOSZ 112 helyett)	1950	Szerkezeti acél, ötvöztelen, hengerelt
MSZ 6289-53A Átmeneti	1954	Különleges acélok hegesztett híd- és járműszerkezeti célokra
MSZ 6289-55 53 A helyett	1956	Különleges acélok hegesztett híd- és járműszerkezeti célokra
MSZ 6280-57 MN TI	1958	Nagyszilárdságú acél hegesztett híd- és járműszerkezeti célra MNTI acél
MSZ 6280-65 (6280-57 és 6289-55 helyett)	1966	Szerkezeti acél fokozott követelményű hegesztett szerkezetekhez
MSZ 500-66	1967	Általános rendeltetésű ötvöztelen szerkezeti acél
MSZ 500-74	1975	Általános rendeltetésű ötvöztelen szerkezeti acél
MSZ 6280-74	1975	Acélok hegesztett szerkezetekhez
MSZ 500-81	1982	Általános rendeltetésű ötvöztelen szerkezeti acél
MSZ 6280-82	1982	Acél hegesztett szerkezetekhez
MSZ 6280-89T	1982	Acél hegesztett szerkezetekhez
MSZ 500-1989	1991	Általános hengerelt, hegeszthető, finomszemcsés szerkezeti acélok
MSZ EN 10113-1,-2,-3: 1995	1995	Melegen hengerelt, hegeszthető, finomszemcsés szerkezeti acélok
MSZ EN 10025:1998 (MSZ 500-1989 helyett)	1998	Melegen hengerelt termékek ötvöztelen szerkezeti acélokból

A táblázatban szereplő anyagok részletes elemzésére e helyen nincs mód (noha rendkívül érdekes lenne). Néhány alapvető megállapítás azonban nem maradhat el. Ezek a következők:

- 1954-89 között két családról lehet beszélni: az MSZ 500 szerinti, általános és az MSZ 6280 szerinti, hegesztett szerkezetekhez gyártott acélokról;
- korszakos változást az MSZ 6280-65 hozott, ugyanis itt vezették be az ütővizsgálattal (akkor KU, 1974-től KV) szavatolt átmeneti hőmérséklet alapján a ridegtörési biztonságra garanciát nyújtó minőségi csoportokat;
- az 1989-ben megjelent MSZ 500 óriási baklövése alkotóinak, benne ugyanis akkor egyesítik e kettőt (közel tíz esztendőre káoszt teremtve), amikor már ismert az új európai szabvány (EN 10025);
- súlyos mulasztás volt a már 1990-ben napvilágot látott EN 10025-nek 8 éven át tartó bojkottálása (melynek oka nyilván az előző pontban le lehet fel);

- a megszületését követően rövidesen magyarított EN 10113-as család eddig itthon nem terjedt el, főként azért, mert – a tervezők, felhasználók tájékoztatatlanságán túl – a hazai hengerművek állapota a termomechanikusan hengerelt és éppen ezért legkedvezőbb durvalemezek gyártását nem teszi lehetővé.

Napjaink korszerű hídépítéshez használatos alapanyagai

Az EN 10113-as szabványcsalád a 275, 355, 420, 460 N/mm² minimális folyáshatárú finomszemcsés acélcsoportokat tartalmazza, éspedig a 2 rész a normalizált (N, ill. NL), a 3 rész pedig a termomechanikusan hengerelt (M, ill. ML) acélokra határozza meg a szabványos előírásokat (vegyi összetétel, mechanikai tulajdonságok). Az L jelzésű acélokra az adott hőmérsékleten magasabb ütőmunka minimumokat, ill. alacsonyabb vizsgálati hőmérsékleteket ír elő a szabvány.

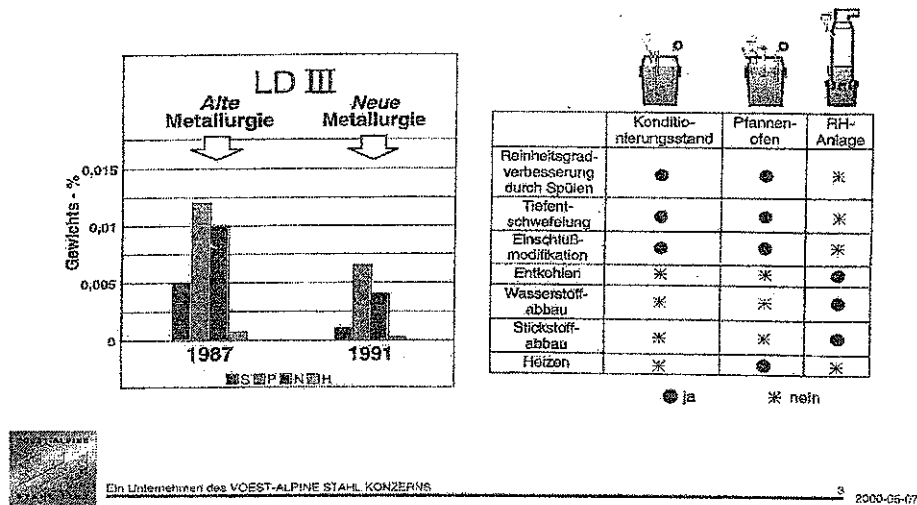
Néhány nagy nyugati acélmű (mint pl. a német Dillinger Hütte GTS és Thyssen AG, az osztrák VOEST-ALPINE, a svéd SSAB stb.) az utóbbi időben rendkívüli fejlesztéseket hajtott végre. Ezek eredményeként egyrészt üst-metallurgiai eljárásokkal optimális vegyi összetételt, alacsony C, P, S, N és H tartalmú acélt tudnak gyártani, másrészt különleges, ún. termomechanikus – az acél vegyi összetételével pontosan összehangolt hő-idő „szűrési” terv szerinti – hengerlési technikával biztosítják a finomszemcsés szövetszerkezetet, ennek eredményeként az optimális mechanikai és hegesztési tulajdonságokat (legújabbban a 100-150 mm falvastagság tartományokban is). A karbon egyenérték 0,1 %-kal alacsonyabb az azonos szilárdságú, hagyományosan gyártott (normalizált) acélokénál, így a szükséges előmelegítés drasztikusan csökkenthető, ugyanakkor a varratban és főként a hőhatásövezetben nincs magas felkeményedés, tehát elmarad a feledződés, vele a repedésveszély is, egyidejűleg kiváló szívóssági értékek adódnak (-40°C-on 100 J feletti KV). Mindezek eredményeként egyrészt a – vaskalaposságáról híres – DIBt (Deutsche Institut für Bautechnik) 1998-ban engedélyezte a 355 M/ML és a 460 M/ML acélok építésfelügyeleti területen történő alkalmazását, másrészt ezen anyagokat felhasználták az utóbbi évtizedben épült csaknem minden jelentősebb hídszerkezetnél.

A fentiekkel kapcsolatosan birtokunkban lévő, különböző forrásokból származó, rendkívül terjedelmes anyagból kiragadjuk a VOEST ALPINE STAHL LINZ GmbH munkatársainak (Rudolf Rauch, Robert Sierlinger) egy 2000.05.07-én publikált és rendelkezésünkre bocsátott tanulmányának kivonatát.

Az ábrák, illetve diagramok egyértelműen igazolják, hogy a közelmúltban bevezetett különféle üstmetallurgiai acélgyártási és termomechanikus hengerlési eljárások forradalmi módon javították az acélok minőségét. Ez gyakorlatilag azt jelenti, hogy egyrészt az alacsony karbon tartalom, ill. karbon egyenérték, másrészt a rendkívül homogén finomszemcsés szövetszerkezet következtében szignifikánsan javul ezen acélok hegeszthetősége, azaz csökken edződési hajlama, vele együtt a hegesztésnél esetlegesen szükséges előmelegítés igénye. Egy ilyen 460-as acélt napjainkban egyszerűbben hegeszthetünk, mint 20 esztendeje egy 355-öst (52-est), a ridegtöréssel szembeni biztonság növekedése mellett.

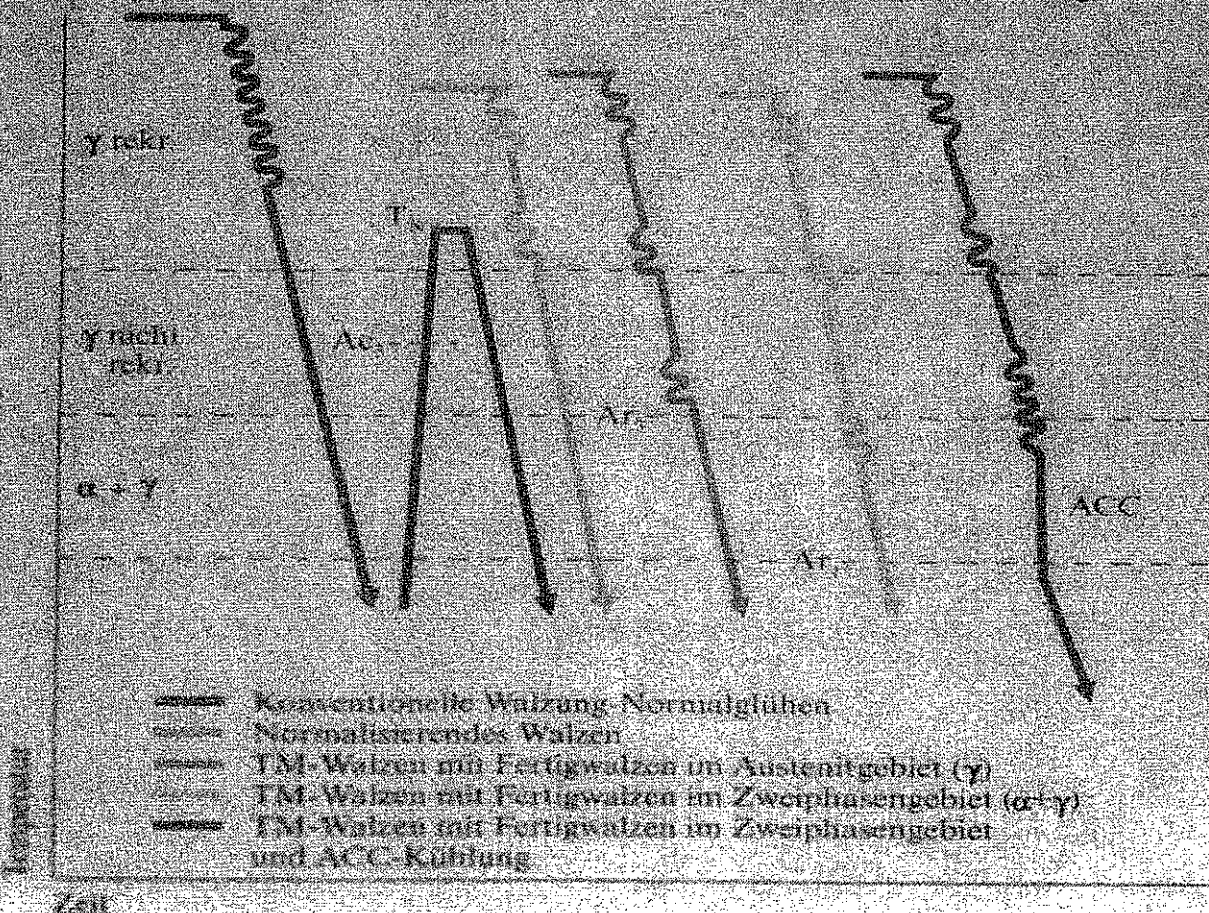
Hoch- und höchstfestes Grobblech

Sekundärmetallurgische Modernisierung und Optimierung



15.kép Szekunder metallurgiai modernizálás és optimalizálás
(a szennyezők jelentős csökkentése 1991-től)

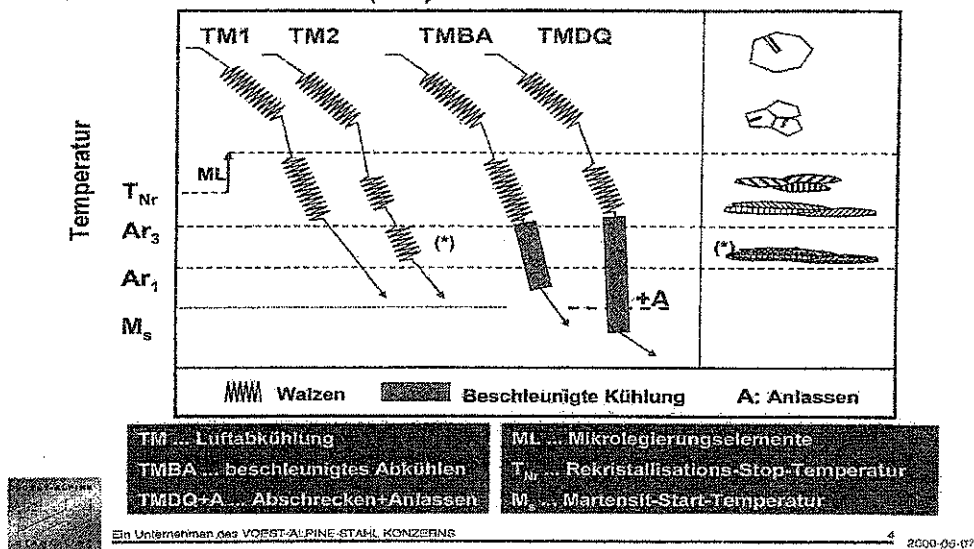
Bild 1: Schematisierter Temperatur-Zeit-Ablauf für unterschiedliche TM-Walzverfahren ohne und mit beschleunigter Abkühlung (zum Vergleich: konventionelle Walzung - N)



16.kép A hagyományos normalizáló és a különféle korszerű termomechanikus hengerlési eljárások sematikus ábrázolása

Hoch- und höchstfestes Grobblech

Thermomechanisches (TM) Walzen



17.kép A termomechanikus hengerlés VOEST-ALPINE-nél alkalmazott változatai

Hoch- und höchstfestes Grobblech

Chemische Zusammensetzung

ALFORM

Massenanteile in %

Stahlsorten		C	Si	Mn	P	S	Al	Nb	V	Ni	Mo	Cu	Ti	CEV	CET
ALFORM 355M	TM	0,09	0,20	1,40	0,015	0,005	0,030	0,020	-	-	-	-	-	0,34	0,24
ALFORM 380M	TM	0,09	0,20	1,40	0,015	0,005	0,030	0,020	-	-	-	-	-	0,34	0,24
ALFORM 420M	TM	0,09	0,35	1,40	0,015	0,005	0,030	0,020	-	-	-	-	-	0,34	0,24
ALFORM 460M	TM	0,09	0,35	1,50	0,015	0,005	0,030	0,030	-	-	-	-	-	0,36	0,25
ALFORM 500M	TMBA	0,09	0,35	1,55	0,015	0,005	0,030	0,035	-	-	-	-	-	0,37	0,26
ALFORM 560M	TMBA	0,09	0,35	1,65	0,015	0,005	0,030	0,040	0,05	-	-	-	-	0,39	0,27

ALFORM HOCHFEST

Massenanteile in %

Stahlsorten		C	Si	Mn	P	S	Al	Nb	V	Ni	Mo	Cu	Ti	CEV	CET
ALFORM 700M	TMBA+A	0,08	0,30	1,80	0,015	0,003	0,030	0,035	0,06	0,60	0,30	0,30	0,02	0,53	0,32
ALFORM 900M	TMBA+A	0,12	0,30	0,80	0,010	0,003	0,030	-	0,04	1,85	0,45	0,45	0,02	0,64	0,35
ALFORM 960M	TMBA+A	0,12	0,30	0,90	0,010	0,003	0,030	-	0,04	1,85	0,45	0,45	0,02	0,66	0,36

$$CEV = C + Mn/6 + (Cr+Mo+V)/5 + (Ni+Cu)/15$$

$$CET = C + (Mn+Mo)/10 + (Cr+Cu)/20 + Ni/40 \text{ (nach SEW 088)}$$



Ein Unternehmen des VOEST-ALPINE STAHL KONZERNS

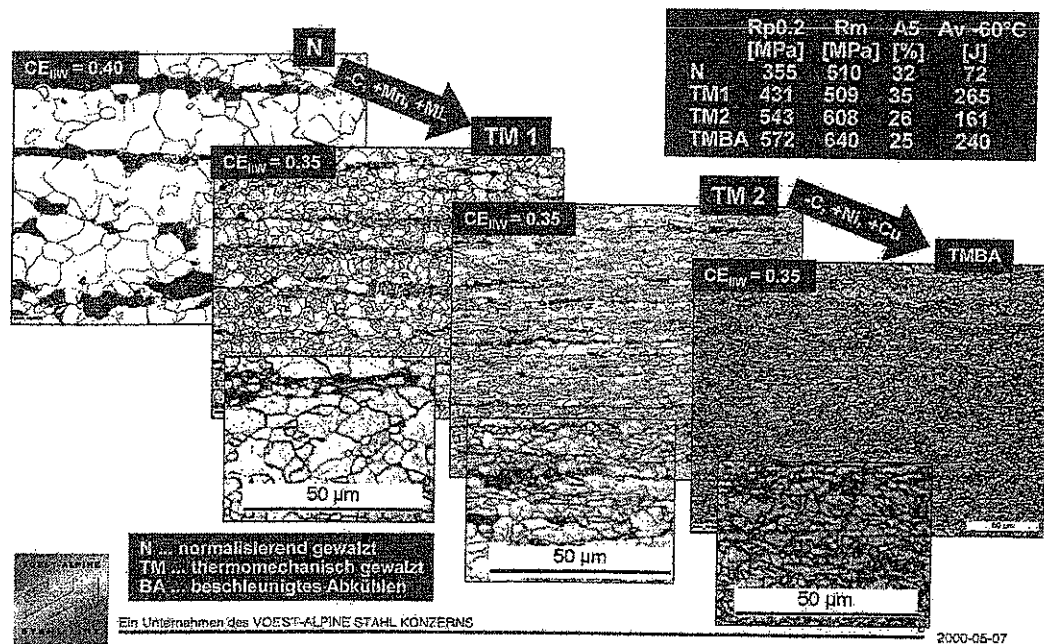
5

2000-05-07

18.kép A termomechanikus hengerléssel gyártott különféle nagyszilárdságú acélok vegyi összetétele, különös figyelmet érdemel a C-tartalom és a CEV rendkívül kedvező, alacsony értéke

Hoch- und höchstfestes Grobblech

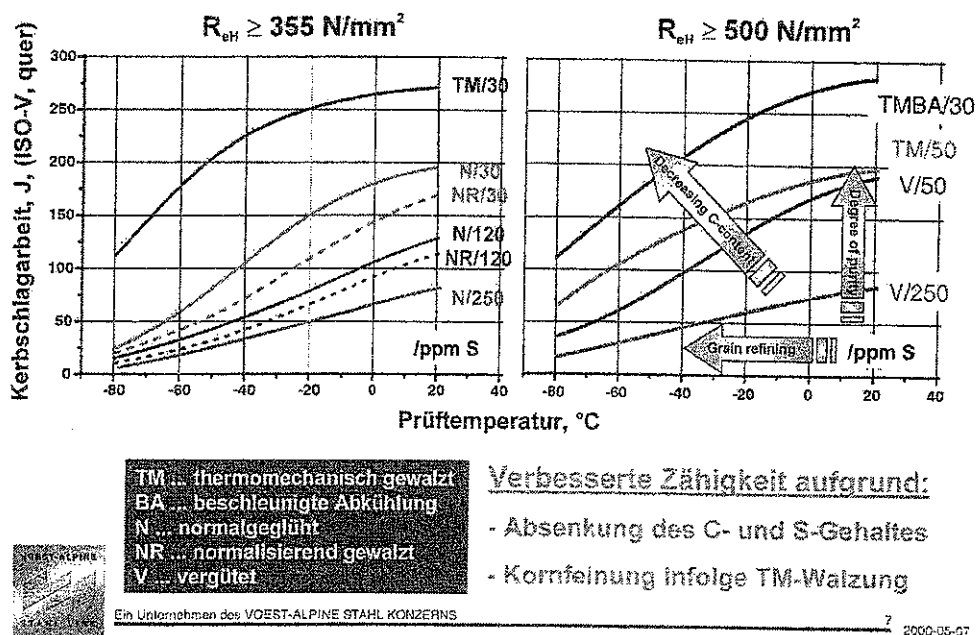
Festigkeitssteigerung durch Feinkornbildung



19.kép Szilárdság növelés a szemcseméret finomítása révén

Hoch- und höchstfestes Grobblech

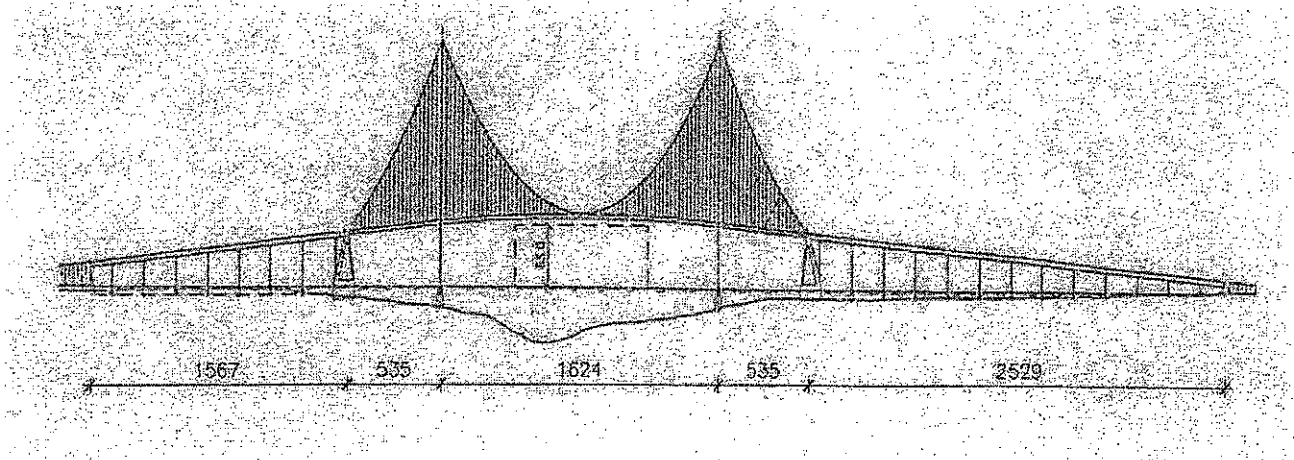
Optimale Zähigkeitseigenschaften



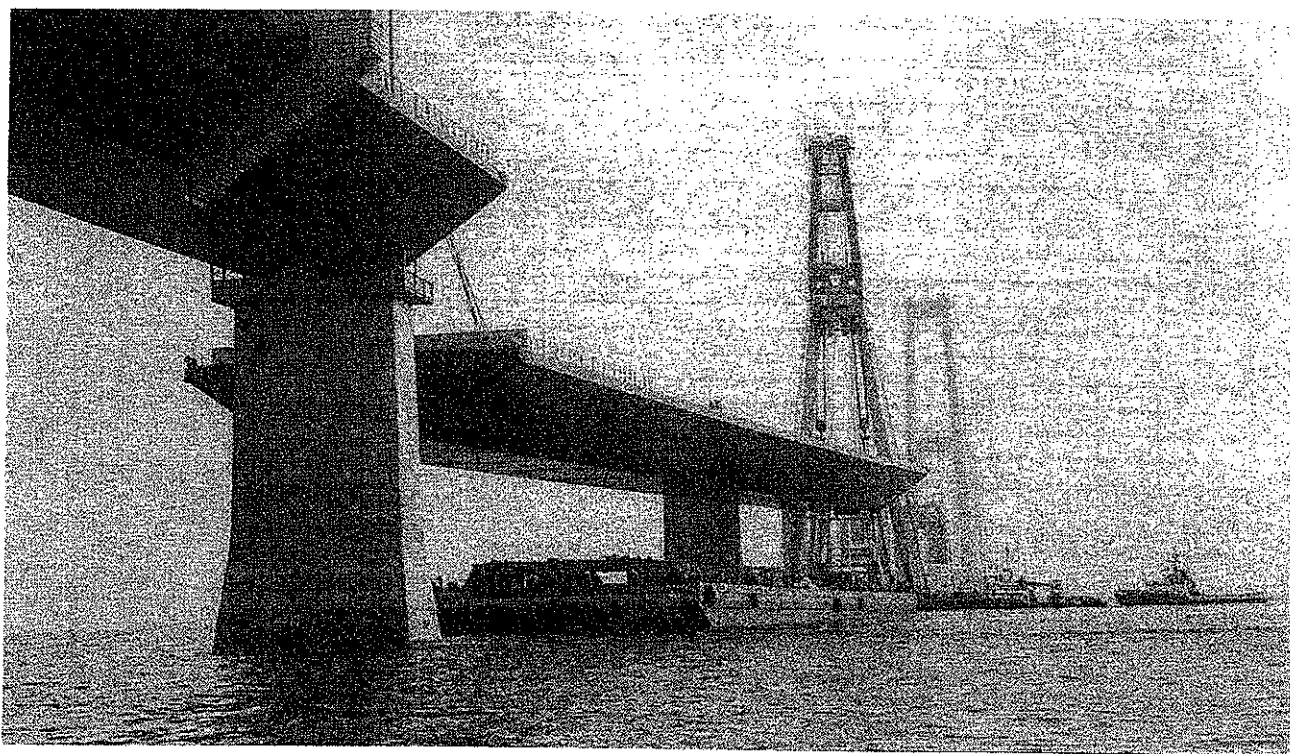
20.kép A C és S tartalom csökkentésével, továbbá a TM hengerlés következtében elért szemcseméret finomodással szignifikánsan növekszik az acél szívóssága, illetőleg süllyed az átmeneti hőmérséklete

Néhány példa nagyszilárdságú acélok alkalmazására az utóbbi évek hídépítési gyakorlatában

A Dániában 1998 nyarán átadott 6790 m hosszú Great Belt East híd (21.kép) két szélső, 1,6 km és 2,5 km hosszú, teljesen hegesztett szekrénytartós szerkezetéhez (22.kép) 40.000 t S 420 ML acélt alkalmaztak. (A középtűt elhelyezkedő, 1624 m fesztávú, 2694 m hosszú kábelhíd alacsonyabb méretű szekrénytartóinak anyaga S355J2G3, melyből az egész hídhoz további 40.000 tonnát használtak fel.)



21.kép A Great Belt East híd (torzított) elrendezési rajza

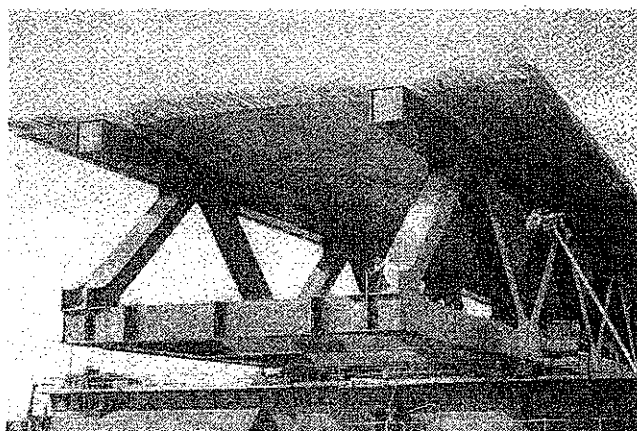


22.kép A szélső híd utolsó nyílásának beemelése (súlya 2400 t, hossza 193 m, szélessége 25 m, magassága 6,7 m)

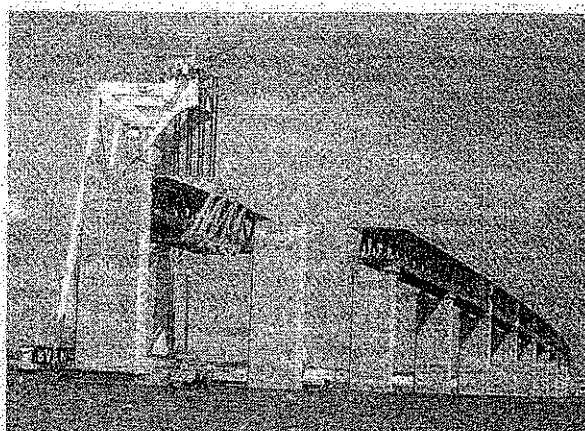
A Dánia és Svédország közötti 7.845 m hosszú Öresund hidat 2000 közepén helyezték forgalomba (23.kép). A 3,0 és 3,7 km hosszú szélső hidak kétszintűek (felül a közúti, alul a vasúti forgalom halad). A többtámaszú, folytatólagos rácsos tartók teljesen hegesztett szerkezetűek, a közúti pálya feszített beton (24.kép). Ezekbe a nyílásokba 5.300 t S 460 M és 20.200 t S 460 ML minőségű acél építettek be. A parton előgyártott nyílásegységeket a 100 m magas, 8500 t teherbírású "Swanen" nevű úszódaruval vitték és emelték helyükre (25.kép). A főhíd egy 490 m fesztávú, 1092 m teljes hosszúságú ferdekábeles szerkezet (hasonló keresztmetszeti elrendezéssel).



23.kép Az Öresund híd látképe (2000)

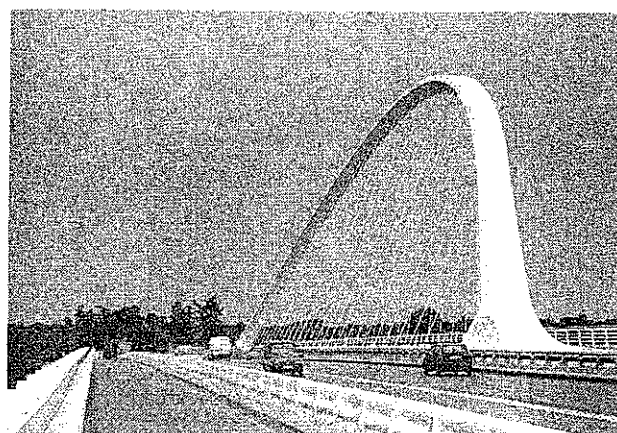
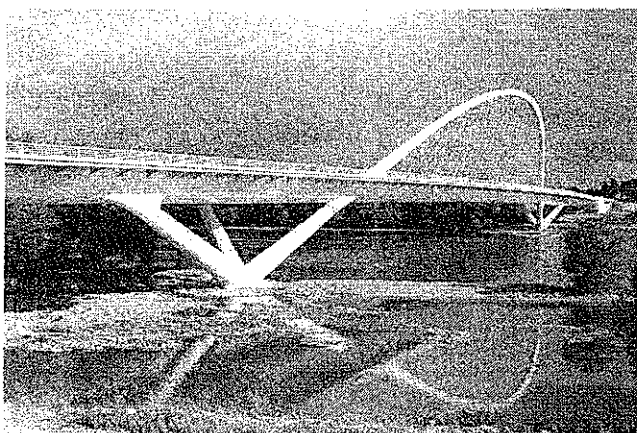


24.kép A híd keresztmetszeti elrendezése



25.kép Egy szélső nyílás beemelése (súlya 6600 t, hossza 140 m, szélessége 25 m, magassága 11 m)

Santiago Calatrava a híres spanyol építész és építőmérnök meglepte a világot (nem először) Orleans-ban a Loire folyó feletti épített, 2000. november 20-án átadott „Európa” hídjával (26-27.képek) A teljesen hegesztett szerkezet hossza 378 m. A ferde síkban fekvő, 201,6 m támaszközü ívet S 460 M/ML minőségű, nagyszilárdságú acélból készítették .

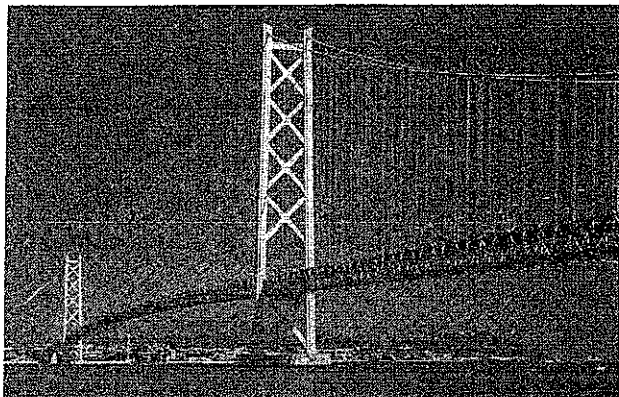


26-27.képek Az Orleans-i Európa híd (2000, nyílásbeosztás: 88,2+201,6+88,2 m, szélesség: 25,7 m)

Németországban (kivételesen) már 1970-ben a Duisburg-Neuenkamp-i 350 m fesztávú (akkor világrekorder) ferdekábeles híd pilonjait 700-as folyáshatárú, nemesített (THYSSEN-N-A-XTRA 70) acélból hegesztették össze.

Japánban hegesztett hidakhoz ugyanabban az évben 58.000 t HT 60-as (600 MPa folyáshatárú) acélt használtak fel.

A világ ezidő szerint legnagyobb fesztávú hídja az Akashi-Kaikyo (28.kép), mely része a Japán Honshu-Shikoku szigeteket összekötő hídláncnak. E híd fesztáva 1991 m, teljes hossza 3911 m. A hídhoz több mint 190.000 t nagyszilárdságú acélt használtak fel a 29.kép részletezése szerint.



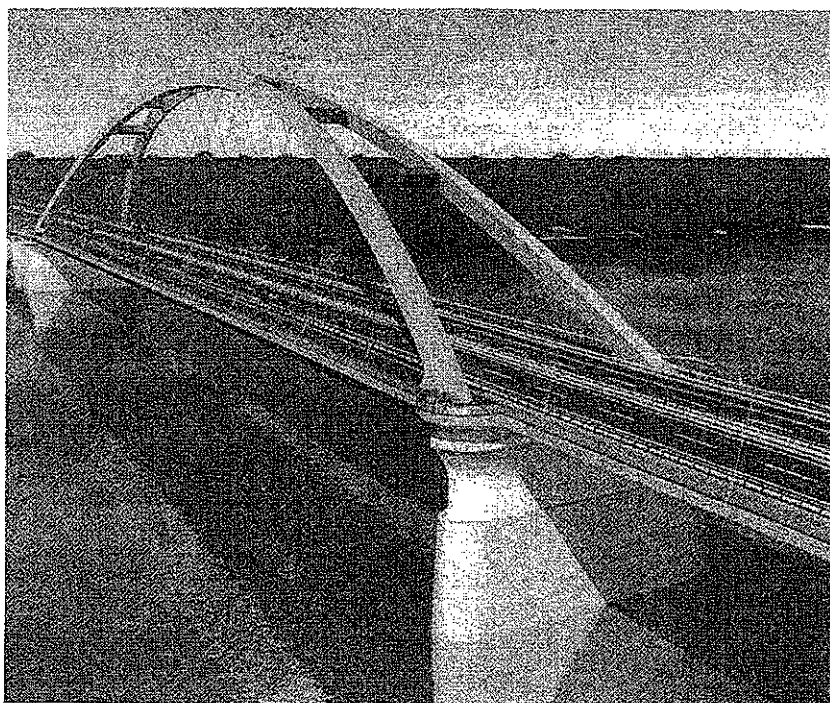
28.kép Az Akashi-Kaikyo híd (1998)

Table 3 Primary steels used on superstructures of the Akashi Kaikyo Bridge

Portion	Materials and weight (metric ton)					Weight (metric ton)
Towers	SM570Q	SM490	SM400	SS400	others	
	38,300	2,700	800	2,500	4,800	49,300
Cables	PWS 1800 class	PWS 1600 class	SCW460	S430N	others	
	50,500	2,000	2,200	400	3,700	58,800
Stiffening truss	HT780	HT690	SM570	SM490Y	SS400 etc.	
	4,900	2,800	2,800	10,400	64,300	85,200
Total						193,300

29.kép A hídhoz felhasznált acélminőségek

Magyarországon első ízben fognak S 460 ML acélt alkalmazni a dunaújvárosi híd Lohse Nielsen típusú, vonógerendás, 307,8 m fesztávú mederhídjának ívéhez (30.kép).



31.kép A dunaújvárosi híd medernyílásának számítógépes látványterve (FŐMTERV)

Összefoglalás

Az előadásban megkíséreltük a hídépítésben használatos vas/acél alapanyag fejlődését néhány példa segítségével vázlatosan bemutatni. Az utóbbi 220 év alatt ez a rendkívül dinamikus fejlődés lehetővé tette a 30 méteres nyílás két kilométerre (ill. annál is sokkal többre) történő növelését. Külön fel szeretnénk hívni a figyelmet az elmúlt 10 esztendő során az acélgyártásban végrehajtott forradalmi változásra, mely a termomechanikus hengerlési eljárással készített nagyszilárdságú acéloknál (akár 150 mm falvastagságig) kiválóan hegeszthető minőségeket biztosít a felhasználó ipar számára.

Zsaluaktualitások a hídépítésben

A Millau-i viadukt építése során alkalmazott zsalutechnikai megoldások

Viszló Dezső
Műszaki vezető, PERI Kft.

ÖSSZEFOGLALÓ

Millau mellett már befejeződött a Tarn folyó völgyét átívelő viadukt 7 darab, 78 és 245 m közötti magasságú vasbeton pillérének építése. A P2 jelű pillér több, mint 60 méterrel magasabb, mint az eddigi „csúcstartó”. A PERI ACS önkuszó rendszerével a látszóbeton felületű betonozási ütemek 3 napos ritmusban készültek el.

Az előadás során a PERI GmbH helyszínen forgatott – részben még publikálatlan – felvételeiből összeállított filmet vetítünk. A filmet kiegészítő fotók az acél felszerkezet építésének néhány részletét is felvillantják.

Az előadáshoz tárgyról a minden konferencia résztvevőnek átadásra kerülő PERI kiadványokban részletes ismertető olvasható:

PERI riport

A legmagasabb hídpillér
világrekordjának beállítása
alkalmából megjelentetett
különszám.

8 oldalas, magyar nyelvű.

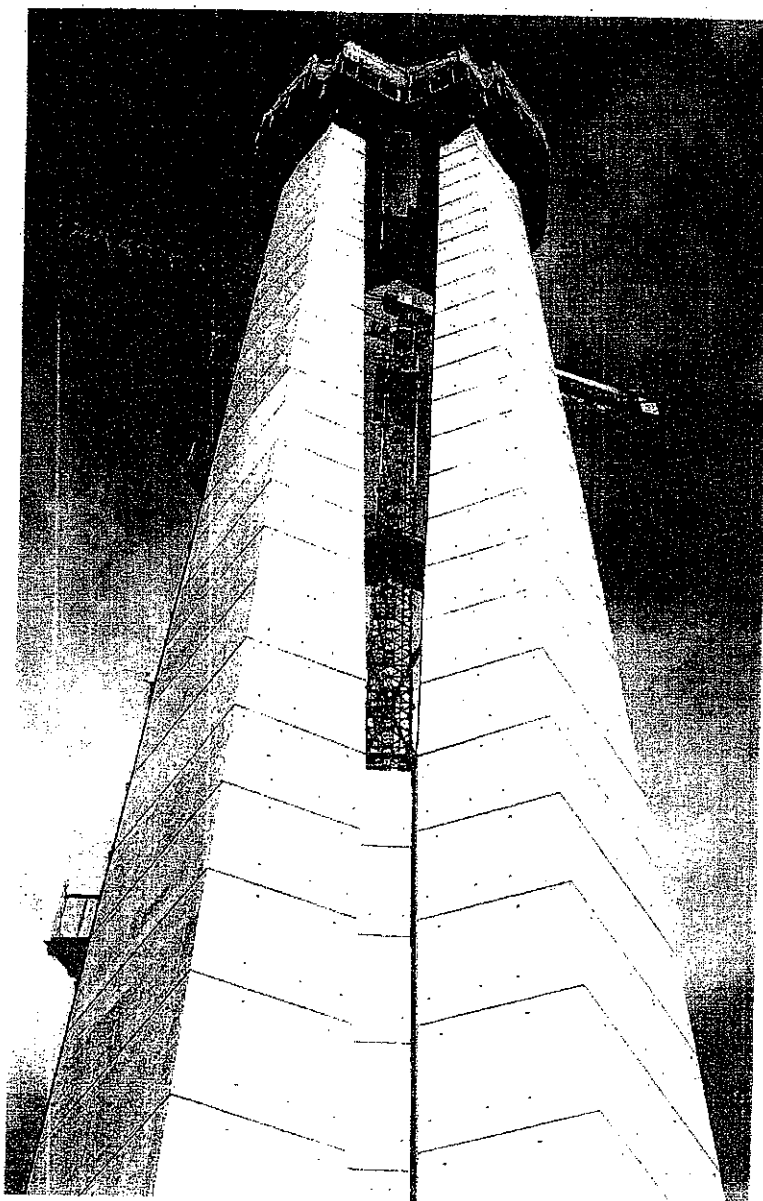
PERI Bridge Formwork Technology

vagy

PERI Schalungstechnik Brücken

160 oldalas, angol ill. német
nyelvű hídépítési kézikönyv.

A Millau-i viadukt a kiadvány
54-61. oldalán.



INJEKTÁLÁSI TECHNOLÓGIÁK ALKALMAZÁSA HÍDSZERKEZETEKEN

Dr. Seidl Ágoston
MAHID 2000 Rt.

ÖSSZEFOGLALÓ

Az injektálás célja általában a szerkezetek megerősítése, összeragasztása vagy vízzáróságuk helyreállítása.

Az építési vegyianyagok piacán az utóbbi években a leggyakoribb hagyományos cementkötésű, epoxi és poliuretán rendszerek mellett megjelentek a gélkonzisztenciájú injektálóanyagok is.

Ezekkel a rugalmas, általában duzzadóképes anyagokkal – kellő megfontolásokkal – a masszív beton, vasbeton és egyéb szerkezetek vízzárósága biztosítható vagy a szerkezetek inhomogenitásainak kitöltésével, vagy a szerkezetek mögé-mellé történő injektálással.

1. BEVEZETÉS

A hídszerkezetek sérüléseinek javítása állandóan fel-felbukkanó feladat. A masszív, tömör beton- és vasbeton, falazott téglá vagy kőből épült szerkezetek egyik javítási eljárása az injektálás, melynek során javítóanyagot juttatunk be a szerkezet repedéseibe, üregeibe. Az injektálások célja többféle lehet:

- szerkezetek erőátadó összeragasztása,
- szerkezetek szilárdságának fokozása/helyreállítása a repedések-pórusok-fészkek kitöltésével
- szerkezetek tömítése, folyadékzáróság biztosítása (repedések lezárása vagy összefüggő szerkezetek tömítése)
- szerkezetek szigetelésének megoldása vagy javítása a szerkezet mellé történő injektálással

2. AZ INJEKTÁLÁSI TECHNIKÁK CSOPORTOSÍTÁSA

Az injektálási technológiákat több szempontból csoportosíthatjuk, így

- a repedések-folytonossági hiányok jellemzői alapján (legfontosabb: a repedés mozgó, vagy statikus, azaz szélessége változik vagy sem) – ez meghatározza az alkalmazható injektáló anyagot
- az injektáló anyagok típusa szerint
 - cementes injektáló anyagok (cementpép, mikrocement)
 - műgyanták (oldószermentes gyanták EP, PUR, PMMA)
 - habosodó műgyanták (PUR)

- hidrogélek (akrilát, PUR)
- az injektálási technika szerint
 - injektálás kis nyomáson (néhány bar) vagy nagy nyomáson (akár 100-os nagyságrendig)
 - injektálás gyorsan vagy lassan kötő anyaggal
 - injektálás egy-vagy kétkomponenses géppel
 - injektálás ragasztott vagy fűrt injektáló csomakkal
 - injektálás a szerkezetbe vagy azt átfúrva a szerkezet mögé

3. INJEKTÁLÁSI FELADATOK HIDAKON

A hídszerkezeteken végzett injektálási feladatok igen sokrétűek lehetnek. A hagyományosnak tekinthető injektálási feladatok illusztrálására álljon itt három példa:

3.1. Megrepedt tartószerkezet erőátadó injektálása

Sajnos elég szokványos, hogy az úrszelvényt messze meghaladó járművel a hídszerkezetnek ütköznek, mely az oldalról érkező mechanikai igénybevételt nem viseli el, elreped. Az átrepedt szerkezetet – ha a tönkremenetel mértéke nem túl nagy – injektálással össze lehet ragasztani.

Az ismert technológia szerint a száraz repedést gyorsan kötő habarccsal lezárják, hogy az alacsony viszkozitású műgyanta ne folyjék el, majd alacsony nyomáson, kellő türelemmel a repedést hosszú fazékidejű műgyantával kitöltik.

A kötési idő alatt a szerkezet nem mozoghat, a bejuttatott műgyantarétegnek a lehető legvékonyabbnak kell lennie.

3.2. Csökkent szilárdságú, porózus szerkezet telítő injektálása

Jellemző példa erre egy téglaszerkezetből készült ívhíd mikrocementes injektálása. A szükséges mértékű elővizsgálatok (szilárdság, porozitás, üregtartalom stb.) után a megfelelő sűrűséggel elhelyezett injektáló csomakkon keresztül a szerkezetet mikrocement szuszpenzióval telítették.

Az utólagos vizsgálatok bizonyították, hogy a szerkezet teherbíróképessége megnövelhető volt, az injektálás a falazott-boltozott szerkezetet tömörre, üregmentessé tette.

3.3. Hídszigetelés vízzáróságának helyreállítása injektálással

A hídszerkezetek vízzáróságának biztosítására a megfelelően beépített szigetelések szolgálnak. Szélsőséges esetben – ha például a hibahely nem tárható fel, vagy a híd forgalmi okokból nem zárható le hosszabb időre – a szigetelési hiba injektálással javítható.

4. EGY ÚJ, SOKOLDALÚ TECHNIKA: A GÉLINJEKTÁLÁS

Az eddig használt injektálóanyagaink vagy cementes szuszpenziók, vagy kémiai reakció révén térhálósodó, kikeményedő műgyanták voltak.

Az új injektálóanyag család gélállapotú, azaz injektálható állapotban hígán folyós, megkötött állapotban kocsonyaszerű, lágyan rugalmas állapotú anyag.

Ami a géleknek az injektálási célú felhasználását illeti: az 1950-es években kezdtek akrilamid gélekkel foglalkozni, melyek széles körű elterjedésének az anyagok mérgező volta szabott határt. Ennek ellenére folytak hazánkban is ilyen kutatások, az 1970-es évek végén a

Budapesti Műszaki Egyetemen készültek e témában diplomamunkák. A vezető anyaggyártók az 1990-es évek elején fejlesztették ki a poliakrilát/polimetakrilát géleket, melyek már nem voltak mérgezőek. Magyarországon – ismereteink szerint – 1993. novembere óta használnak egyre gyarapodó mértékben géleket.

Újdonságnak lehet mégis tekinteni ezt a technológiát részben korlátozott ismertsége miatt, részben mert viszonylag kevés az ezzel kapcsolatos jól dokumentált tapasztalat. A hidrogéles injektálással kapcsolatban most is folynak kutatások, a technológiára vonatkozó szabályozásokat is most dolgozzák ki.

5. A GÉLEK TERMÉSZETRAJZA

Az építőiparban használatos gélek jellemzőit az alábbiakban lehet összefoglalni:

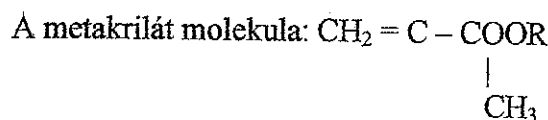
- viszonylag laza szövésű, kémiai kötöttségű térháló
- az eredetileg hidrofób (általában apoláros szénhidrogén) műgyanta láncokra hidrofil csoportokat helyeznek fel, ezáltal a laza térhálóba a víz be tud épülni

A hidrogélek több előnyös tulajdonsággal rendelkeznek a többi injektáló-anyaggal szemben:

- víz hatására fizikai utóduzzadásuk van
- alacsony az injektálaskori viszkozitásuk
- általában szabályozható a reakcióidejük
- kitérhálósodott állapotban fiziológiailag ártalmatlanok (nem szennyezik a talajt, érintkezhetnek élővízzel, ivóvízzel stb.)

Az alábbiakban a legfontosabb hidrogélek tulajdonságait tekintjük át:

Akrlátgélek térhálósítása:

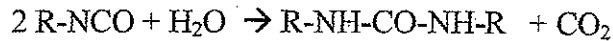


Térhálósítás:

- nátriumperoxid Na_2O_2 , mely vízzel elkeverve NaOH -t és O_2 -t eredményez ('nascens' oxigént, illetve H_2O_2 hidrogén-peroxidot, melyek a gyökös polimerizációt be tudják indítani, s mellesleg NaOH , nátrionlúg keletkezik, mely lúgos kémhatásával a gélesedési reakciót gyorsítja)
- Ammónium-peroxo-diszulfát $(\text{NH}_4)_2\text{S}_2\text{O}_8$, melynek hatásmechanizmusa hasonló.

Sok só hozzáadásával sok indító gyök alakul ki, erősen alkalikus lesz a közeg, gyors a reakció. A térháló sűrűségét alapjában a kiindulási anyagok (akrilát polimer, aktivátor, katalizátor) jellemzői adják meg, a gyorsító (iniciátor) elsősorban a reakció sebességét befolyásolja. Másodlagosan persze a gélszerkezet kialakulását is, és ezáltal annak rugalmasságát, stabilitását is. Ököltszabályként megfogalmazzák, hogy a lassabb reakció jobban kedvez egy kiegyensúlyozott gélstruktúra kialakulásának.

Egykomponenses poliuretán térhálósítása:



ahol az R-NCO vegyület olyan prepolimer, melynek –NCO, azaz izocianát végcsoportja van, mely vízzel CO₂ lehasadás közben reagál. Mivel a szénhidrogén polimer eredetileg hidrofób, kellő mennyiségű hidrofil oldalláncot kell a perpolimerre függesztetni, hogy a végtermék hidrofil tulajdonságokat mutasson.

- Megfelelő számú végcsoport és elágazottság esetén kevés vízzel sok keresztkötés, sűrű szövésű műanyag jön létre egyenként zárt buborékrendszerrel (zártcellás PUR hab). Itt a térhálós műanyagszerkezet dominál, de a hidrofil csoportok jelenléte miatt lassú utánduzzadással lehet számolni.
- Több vízzel elkeverve a végcsoportok egy része nem reagál, a térháló lazább lesz, a rendszer már nem zártcellás, de még rugalmas, alaktartó. Könnyebben felveszi a környezetéből a vizet, a térhálós műanyagszerkezet jellemzői visszaszorulnak.
- Sok vízzel keverve a végcsoportok csak kisebb része reagál, nem a térhálós, alaktartó hálószerkezet, hanem a lineáris, kevés keresztkötéssel rendelkező, lágy gélállapot dominál.

6. PIACI ÁTTEKINTÉS

Ma már a jelentősebb anyaggyártók-, illetve forgalmazók felszerelték termékpalettájukat a gélinjektáláshoz szükséges anyagokkal.

Az építési vegyi anyagokat forgalmazók törekvése, hogy lehetőleg kevés termékkel minél szélesebb igényeket ki lehessen elégíteni. Az injektálási technológiákra is igaz, hogy az alkalmazandó anyagot illeszteni kell a feladathoz – azaz a műszaki igénynek kell meghatározni az anyag tulajdonságait, de a gazdaságossági és műszaki szempontok (pl.: nem lehet túl sokféle terméket raktáron tartani, mert eltartatósági időn belül nem fordul meg az áru) a termékválaszték szűkítése irányába hat.

Kifejezetten az injektáló anyagokat, a géleket tekintve: az anyaggyártók és forgalmazók általában egy-két típust tartanak termékpalettájukon. Az anyagok származási helye a globalizált kereskedelem és koncentrált alapanyaggyártás miatt másodrendű kérdés.

7. A SZABÁLYOZÁSOK HELYZETE

Hazánkban még mindig érdemes a német nyelvterület szabályozását figyelembe venni (földrajzi közelség, gazdasági kapcsolatok, az európai szabályozásra vonatkozó döntő mértékű befolyás), illetve az egyre teljesebbé váló európai szabályozást.

A betonszerkezetek injektálására a német szabályozásokból megemlítendő a

- RILI (Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton (DAfStB), legfrissebb kiadása 2001. évi,
- a ZTV-RISS 93, melyet a ZTV-ING Teil 3, Abschnitt 5 (Füllen von Rissen und Hohlräumen in Betonbauteilen) vált fel,

- a Bundesverband der Deutschen Zementindustrie „Füllen von Rissen” Zement-Merkblatt Betontechnik B26/6.2003

Ezek a szabályozások még csak a cementenyvekre (ZL), a cementszuszpenziókra (ZS), az epoxigyantákra (EP), a poliuretánokra [poliuretán gyantákra, illetve habosodó poliuretánokra] (PUR) térnek ki.

- Ma érvényes szabályozást gélekre csak a Német Szövetségi Vasutak adott ki „Abdichtung Ingenieurbauwerke, Hinweise für die Planung und Durchführung von Vergelungsmaßnahmen bei der DB AG., 835.9201/1999. okt. 1.” címmel.

A szabályozás csak az akrilátgélekre vonatkozik. Leszögezi, hogy gél ott használjunk, ahol más módszer nem gazdaságos. Ismerteti az akrilátgéleket. Tervezési szempontokat fogalmaz meg. Kivitelezési, ellenőrzési, környezetvédelmi előírásokat rögzít. Minőségi követelményeket fogalmaz meg a gélekre vonatkozóan. Vizsgálati módszereket ismertet (anyagazonosítás, viszkozitás, deformálhatóság, duzzadás, viselkedés dinamikus hatásra, vízáteresztőképeség, vegyszerállóság).

- Két további helyről tudunk, akik a gélinjektálás szabályozásával a közeljövőben foglalkozni kívánnak:
 - az EN 1504-5, Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Definition – Requirements – Quality control and evaluation of conformity, Part 5: Concrete injection, az EN 1504 EU szabvány 5. része a betonszerkezetek injektálásával fog foglalkozni (nem tárgya azonban a hátűrinjektálás/fátyolinjektálás).
 - a WTA már kb. két éve létrehozott egy munkabizottságot, mely a gélinjektálással foglalkozik. A munkabizottság célja egy WTA-Merkblatt (Műszaki irányelv) összeállítása.

8. GÉLINJEKTÁLÁSI TAPASZTALATOK

Teljesen külön kell kezelni

- a repedéskitöltés-inhomogenitáskitöltés technológiát és
- a hátűrinjektálást-fátyolinjektálás technológiát.

8.1. Repedéskitöltés-inhomogenitáskitöltés

Viszonylag egyszerű, mert ezzel kapcsolatban a cement-EP-PUR inektálások során elég sok tapasztalat összegyűlt.

Szinte döntőbb ez esetben a szakértő mérnök előkészítő munkája, mint maga az injektálás. Egy falazatról, egy szerkezeti csomóponttól – ha némi nehézségekkel is, de – lehet információkat begyűjteni, azok kiértékelésével meghatározható egy technológia (anyag kiválasztás, furatok tervezése, technológia meghatározása).

8.2. A hátűrinjektálás és a fátyolinjektálás közötti különbség

Külön célszerű kezelni ezt a két technológiát az alábbiak szerint

8.2.1. Hátűrinjektálás

Hátűrinjektálást akkor végzünk, ha átfúrjuk a szerkezetet és a mögötte lévő talajt injektáljuk, azaz injektálóanyaggal átítatjuk, hogy egy kb. 20-30 cm vastag talaj-gél paplan alakuljon ki, mely megfelelő mértékben vízzáró.

Ezekben az esetekben elég nehéz a szerkezet mögötti talajról információt kapni (azért injektálunk, mert nem férni hozzá; azért injektálunk, mert tör be a víz stb.). A talajról szerzett irodalmi vagy építéskori adatok sem sokat mondanak, mert az építéskor pont a minket érdeklő, a szerkezettel közvetlenül határos talajrészt megbolygatták.

Egy vizsgálati lehetőség: az injektálási próba. Fokozatosan emelik a nyomást, s nézik, hogy a nyomás–kiáramlott anyagmennyiség egyenesen mikor keletkezik törés – ekkor az alkalmazott nyomás megszakasztja a talajt – üreg keletkezik – aránytalanul és haszontalanul megnő az anyagfogyás.

A gyakorlati tapasztalat azt mutatja, hogy néhány bar (max. 5 bar) nyomás általában elegendő az ilyen hátűrinjektálásokhoz.

Másik kérdés, hogy milyen legyen az injektálási technológia.

Lassan kötő anyagok a szerkezet hátoldalán homogén talajban kvázi-félgömb alakú talaj-gél tömböket alkotnak, melyeknek a kellő vízzárás érdekében össze kell érniük.

Úgy mutatkozik, hogy a viszonylag gyorsan kötő anyagokkal biztosabban el lehet érni a teljes szerkezeti felület lezárását, mert a beinjektált anyag a legkönnyebben hozzáférhető, leglazább, legporózusabb helyekre hatol be először, ott megköt, s további injektáláskor az anyag ebbe az irányba már nem tud menni.

Ez adta az ötletet a kétfázisú injektálásra: ilyenkor először gyorsan kötő anyaggal a könnyen hozzáférhető talajrészeket injektálják, majd lassabban kötő anyaggal utóinjektálnak.

8.2.2. Fátyolinjektálás

Fátyolinjektálást akkor végzünk, ha biztosított, hogy az injektáló anyag viszonylag vékony rétegben (mm-es, legfeljebb néhány cm-es vastagságban) bejuttatható a védendő szerkezet mellé (pl. szigeteléstartó fal és melléépült szerkezet közötti szigetelés mellé; nem teljes felületen tapadó szigetelés és a szerkezet közé; talajjal érintkező szerkezetre elhelyezett szivárgópaplan és a szerkezet közé stb.).

A fátyolinjektálás esetén akkor tudunk jó eredményt elérni, ha a beinjektált fátylat két szerkezet közrefogja, beszorítja, mert ebben az esetben a talajban lévő nedvesség hatására duzzadó gél befült a rendelkezésére álló helyre. Ezért célszerű a nem teljes felületen tapadó szigeteléseket tömör szerkezetek közé befogni, így pl. egy kisméretű tömör téglafal és vasbeton teherhordó fal közé beszorított szigetelés meghibásodás esetén utólag injektálással viszonylag könnyen javítható.

SZAKMAI ELŐADÁS

Kovács Ákos
Hídépítési Igazgató, MAHÍD 2000 Rt.

84. sz. főút Sárvár elkerülő Rába-híd

1. BEVEZETŐ

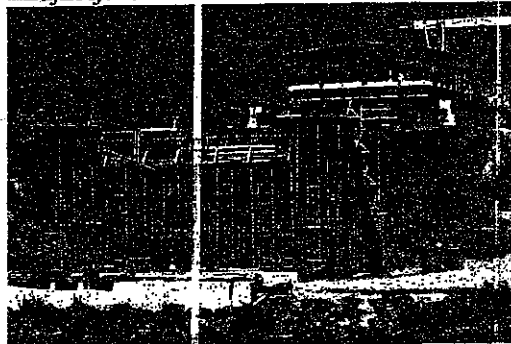
A 84. sz. főút Sárvart Észak - Keletről elkerülő új szakasza keresztezi a Rábát. A folyón átfelülő híd kiviteli terveit a FŐMTERV Rt. készítette. A híd tervezése során a folyó adottságait, szeszélyességét, hordalék és uszadék szállító képességét is figyelembe vették. Ezért került sor arra, hogy a híd felszerkezetét a középső nyílásban az alaplemezekből kiinduló ívekre függesztették. Így biztosították, hogy áradáskor az árhullám a legkisebb zavarással levonulhasson.

2. A SZERKEZET LEÍRÁSA

2.1. Alépítmények

A hídfők és a közbelső támaszok alapozása $D=1300$ mm átmérőjű fűrt vasbeton cölöpözéssel készült. Hosszúságuk 11,0 – 12,0 fm. A hídfők alatt 5-5 db, a medertámaszok alatt 30-30 db cölöp helyezkedik el. A hídfők felmenő fala egyben cölöpösszefogó gerenda is. A medertámaszok cölöpjeinek együttdolgoztatását cölöpösszefogó felemezek biztosítják. Egy – egy felemez betonmennyisége mintegy 840 m^3 , az előírt betonminőség C25/30 - 24/KK vz-4.

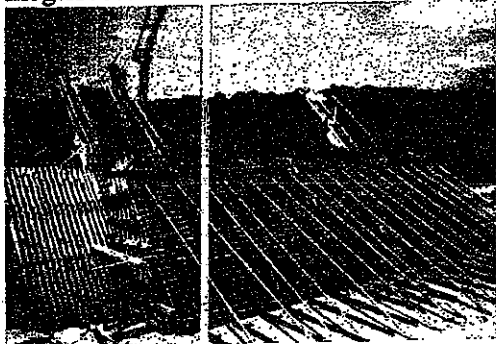
A medertámaszok felmenő szerkezetei egyedi kialakításúak, vonalvezetésük követi a felszerkezet acélíveinek vonalvezetését, nem kis gondot okozva a kivitelezési munkában. A felmenő szerkezetek kivitelezése kihívás volt a MAHÍD 2000 RT. részére, tekintettel arra, hogy a kiviteli terveken szereplő adatok nem voltak elegendőek a zsalutervek elkészítéséhez. A térbeli bonyolult szerkezet zsaluzási részletterveinek kidolgozása érdekében elkészítettük a felmenő szerkezet méretarányos háromdimenziós tervét. A tervezővel egyeztetve megterveztük a munkahézagok helyét, figyelmet fordítva arra, hogy a szerkezet teherbíró képessége ne csökkenjen. Ezt követően lehetővé vált, hogy a zsaluzat szabásmintáit a háromdimenziós tervről tetszőleges sűrűséggel kirajzoljuk. A PERI Kft. bevonásával megterveztük a zsaluzat alátámasztását.



1. ábra ÁLLVÁNYOZÁS

Eközben második fontos kérdés megoldásán is dolgoztunk. Milyen anyaggal, milyen technológiával építsünk? Tekintettel a bonyolult technológiára, ez nem volt könnyű feladat. Úgy

döntöttünk, hogy a jó minőségű, tartós, nagy tejesítő képességű vasbeton szerkezet megépítéséhez nem a tervezett betonfajtát használjuk. Túl nagyoknak találtuk a hagyományos betonkeverék adott körülmények közötti bedolgozásának kockázatát. A megfelelő minőség biztosítása érdekében a Magyarországon legálisan és nagy tömegben még eddig nem alkalmazott öntőmördő beton felhasználása mellett döntöttünk. Az újszerű ismereteket igénylő betonkeverék megtervezését és a betontechnológiai utasítást Dr. Zsigovics István a BMGE docense készítette.

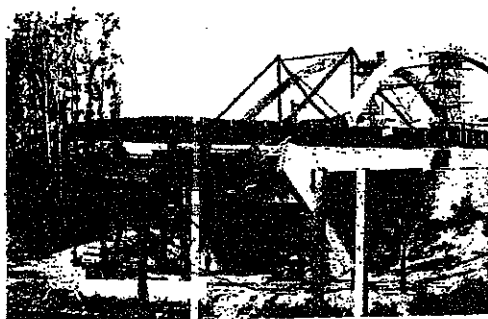


2. ábra BETONÓZÁS

A betonkeverék alkalmazási engedélyét a MAPEI Kft. által forgalmazott adalékszerek felhasználásával az ÁKMI Kft., az előzetes vizsgálatok, valamint az üzemi körülmények közötti betonozás kedvező tapasztalatai alapján adta ki. Beépített betonfajta: C35/45 – 16/ö-f50-vz4-AD. Ezt a keveréket használtuk a mintegy 45 °-ban dőlt felmenő falak és a hídfőt, valamint a medertámaszt összekötő húzott vasbeton gerendák bebetonozásához. A beépített mennyiség 725 m³ volt.

2.2. Felszerkezet

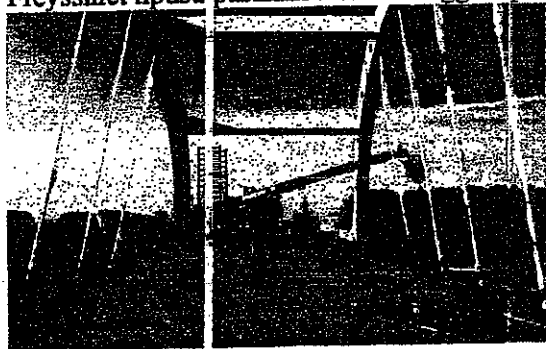
Az acél felszerkezet háromnyílású 21,0 + 78,0 + 27,0 m támaszközü ortotrop pályalemezű gerendahíd, melynek a középső nyílásba eső szakaszát a vasbeton alépítményekbe befogott acél ívtartókra függesztették fel. A befogott acélívek fesztávolsága 70,30 m. Az ívmagasság a pályaszint felett 10,7 m. Az ívtartók 10 °-ban befelé dőlnek a függőleges síkhoz képest. A hídon két 3,5 m széles forgalmi sáv, valamint a szegélyek mellett 2 – 2 m széles biztonsági sáv kerül átvezetésre. Az acélszerkezet gyártásának megkezdése előtt szükség volt a szerkezet bizonyos mértékű áttervezésére. Az áttervezés a híd jellegét, geometriáját nem érintette, de a gyárthatóság, szállíthatóság, szerelhetőség szempontjából indokolt volt. A gyártóműben elkészített szerkezeti elemeket az építéshelyen kialakított szerelőtéren a GANZ-BVG Kft. szerelte össze, majd hosszirányú behúzással juttatta a helyére.



3. ábra FELSZERKEZET ÉPÍTÉSE

2.3. Tartókábelek

A háromnyílású felszerkezetet a középső 78,0 m-es nyílásban 6 m-enként a függőleges síkhoz képest 10° -al befelé dőlő zártszelvényű acél ívtartókhoz kellett felfüggeszteni. A tartókábelek felső végének lehorgonyozása az ívtartók belsejében történt. Az alsó végeit a konzolosan túlnyúló keresztartókhoz kellett rögzíteni. A tartókábelek oldalnézetben párhuzamosak egymással, de vonalvezetésük követi az ívtartók 10° -os dőlését. A pályaszerkezet a középső nyílásban 20 db Freyssinet típusú pászmák kábelén függ. A pászmák szakítószilárdsága 1860 N/mm^2 .



4. ábra TARTÓKÁBELEK BEÉPÍTÉSE

A kábelekben lévő pászmák száma 5 illetve 6 db, a tervezett feszítőerő, tartóerő nagyságának függvényében. A kábelek feszítése a tervező által megadott erőkre, a megtervezett feszítési sorrendben történt. A feszítés folyamán nyomon követtük az alakváltozásokat, valamint a kábelekben az erő nagyságának változását. Egy – egy kábel megfeszítése pászmánként történt úgynevezett mono feszítőpuskával. A feszítést ISOTENSIEN eljárással végeztük, amely biztosítja, hogy a kábel pászmáinak egymás után történő megfeszítése során, végül minden pászmában egyenlő nagyságú erő legyen. A feszítést a kábelek alsó végén végeztük el. Az alsó lehorgonyzás kialakítása lehetővé teszi szükség esetén az újbóli feszítést, az esetleg szükségessé váló alak-korrekciót az önsúly II. részének felhordása után.

A függesztőkábelek elhelyezése után a szokványos befejező munkák következtek: a saruk elhelyezése, beállítása, a szegélytartók, vezetőkorlátok, üzemi járda és korlát. Hátra van még a dilatació szerelése, szigetelés és az aszfaltburkolat építése.

3. BEFEJEZÉSKÉNT

Néhány adat az építésről:

Munkaterület átvétele: 2002. augusztus 28.

Munkakezdés (cölöpalapozás): 2002. szeptember 2.

Beépített anyagok:

Betonacél: 352 tonna

Betonmennyiség: 3.260 m^3

Fajlagos betonacél mennyiség: 110 kg/m^3

Acélszerkezet anyagminősége: A 355 J2 G3

M30 AUTÓPÁLYA MISKOLC ELKERÜLŐ SZAKASZ SAJÓ-HÍD

4. BEVEZETŐ

A híd 2002 novembere óta épül és az M30-as autópályát vezeti át a Sajó felett Miskolc és Felsőzsolca között. Az autópálya építetője a Nemzeti Autópálya Rt., amelynek megbízásából a híd kivitelezését a Magyar Autópályaépítő Konzorcium végzi. A Konzorciumot a VEGYÉPSZER Rt. és a Betonút Rt. alkotja.

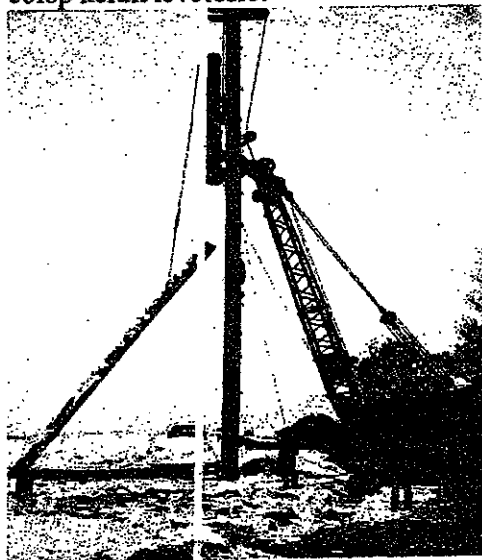
Az Általános Mémőkiroda Kft. látja el az építés közbeni mérnöki és minőségi felügyeletet. A Sajó-híd generál kivitelezője a MAHÍD 2000 Rt. – a VEGYÉPSZER Csoport tagja.

5. A HÍD SZERKEZETE, FELÉPÍTÉSE

A Sajó-híd 117 m hosszú háromnyílású, folytatólagos, a vasbeton pályalemezzel együttdolgozó, párhuzamos övű két nyitott főtartós acélszerkezet. A támaszközök 30,00+38,00+48,00 m , a legnagyobb nyílás a Sajó felett ível át. Ez a kiosztás lehetővé tette, hogy minden alátámasztás az ártéren épüljön meg. A híd és a folyó keresztezési szöge 72° , az alátámasztások is ezt a szöget követik. Az acélszerkezet hidanként 2 db I keresztmetszetű egyenes főtartóból áll. Erre kerül az 5600 m-es vízszintes ívet követő vasbeton pályalemez. A híd magassági vonalvezetése 0,7 %-os hosszeséssel készül. Az alépítmények 50 cm átmérőjű pörgetett technológiával készülő 9,0 és 12,0 m-es vert vasbeton cölöpökön állnak.

5.1. Alépítmény

Az alépítmények a keresztezési szöghöz igazodva ferdén helyezkednek el a híd alatt. Az építési munka a bejáróút megépítése után a cölöpözéssel kezdődött. A négy alátámasztáshoz $26+36+48+42 = 152$ db 50 cm átmérőjű, pörgetett technológiával készült előre gyártott vasbeton cölöp került leverésre.



5. ábra DELMAG32 cölöpöző gép

5.2. Acélszerkezet gyártása és szerelése

Az acélszerkezet gyártása Nyíregyházán az MCE VOEST Hungary Kft. üzemében történt.

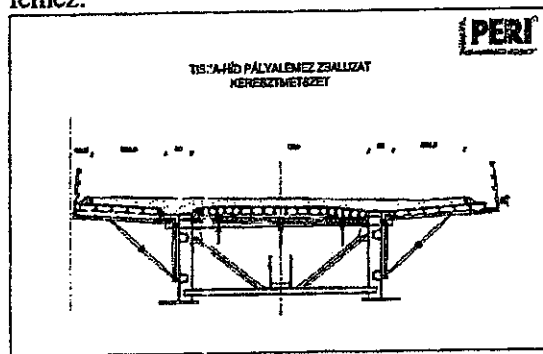


6. ábra MCE VOEST Hungary Kft. gyártócsarnoka

Az eredeti elképzelések szerint az 1-es hídfő mögött az úttöltésre épített szerelőtéren rakták volna össze a teljes híd szerkezetet. Ezt a megoldást el kellett vetni a töltéscsúszás (a kisajátítások elhúzódtak) késlekedése miatt. A szerkezet két ütemben való szerelése lett a megoldás. A szerelőteret a jobb parti két hídnívóban kiépített nehézállványzaton alakítottuk ki. A szerelés első ütemében itt elkészült a híd országhatár felőli 69,08 m-es fele (3 szerelési egység). Ezt követte a szerkezet behúzása a Sajó fölé a végleges helyére. A behúzás során a szerkezet speciális műanyag betétes (Solidúr 1000) himbákön csúszott, a mozgatást pedig húzó hidraulika végezte.

5.3. Pályalemez betonozás a Sajó felett

A Sajó-híd felszerkezete pályánként két-két darab acél főtartóval együttdolgozó helyszínen betonozott, keresztirányban 19 és 28 cm között változó vastagságú 11,72 m széles vasbeton lemez.



7. ábra KERESZTMETSZET

A pályalemez betonozása hidanként 3-3 darab 40 m körüli ütemben történt. Először az országhatár felőli, majd a Budapest felőli hídvég és végezetül a híd közepe készült el.

M30 AUTÓPÁLYA MISKOLC ELKERÜLŐ SZAKASZ FELÜLJÁRÓ A 3.SZ. FŐÚT KÖRFORGALMI CSOMÓPONT FELETT

6. BEVEZETŐ

A híd építése ez év februárjában kezdődött el és az M30-as autópályát vezeti át a 3.sz. főút meglévő körforgalmi csomópontja felett Miskolc határában. Az autópálya építetője a Nemzeti Autópálya Rt., amelynek megbízásából a híd kivitelezését a Magyar Autópályaépítő Konzorcium végzi. A Konzorciumot a VEGYÉPSZER Rt. és a Betonút Rt. alkotja.

Az Általános Mémőkiroda Kft. látja el az építés közbeni mérnöki és minőségi felügyeletet. A Sajó-híd generál kivitelezője a MAHÍD 2000 Rt. – a VEGYÉPSZER Csoport tagja.

7. A HÍD SZERKEZETE, FELÉPÍTÉSE

A felüljáró 160 m hosszú négynyílású, folytatólagos, a vasbeton pályalemezzel együttműködő, párhuzamos övű két nyitott főtartós acélszerkezet. A támaszközök 35,00+45,00+45,00+30,00 m, a legnagyobb nyílások a körforgalom felett találhatók. Ez a kiosztás lehetővé tette a körforgalom áthidalását egy középre helyezett alátámasztással. A megoldás szabvány alóli felmentést igényelt, mert a Magyarországi előírások szerint a körforgalom közepén nem lehetne hídpillér.

Az acélszerkezet hidanként 2 db I keresztmetszetű egyenes főtartóból áll. A híd alakja a 13.000 m-es magassági lekerekítéshez igazodik, az ív legmagasabb pontja a híd közepén található.

Az alépítmények 80 cm átmérőjű CFA technológiával készülő 11,0 és 13,0 m-es fúrt vasbeton cölöpökön állnak.

7.1. A híd építése forgalom alatt

A végcsomóponti híd építésének egyik legnehezebb feladata a szükséges terelések megoldása. A 3.sz. főút forgalma 2002-es adatok szerint 32 766 E. jármű/nap, ebből nehézgépjármű 4885 jármű/nap. Kerülőút hiányában ezt a forgalmat az építési területen belül kellett úgy átvezetni, hogy a hídépítési feladatok is megoldhatók legyenek. A B.A.Z. Megyei Állami Közútkezelő Kht. szakemberei segítségével kidolgozott terelési terv szerint a körforgalomból a Miskolc felé tartó forgalom egy új terelőútra került, míg az országhatár felé haladók a körforgalom „helyes” vagy „helytelen” ágán haladnak. Így biztosítható, hogy a körforgalom közepén lévő munkaterület egy oldalról kiszolgálható a forgalom zavarása nélkül.

A fenti terelés kialakításához az alábbi főbb létesítményekre volt szükség:

- a 3. sz. főútra egy közvilágítással ellátott ideiglenes jelzőlámpás csp.
- 315 m hosszú nagy terhelésre kiépített aszfalt burkolatú terelőút a körforgalom mellé
- A régi felhagyott Felsőzsolcai út újbóli forgalomba helyezése

A működő terelessel kapcsolatban kedvező tapasztalatokat szereztünk, a forgalom egyenletes és gyors átjutását sikerült így megoldani.

8. HÍDÉPÍTÉS JELENLEGI ÁLLÁSA

Az alépítmény építése négy támasznál elkezdődött, jó ütemben halad. Az acélszerkezet fogadásához szükséges szerelőjármók és szállítási utak kiépítése folyamatban. Az ötödik alátámasztás építését akadályozó közműkiváltások befejeződtek, így a munkavégzés itt is elkezdődhet. Az acélszerkezet helyszíni szerelése május végén kezdődik.

A 2004. november 30-ra kitűzött átadási határidő feszített tempóval és komoly szervezési munkával tartható. Az építők – vagyis a MAHÍD 2000 Rt. emberei – maguk részéről ezért mindent elkövetnek.

BETONADALÉKSZEREK EURÓPAI SZABÁLYOZÁSA

Asztalos István

Sika Hungária Kft./ Stabiment Hungária Kft.

ÖSSZEFOGLALÓ

A beton legfontosabb anyaga ma is a portlandcement. A beton tartóssága ugyanakkor lényeges követelmény a mai környezeti feltételek között. Tartós betont csak a felhasználás céljának megfelelő összetételű keverékből lehet szakszerűen előállítani, amelynek az adott körülmények között jól bedolgozhatónak kell lennie, és megfelelő utókezelést kell kapnia. A mai technikai feltételek mellett időtálló, minőségi betont adalékszerek és egyéb segédanyagok nélkül gyakorlatilag nem lehet előállítani. Fontos ezért tudnunk, hol is áll ma szabályozási oldalról a magyar betonipar az Európai Unióhoz csatlakozást követően? Mit is nevezünk betonadalékszernek az új fogalomrendszerben? Mik azok a honosított, harmonizált szabványok? Milyen előírások vonatkoznak a betonadalékszerekre? Mit jelent a CE jelzet és mi a megfelelőség igazolás rendszere ebben az esetben? Saját számaink alapján hol állunk az Európai Unióhoz képest? Összehasonlításunk alapjául a stagnáló, sőt jelenleg jelentősen visszaeső Németország ipara szolgál. Ezt az indokolja, hogy Magyarország betonipara sok szálon kötődik a német betoniparhoz, így az ottani tendenciák számunkra is tanulságosak lehetnek.

Zsaluzatok szerepe a hídépítésben

Fejér Gábor /MEVA Rt. technológus mérnök/
Lachmann Botond /MEVA Rt. főmérnök/
Oberrecht Kálmán /MEVA Rt. technológus mérnök/

ÖSSZEFOGLALÓ

A hídépítésben alkalmazott zsaluzati megoldásokról rövid -építéshelyi képekkel illusztrált- bemutató, kiemelt figyelemmel a most épülő M7 autópálya S jelű hídjainak zsaluzataira.

- | | |
|--|---------|
| 1.) Meva Zsalurendszerek Rt. 10 éve a magyar piacon.
/előadó: Lachmann Botond/ | 2 perc |
| 2.) Hídépítésben használatos Meva zsaluzatok a hazai
és külföldi építkezéseken
/előadó: Lachmann Botond/ | 4 perc |
| 3.) A Balatonszárszó és Balatonszemes térségében épülő
S16, S27 hidak pillérei (fotók, magyarázatok)
/előadó: Fejér Gábor/ | 10 perc |
| 4.) Mozgóképes felvétel a kúszóállványon lévő zsaluzat
állvánnyal együtt történő áthelyezéséről
/előadó: Fejér Gábor/ | 3 perc |
| 5.) Zárszó (esetleges kérdések) | 1 perc |

45. Országos Hidmérnöki konferencia
Zalaegerszeg; 2004-05-25 – 27.

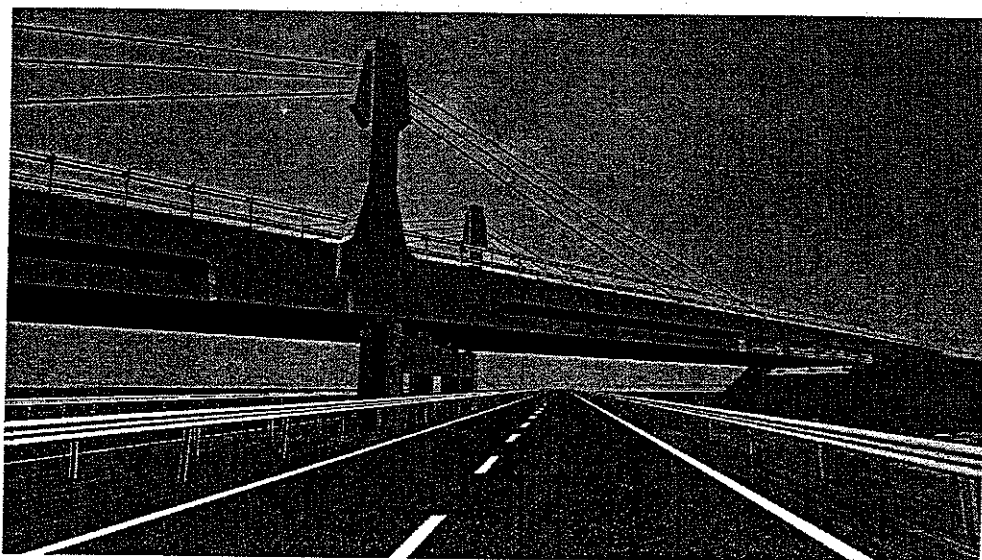
2004-05-26 (szerda)

- 11.35 – 12.20

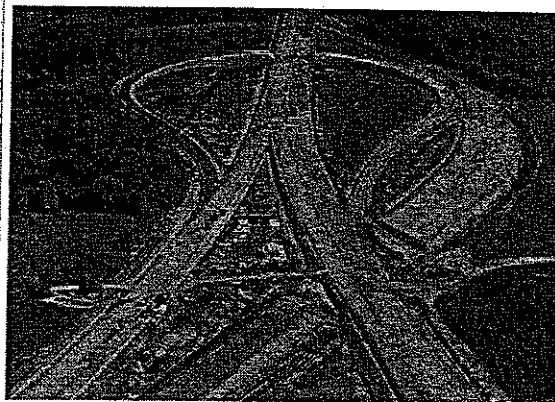
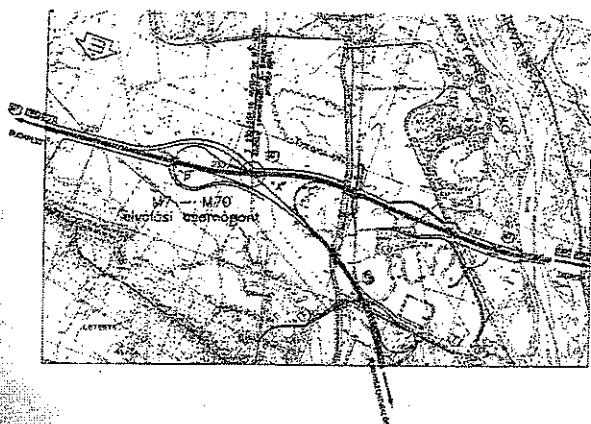
M7 – M70 autópálya - csomóponti híd tervezése

„H7” jelű aluljáró

Az M7 autópálya 230 + 254,15 km szelvényében épül az M70 csomópont „A” összekötő ág
„H7” jelű hídja



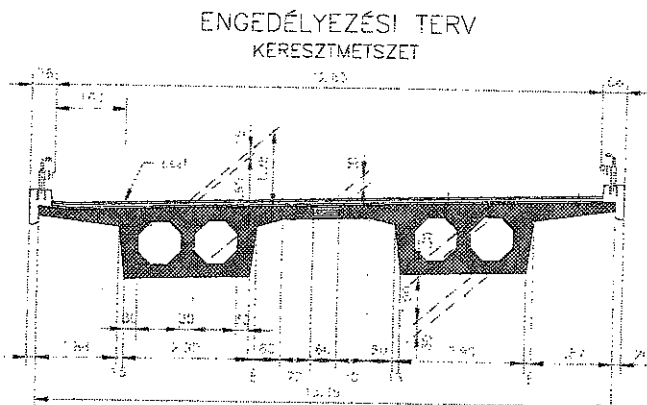
- átnézeti helyszínrajz
geometriai adottságok
ap. geometriája



engedélyezési terv

Az UVATERV RT által készített engedélyezési tervben négynyílású vasbeton gerendahíd lett megtervezve. A híd keresztmetszete két db folytatódó monolit vasbeton tartó, takaréköreges kialakítással, középen monolit összekötő lemezzel. A felszerkezet támaszközei hídtengelyben:

$$L = 20,94 - 23,50 - 33,60 - 27,34 = 105,38 \text{ m}$$



Hídépítő Rt módosító javaslata:

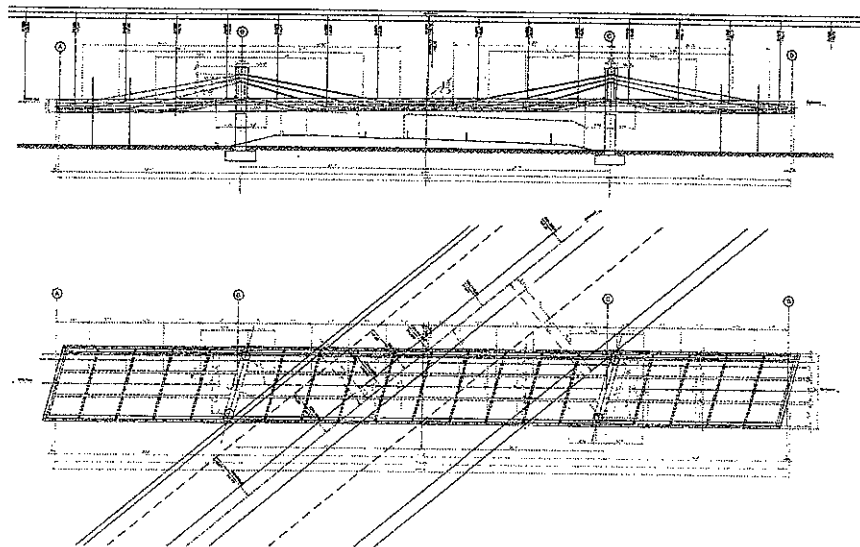
A helyszíni adottságok megtartása mellett, kevesebb alátámasztást igénylő vb. szerkezet készítése, hazánkban eddig még nem alkalmazott szerkezeti megoldással.

A feszített vasbeton felszerkezet csúszókábeleit a keresztmetszetből kiemelve (Extradosed kialakítás), a középső támasz fölé emelkedő pilonon átvezetve fejtik ki a feszítő hatásukat.

Alternatívák az engedélyezési terv módosításához

A tervezési munkák megkezdése során különböző változatokat dolgoztunk ki.

1. három nyílású híd
 - vázlatok - $\alpha = 75^\circ$ ferdeségű támaszokkal

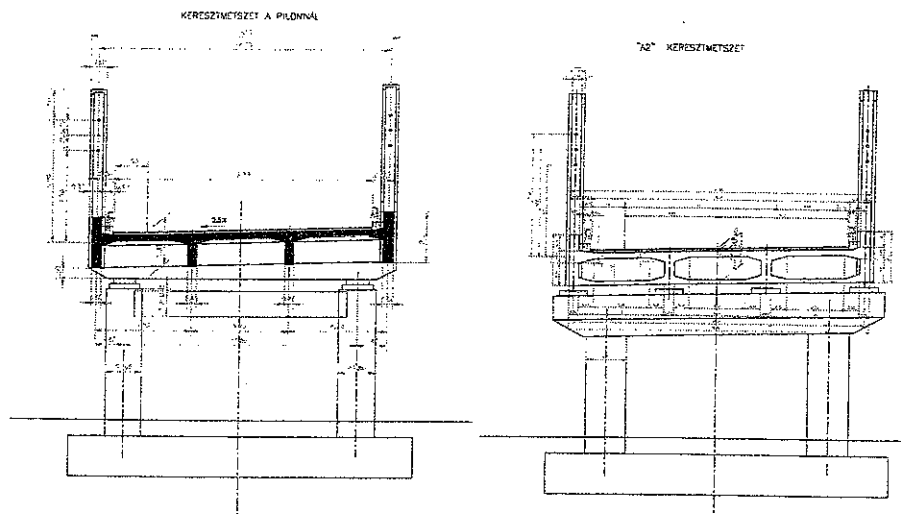


Az adott szerkezeti magasság mellett ez a támaszköz nem volt tartható.

2. két nyílású híd

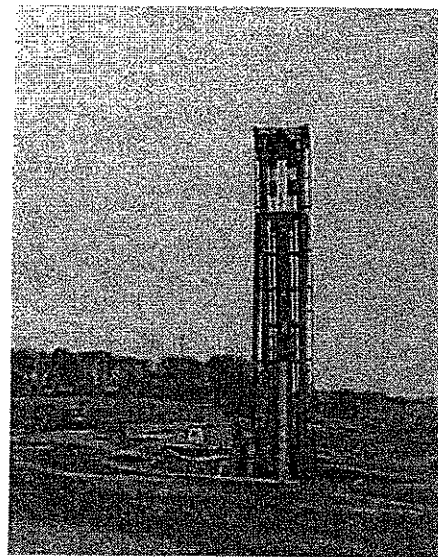
A középső támasz tengelye párhuzamos az autópálya tengelyével, ferdesége $\beta = 39,54^\circ$; a hídfők ferdesége $\alpha = \gamma = 60^\circ$. A főtartók támaszköze a rövid oldalon 52,26 m, míg a hosszú oldalon 61,98 m.

Részben nyitott felszerkezet, ill. zárt (takarékküreges) felszerkezet

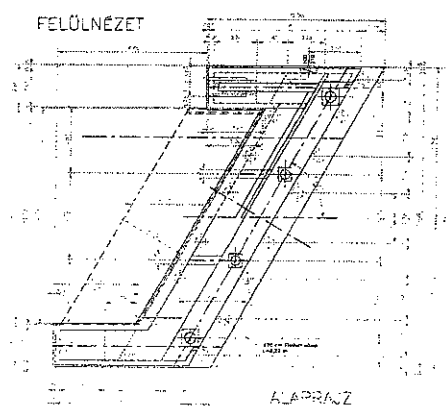


Alapozás

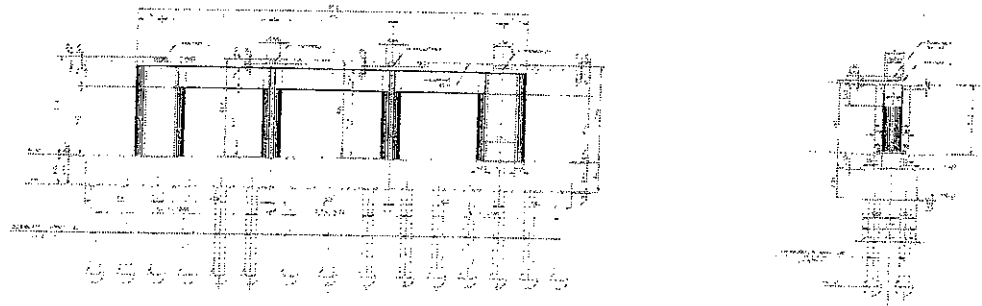
- cölöpkészítés



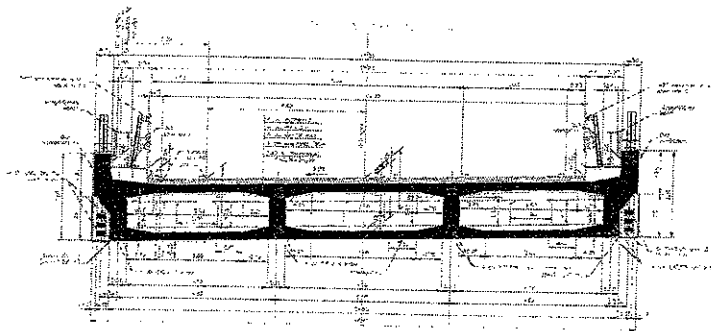
Alépitmények
Hídők



Pillér



Felszerkezet



A felszerkezet főbb adatai:

A híd felszerkezete kétnyílású, folytatólagos vb. szerkezet, a keresztmetszete zárt szekrénykeresztmetszetű vasbeton szekrény. A híd két oldalán 2,50 m magas, 0,50 m széles főtartók futnak, a kocspálya alatti hosszartók 1,60 m magasak, és ugyancsak 0,50 m szélesek. A 6,20 m-ként lévő keresztartók szélessége 0,45 m. A hídszerkezet főtartója a középső támasz felett pilonon átvezetett külső szabadkábellel lesz erősítve. A pálya keresztése bal oldalra 2,5 %, hosszirányban domború lekerekítésben halad, hosszesése 0,33 - 1,75 % között változik.

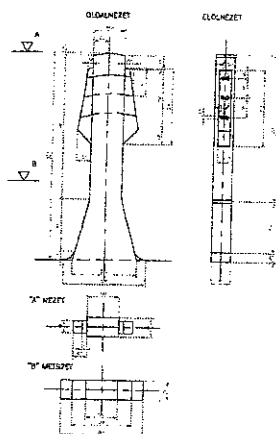
A kocspálya pályabeosztása: 0,50 – 3,00 – 7,50 – 1,63;
hasznos szélessége 12,63 m.

A felszerkezet teljes szélesség.	15,85 m
Szélesség beosztása:	$0,50 + 0,57 + 0,54 + 12,63 + 0,54 + 0,57 + 0,50$ m
Hossza:	115,63 m
Felszerkezet alapterülete:	1833 m ²
Vb. szerkezet magassága:	1,60 m

Szerkezeti magasság a bal főtartó tengelyében:	1,82 m
- Szerkezet mértékadó alsó éle:	146,79 mBf

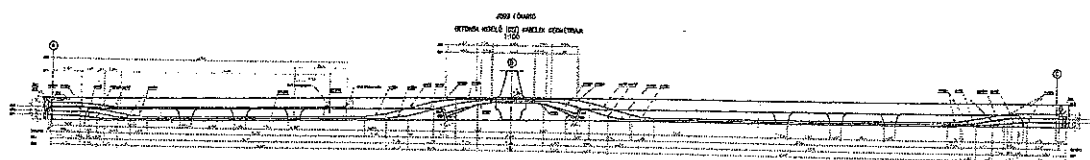
- Az alul futó M7 autópálya mértékadó magassága : 141,86 m Bf
- Mértékadó úrszelvény magassága : min.: 4,70 + 0,23 m

Pilon

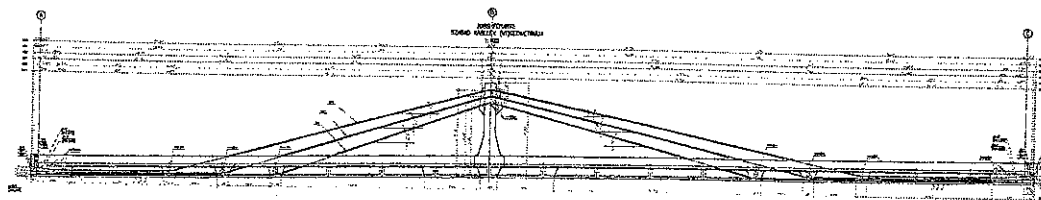


Feszítések

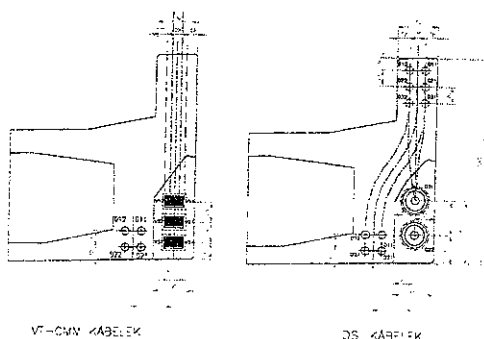
DSI rendszerű injektált kábelek Jobb főtartó kábelvezetése



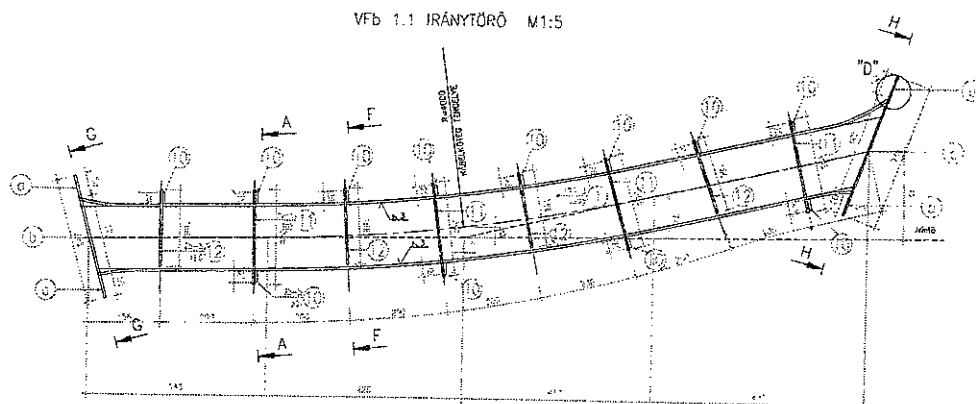
VT rendszerű csúszókábelek Jobb főtartó + pilon kábelvezetése



- Kábelvezetés keresztmetszetei



A főtartóban szabadon vezetett csúszókábeleket az iránytöréseknél bebetonozott acélszerelvényekben vezetjük, amelyek az iránytörésből származó terheket adják át a főtartónak.



„Extradosed” rendszer alaprajzi adottságok

AXIS VM7 programrendszerrel számítva

PONTI program

Erőmérés

Iránytörők, lehorgonyzások

- Íves iránytörő
- Pilon iránytörő
- Lehorgonyzás
- Ferde átvezetés

- vezetőkorlát
- üzemi korlát

Budapest, 2004-05-10

BITUMENES LEMEZES SZIGETELÉSEK KÖVETELMÉNYEI ÉS VIZSGÁLATA

Vértes Mária

1. A szigetelés funkciója, élettartama

A közúti hidak vasbeton és acél pályalemezeit meg kell védenünk a csapadékvíztől, savas esőtől, sóslétől, amely a hengerelt aszfalt rétegek 7 V% szabad-hézagain keresztül, valamint a szegélyek csatlakozásánál, a repedéseknél, munka-hézagoknál a tömítetlen réseken keresztül jut be a szerkezetbe. Ezt a védelmet szigetelési rendszer építésével tudjuk biztosítani.

A szigetelési rendszert minimum 20 éves élettartamra tervezzük, tehát legalább egy kopórétet cserélni kell viselnie.

2. Jogi és műszaki szabályozás (vázlatosan)

2.1. Intézkedések a vasbeton pályalemezeken szigetelés alkalmazásáról, betervezéséről.

- Az 1910-ben kiadott első Hídszabályzatunk a 7.§.(71) bekezdésében írta elő a vasbetétes beton hidak pályalemezeinek forró bitumenbe fektetett aszfalt lemezes szigetelését (vízmentesítő réteg) és 4 cm beton védőréteg építését.
- Az 1956. évi Közúti Hídszabályzat fejezetenként taglalta a szigetelés szükségességét.
- A KH 1966. évi kiegészítése már külön fejezetben (4.) szólt a szigetelésről és részletrajzokat közölt a víznyelő elhelyezéséről, szigetelés csatlakozásáról.
- Az 1967. évi KH az 5.7. Víztelenítés, vízelvezetés fejezetében írta elő a szigetelés és a rákerülő védőbeton alkalmazását, átvéve és közölve az 1966. évi részletrajzokat.
- A KH fejezetei a '80-as években fokozatosan kicserélődtek az ágazati szabványokkal – a „C” fejezet kivételével. A szigetelésről az MSZ-07-3700 és későbbi módosításai intézkedtek.
- A fenti ágazati szabványt 2001-ben váltotta fel az ÚT 2-3.411 és 2002-ben az ÚT 2-3.401. Ma is a 2002. évi kiadás él.

2.2. Szabályozások a hídszigetelések anyagairól, követelményeiről, kivitelezéséről, részleteiről.

- Az 1963-ban kiadott „sárga-fekete” ÉKSZ 36. sz. füzeté vonatkozott vízszigetelési munkákra.
- Felváltotta az 1971. 07. 01-től érvényes „szürke” ÉKSZ II. kötete.

- A Magyar Királyi Államépítészeti Hivatalok Műszaki Utasítása az 1910. évi KH előírásait vette figyelembe a vízmentesítő réteg tervezeténél, építésénél, ellenőrzésénél, az anyagok minőségének ellenőrzésénél.
- Az UTIBER 1983-ban adott ki Irányelveket (Csíkos József) a hídszigetelésekre.
- A Közlekedési Főfelügyelet Műszaki Tájékoztatója 1985-ben foglalkozott a közúti hídszerkezetek szigetelési rendszereivel (Ámon Tibor).
- Az MSZ-07-3213:89 ágazati szabvány a hídszigetelésről, pl. homokaszfalt és vékonylemezes (3 mm-nél vékonyabb műanyag) szigetelést is tartalmazott.
- Az MSZ-07-3213:1993 ágazati szabvány már nem tartalmazta a fent említett két szigetelési rendszert.
- 1994. után az ágazati szabványok helyébe az útügyi műszaki előírások léptek. Az ÚT 2-3.406:2000 kiegészült a PCC habarcs és a kent modifikált bitumenes szigeteléssel.

3. A funkció teljesítést biztosító tulajdonságok.

A pályalemezek szigeteléséhez felhasznált anyagrendszerek csak akkor biztosítják megfelelően a pályalemez védelmét, ha az alábbiakban részletezett tulajdonságokkal rendelkeznek.

3.1. Együtt dolgozás a pályalemezzel és a rákerülő aszfaltrétegekkel a teherátadás biztosítása érdekében. Az együttlétezőzés biztosításához a vb. pályalemezt megfelelően elő kell készíteni, tiszta, érdes, nyitott pórusú legyen a bitumenes lemezek leragasztása érdekében. A beton kora legalább 21 napos, tapadószilárdsága legalább $1,5 \text{ N/mm}^2$, víztartalma (felső 1,5-2 cm-es réteg) legfeljebb 4 m% lehet. Nyugat-Európában a bitumenes lemezes szigetelések alá epoxigyanta alapozó réteget alkalmaznak, amely teljes felületzárást biztosít. Nálunk is van néhány engedélyezett rendszer, de nem nagyon alkalmazzuk.

Nagyon fontos a hegesztett bitumenes lemezeknél az alsó bitumenes réteg megfelelő felolvasztása, a lemez rányomása a felületre, a lemezszéleken legalább 2-3 cm-es megolvadt bitumenes csík megjelenése.

A bitumenes lemezek megfelelő leragasztását tapadószilárdság vizsgálattal ellenőrizzük. A mért érték hőmérsékletfüggő, $+8 \text{ °C}$ -on legalább $0,7 \text{ N/mm}^2$ legyen a tapadás, $+23 \text{ °C}$ -on legalább $0,4 \text{ N/mm}^2$.

Az ÁKMI Kht. Győri Minőségvizsgáló Osztálya 11 éves működése alatt nagyon sok felület-előkészítési és leragasztási, illetve tapadás vizsgálati hibával találkozott.

3.2. A szigetelés *folytonos* legyen, repedések, hézagok, tömítetlenségek nem engedhetők meg.

A hídfelújítási munkáknál, bontásnál sokszor tapasztaljuk, hogy a szigetelés nem megfelelő kialakítása, csatlakoztatása a szegélyekhez, víznyelőkhöz, dilatációs szerkezetekhez elősegíti a víz bejutását a vb. szerkezetekbe. Ezen kritikus csomópontokon gondoskodni kell a fokozott műszaki ellenőrzésről, az eltakarási engedélyezésről.

3.3. A szigetelés anyaga *összeférhető* legyen a pályalemez anyagával és az aszfaltrétegekkel.

3.4. A szigetelés *repedésáthidaló képességgel* rendelkezzen (statikus és dinamikus).

A III. feszültségállapotra méretezett vasbeton szerkezeteken várható a repedések megjelenése csúcsterheléskor. Ezek a repedések zömében dolgozó repedések, a szigetelésnek ezt az állandó mozgást, a repedés áthidalását el kell viselnie.

A statikus repedésáthidaló képességet alkalmassági vizsgálat keretében $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on vizsgáljuk a repedés egyszeri $2,5\text{ mm}$ -re történő széthúzásával.

A dinamikus repedés-áthidalóképesség vizsgálatnál a repedést $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on 0 -ról $0,2\text{ mm}$ -re húzzuk szét, de 10.000 alkalommal.

A repedés-áthidalóképességet biztosítja a szigetelőlemez szakítóereje (legalább 800 N/5cm legyen mindkét irányban) szakadónyúlása (legalább 40% legyen) és hideghajlítási viselkedése ($-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on vagy $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on).

Az alkalmazott bitumenes szigetelő lemezeknél kontrollvizsgálataink során általában $800\text{--}1100\text{ N/5cm}$ szakítóerőt és $45\text{--}70\%$ szakadónyúlást mértünk. Megjegyzendő, hogy a 800 N/5cm szakítóerő csak 250 g/mm^2 tömegű poliészter nemez hordozóanyaggal biztosítható, 200 g/m^2 -es vékonyabb nemezzel nem.

3.5. A szigetelés *vízálló* legyen 72 órán át 1 bar víznyomás mellett vizet nem eresztethet át.

3.6. A szigetelés *vízfelvétele* legfeljebb $2\text{ m}\%$ lehet 24 óra vízbemerítés (50 mm vízréteggel) után. Nagy víztartalom esetén ugyanis elkerülhetetlen lenne télen a szigetelés anyagának szétfagyása.

A burkolatról, szigetelésről a csapadékvizeket gyorsan és a legrövidebb úton el kell vezetni. Ezt a célt szolgálja a vb. pályalemez hossz- és keresztirányú esése, a víznyelők, csepegtetők és burkolatszivárgók beépítése.

3.7. A szigetelés *vegyszerálló* legyen, 10% -os NaCl , MgCl_2 oldattal vizsgáljuk.

3.8. A szigetelés *hőtűrőképessége* megfelelő legyen. Technológiai és ciklikus hőtűrőképességet vizsgálunk.

A technológiai hőtüroképpességet 220 °C-os ÖA réteg beépítésével vizsgáljuk az ÚT 2-3.705:1999 szerint az alkalmassági vizsgálatok során. Vízállóság változatlan, tapadószilárdság legfeljebb 25%-kal csökkenhet hőkezelés után.

Az MSZ 135-1:1981 szerint a bitumenes lemezek hőállóságát is vizsgáljuk. Az elasztomerrel modifikált bitumenes lemez 100 °C-on, a plasztomerrel modifikált bitumenes lemez 130 °C-on nem folyhat meg. Vizsgálataink szerint az alkalmazott modifikált lemezeknél SBS modifikáció esetén a megfolyás 130 °C-on, APP modifikáció esetén a megfolyás 130 °C felett következett be általában.

A bitumenes lemezes szigetelőrendszerre külön védőréteget kell teríteni a finisheres aszfalttrétegek építése előtt. Ez általában 1,0-1,5 cm vastag AB-5 aszfaltkeverék, amelyet kézzel terítünk el és padkahengerrel tömörítünk.

A ciklikus hőtüroképpességet az alkalmassági vizsgálat során végezzük 25 ciklussal vizsgáljuk 1-1 ciklus során a bitumenes lemezeket 1-1 órán át +70 °C, +23 °C, és -20 °C hőmérsékleten tároljuk, majd 24 órán át +23 °C-on pihentetjük. A 25 ciklus után a vízállóság változatlan, a tapadószilárdság legfeljebb 25%-kal csökkenhet.

4. A modifikált bitumenes lemezes szigetelés előnyei

4.1. A jól szervezett, EN ISO 9001 minőségirányítási rendszerben dolgozó üzemek egyenletes jó minőségű bitumenes lemezeket gyártanak.

4.2. Az építés viszonylag gyorsan, egyszerűen végezhető. Kevesebb a környezeti feltétel, rövidebbek a technológiai várakozási idők, a felhasznált lemezek nem mérgezőek.

4.3. Könnyen javítható, foltozható.

4.4. A bitumenes lemezes szigetelés szerkezetazonos anyaga a rákerülő aszfalttrétegekkel „összesül, összevasalódik” az aszfaltozás során.

5. A modifikált bitumenes lemezes szigetelés hátrányai

5.1. A szegélyek alatti szigetelésnél a bekötővasak kerülgetése, a tömítettség biztosítása jelent gondot, lassabb munkavégzést. Célszerű ekkor kombinált szigetelést alkalmazni, és a szegély alatt RMA szigetelést készíteni.

5.2. A bitumenes lemezek hegesztése, PB gázos megolvasztása balesetveszélyes művelet, a forró ragasztóbitumen felhordásával együtt.

5.3. Félpályás szigetelésnél a toldás, átlapolás anyagát külön védeni kell a forgalom okozta szennyezéstől, sérüléstől és az UV sugaraktól.

HIDSZIGETELÉSEK KÉSZÍTÉSE VILLAS BITUMENES LEMEZEKKEL

Haraszi László

Okl. építészmérnök, szakmérnök
VILLAS Hungária Kft. oktatója és szaktanácsadója

ÖSSZEFOGLALÓ

A villas Hungária Kft 1992. óta van jelen Magyarország szigetelőanyag piacán, s az eltelt időben készített hídszigeteléseink megbízhatóságát az ausztriai és németországi testvérgyárak több évtizedes kutatásainak és tapasztalatainak eredménye, a megépített 1 500 000 m² bitumeneslemez hídszigetelés Nyugateurópában és már részben Magyarországon is, Borsod, Békés, Zala, Vas megye néhány hídján. Az első sorban hazai gyártású modifikált elasztomer és plasztomerbitumenes lemezek minőségük alapján alkalmasak egy és kétrétegű szigetelésű, öntött és hengereltaszfaltozású hidak szigetelésére, felépítésére.

1. BEVEZETŐ

A hazai gyártású VILLAS hídszigetelő bitumenes lemezek 10 éves multra tekintenek vissza, jöhet a kezdeti időben a gyakorlat csak a minőség azonos osztrák lemezeket alkalmazta a magyarországi projekteken. Talán ennek is köszönhető, hogy a hazai VILLAS típusú lemezek alkalmazásának gyakorisága messze elmaradt a reális szigetelési igények teljesíthetőségétől, holott a környező országokban (Szerbia, Horvátország, Szlovénia, stb.) az alkalmazásuk ismert és ismétlődő.

2. ALKALMAZÁSI ELVEK

A hídszigetelések készítésének legfontosabb követelményeit az Útügyi Műszaki Előírás 2-3.406 és 2-3.407 konkrétan meghatározza. Ezen előírásoknak megfelelően gyártott és alkalmazott hídszigetelő lemezek kétféle szigetelési rendszerhez igazodnak. Ahhoz azonban hogy ezen lemezek garantált eredményt biztosítsanak, először is az aljzat illetve a kivitelezés követelményeinek kell teljesülnie, ezt követően pedig a helyesen választott bitumenes szigetelő lemez minőségnek kell érvényesülnie.

3. ALJZATOK MEGFELELŐSÉGE

A hazai gyakorlatban visszatérő probléma az aljzatok felületi megfelelősége és szilárdsága.

Tekintettel arra, hogy a hídszigetelések megfelelőségének egyik feltétele a szigetelőlemez letapadásának a mértéke, igen fontos, hogy a betonajzat felülete

kellően szilárd, pormentes, nedvességtartalmában csekély mértékű (4% alatti) kellősített, sima és egyenletes, megfelelően érdes, stb. legyen.

A kivitelező számára ezen tényezők együttes teljesülése okozza a legnagyobb elvárást, hiszen az építkezés időtartama erősen szorított, a építési ütemek ideje néha a kötelező technológiai szünet időket is alig képes követni/betartani, főleg ha az időjárás ezt változékonyságával hátráltatja és lassítja azt.

A követelmények közül talán a legdominánsabb a felület szilárdságának a teljesítése. Ennek ellenőrzése szigetelőlemez próbafelszakításával mérhető és jellemezhető.

A vizsgálati eredmény szerint a mért érték nem lehet 150 N/cm²-nél kisebb.

Amennyiben a felület tászkásan felváló cementpép réteg felületet mutat, a felületet homokszórással, vagy nagynyomású vízsugárral kell letisztítani. A szóró homok szemcse nagysága kb 0,5-1,2 mm méretű legyen. A homokszórással csak a laza szerkezetű felső réteg válik le és szilárd valamint érdes felület marad vissza. Ha ezen felület egyenetlensége 2-3 mm alatti, egyszerű gyanta alapozással a szigetelendő felület előkészíthető. Ennél nagyobb mélység esetén a javítandó felületet gyanta-homok keverékéből készített simítással kell átvonandó, csökkentve az egyenetlenséget.

4. ALJZATFELÜLETEK KELLŐSÍTÉSE GYANTABEVONATTAL

Gyakori eredmény azonban, hogy a felületen vagy a nedvességtartalom magasabb a megengedettnél, vagy a felületszilárdsága a megengedett érték alatt marad.

Ebben az esetben a legegyszerűbb megoldás, valamely cég kétkomponenses hőálló gyanta bevonatát alkalmazni. A gyanta bevonat eredményeként ugyanis a felületet kellő képpen meg lehet szilárdítani, a felület nem kívánt nedvességtartalmát pedig le-illetve bezárni. Továbbá igen kedvező és figyelemre méltó a felület hővédelmének a biztosítása. A leolvasztó láng hőmérséklete ugyanis 600-700 C fok, s esetleg a készülék hibás kézbentartása eredményeként a beton felület könnyen megég, karbonátosodás állapotába morzsalékos lesz, ami a letapadást kedvezőtlen mértékben akadályozza.

További elvárás a felület egyenletessége. A gyantasimítással ugyanis a 3-5 mm mértékű felületegyenetlenséget ki lehet egyenlíteni.

A felületek érdesége pedig a friss gyantafelületbe szórt kvarchomok hintéssel biztosítható.

Az így előkészített felületre a bitumenes hídszigetelő lemezek bármely rendszere elhelyezhető.

5. ALJZATFELÜLETEK KELLŐSÍTÉSE BITUMENNEL

Kivitelezési gyakorlatban azonban többször előfordul, hogy a szigetelés próbafelszakítása megfelelő, a felület egyenletes és a felület nedvességtartalma kb 2 cm mélységben 4 % alatti. Bár ez igen ideális állapot, de lehetséges. Ilyenkor diszperziós (EMULBIT) vagy oldószeres (PORMEX vagy PORMEX RAPID) bitumenes kellősítő folyadékokkal a felület bevonható és száradás után a szigetelés ráhegeszthető.

6. SZIGETELÉS KIVITELEZÉSÉNEK FELTÉTELEI

A fentiekben leírt módon előkészített felületre azaz a megfelelően alkalmas aljzatra a szigetelés valamely rendszere felhordható. A ma érvényes előírások szerint öntött és hengerelt aszfaltozású burkolatok közvetlenül a szigetelésre elhelyezhetők, ha a

szigetelés anyaga, rétegszáma, letapadása a követelményeknek illetve az tervezett igénybevételeknek megfelelő.

Esős, nedves időben illetve nedves aljzatra lehegeszteni bitumenes lemezt nem szabad, hiszen a felületen lévő nedvesség a hegesztés pillanatában gőzzé válik és a leolvasztandó lemez alá kerülve a leragasztó bitumenbe légzárványok képződnek, amelyek a felületi letapadást erősen lerontják.

Fontos a csatlakozó szerkezeteknél a lekerekítések, hajlatívek 5 cm sugarú ívben legyenek kialakítva, továbbá a kívánt hossz és keresztirányú aljzatesések ellenőrizhető módon elkészüljenek. A tiszta, kellősfített felületekre ezek után a szigetelés lehegeszthető.

7. BITUMENES HÍDSZIGETELÉSI RENDSZEREK

A hazai hídszigetelési gyakorlatban két minősített rendszer ismert az **egyrétegű VILLASHÍD-1** szigetelési rendszer, amelyre közvetlenül az öntött aszfalt ráhordható és a **kétrétegű VILLASHÍD-2** szigetelési rendszer, amely viszont a hengerelt aszfaltozás követelményeinek felel meg. Az **egyrétegű rendszer** szigetelő lemeze (lásd alul) robosztus poliészterfátyol hordozóval rendelkezik, és az alkalmazott plasztomerbitumen hőállósága pedig kedvezően magasabb, mint a követelményérték. A hordozóbetét (poliészterfátyol) lemezen belüli speciális elhelyezkedése megbízhatóan védi az alsó leragasztó bitument az aszfaltozás hőszokkjától, a túlmelegedéstől. A szigetelő lemez saját bitumentartalommal vagy olvasztott illetve ragasztó bitumennel egyaránt a kellősfített aljzathoz rögzíthető.

A megfelelően előkészített aljzathoz a bitumenes lemez letapadása (a bitumennek köszönhetően) minden esetben nagyobb mint 80 N/cm².

Az ausztriai testvérgyárban gyártott egyrétegű hídszigetelő lemezek minőségazonosak és csereszabatosak a hazai termékekkel, így bármely típus alkalmazható a kivitelezési projektekben.

Villas P-PV 5,2 T/K-H



Villashid-1 szigetelési rendszer lemeze

Bitumen típusa:	Plasztomer bitumen
Vastagság:	5,2 mm
Hordozó:	270 g/m ² Poliészter fátýol
Szakító erő hossz/kereszt irányban (N/5 cm):	800/800 N/5cm
Szakadási nyúlás hossz/kereszt (%) :	40%
Minősítés:	ÁKM! engedély száma 4648/2001
ISO 9001 szerint gyártva	

A kétrétegű hídszigetelési rendszer hengerelt aszfaltozásra minősített lemezei elasztomerbitumenes alátétlemezről és a ráhegesztett plasztomerbitumenes – aszfaltozást kedvező módon elviselő – zárólemezről állnak.

Az alátét lemez rendkívüli tapadása és kifáradással szembeni rendkívül tartóssága és rugalmassága kedvező kapcsolatot biztosít az aljzat és a záró lemez között.

A 4 mm vastag lemez saját bitumen tartalmával lehegeszthető az előkészített és kellősített aljzathoz. Az alátétlemez elasztomerbitumenjének tapadó szilárdsága kétszerese a zárólemez plasztomer bitumenjének, aminek eredményeként ideális és garantált szigetelésrögzítést eredményez e rendszernek.

Kedvező továbbá, hogy az aljzathoz rögzített lemezek tapadásukkal a rájuk felhordott aszfalttal együtt homogén egységet képeznek és a forgalom terheléséből, a használatból keletkező vízszintes irányú nyíróerő felvételére nagy biztonsággal alkalmasak.

((Az ausztriai kétrétegű szigetelési rendszer lemezei minőségazonosak a hazai termékekkel. A kivitelezésük során azonban az alátét lemezeket forró bitumenbe fektetik. Ennek oka az, hogy az alkalmazott lemez eleve vékonyabb (csupán 3,5 mm), továbbá a felületi egyenetlenséget a ragasztó bitumennel teljes felületen kitöltik. Hazai elterjedését e rendszernek a ragasztó bitumen kezelésének és készítésének szigorú előírása és betartása, valamint a speciális célgépek alkalmazása akadályozza.))

A zárólemez minősége és képessége azonos az egyrétegű rendszer lemezével csupán a vastagsága az előírt 4 mm-ben van meghatározva. E rendszer lemezeivel ideálisan lehet a rejtett dilatáció részletét kialakítani, figyelembe véve a vonatkozó előírás szerkesztési szabályát. A következő táblázatok a rendszer elemeit képező bitumenes lemezek fontosabb jellemzőit tartalmazzák.

Villas E-PV 4 F/K-H

Villashíd-2 szigetelési rendszer alátétlemeze



Bitumen típusa:	elasztomer bitumen
Vastagság:	4 mm
Hordozó:	250 g/m ² poliészterfátyol
Szakító erő hossz/kereszt irányban (N/5 cm):	800/800 N/5cm
Szakadási nyúlás hossz/kereszt (%):	40/40 %
Minősítés:	ÁKMI engedély száma 3796/2003
ISO 9001 szerint gyártva	

Villas P-PV 4 T/K-H



Villashid-2 szigetelési rendszer zárólemeze

Bitumen típusa:	Plasztomer bitumen
Vastagság:	4,0 mm
Hordozó:	Poliészter fáttyol
Szakító erő hossz/kereszt irányban (N/5 cm):	800/800 N/5cm
Szakadási nyúlás hossz/kereszt (%) :	40/40%
Minősítés:	ÁKMI engedély száma 3796/2003
ISO 9001 szerint gyártva	

A fentiekben ismertetett hazai bitumenes hídszigetelő rendszerek mind Magyarországon, mind pedig a külföldön – minősítő intézetek által jóváhagyott körülmények és alkalmazási feltételek mellett - garantáltan megfeleltek az elvárásoknak. A hazai gyakorlatban a csekély mértékű elterjedésének és alkalmazásának az az oka, hogy az alkalmazók/ kivitelezők esetleg tervezők nem ismerték e rendszereket és lemezeit. Legtöbb hosszú időtartamot átölölő tapasztalatot az ausztriai autópálya hídszerkezeteire lehegesztett közel másfél millió négyzetméternyi bitumenes szigetelő lemez tartóssága garantálja, amelyek teljességükben minőség-azonosak a magyarországi VILLAS Hungária Kft. zalaegerszegi gyárában készített **VILLASHÍD-1** és **VILLASHÍD-2** rendszer lemezeivel.

A rendszerekkel illetve a lemezekkel kapcsolatos további információ:

VILLAS Hungária Kft.
H-8900 Zalaegerszeg, Zrínyi u.6.
Tel.: 00-36-92/550.359
Fax.: 00-36-92/550.350
Internet: <http://www.villas.hu>

A TORINO-MILANO KÖZÖTT ÉPÜLŐ GYORSVASÚT BETONTECHNOLÓGIAJA

Szautner Csaba

Okleveles betontechnológus szakmérnök, MAPEI Kft.

ÖSSZEFOGLALÓ

Október végén – a MAPEI Kft. által szervezett utazás keretében – kis magyar „küldöttség” tett látogatást a Torinó-Milánó közötti épülő gyorsvasútszakaszon. Utunk célja az alkalmazott betontechnológia megismerése volt. A látogatás során tapasztaltak jelentősen eltértek mind a magyarországi előírásoktól és tenderkiírásoktól, mind a kivitelezési gyakorlattól.

1. A PROJEKT ISMERTETÉSE

A Torinó-Milánó szakasz része a Lisszabonból induló, Barcelonán, Marseilles-en, Torinón, Milánó át Velencébe tartó európai vasútnak, melynek – állítólag – tervezett végállomása Moszkva, közben természetesen Budapest érintésével. A szakasz állami beruházként épül, 98 km hosszon, összes költségvetése 4 milliárd Euro. A munkálatok kezdési ideje 2003 eleje volt, a betonozási munkák vége év végére tehető. Az összes betonmennyiség 2.2 millió m³, melyet 8 betongyár állít elő.

Mivel a pénz jelentős részben Európai Unió támogatásból származik, ezért a kivitelezés során rendkívül szigorú minőségi - és minősítési - követelményeknek kell eleget tenni. Ezen szigorú előírások vonatkoznak a betontechnológiára is.

2. A BETONGYÁR

A látogatás során egy keverőüzemet látogattunk meg, a kapott tájékoztatás szerint a többi is azonos kialakítású és teljesítményű. Az üzemben két, 110-110 m³/óra teljesítményű egység dolgozik, mely teljesítményt mixertöltő üzemmódban tudja a gyár.

Az egyik egységhez tartozott egy 3 m³-es, vízszintes ikertengelyű betonkeverő is, melynek kapacitása – 14 másodperces tiszta keverési idővel – 60 m³/óra. Ezt azonban elsősorban csak a közelbe telepített előregyártó üzem betonjának készítéséhez használják, a normál transzportbetonokhoz csak a mixertöltőket. Az eddig egy műszakban kiadott és bedolgozott maximális betonmennyiség 2 üzemből 12 óra alatt 3500 m³ volt.

Ilyen mennyiségű beton kiadásához természetesen jelentős alapanyag-készlet is kell: adalékanyagból frakciónként 2000 m³, cementből 120 tonna, adalékszerből 60 tonna a tárolt kapacitás. Minden betongyárhoz 10 mixerautó, illetve 3 pumpa tartozik.

A betongyárakra előírt adagolási pontosságok igen szigorúak: 10 m³ betonra vetítve az adalékanyag mennyisége 10 kg, a víz és a cement 1 kg, az adalékszer pedig 0,1 kg ingadozást mutathat.

Ahhoz, hogy ez a pontosság tartható legyen, minden adalékanyag-frakció nedvességtartalma folyamatosan mérve van, ultrahangos nedvességmérő szondákkal, és a mérlegeket havonta egyszer kalibrálják. Az adalékanyagok nedvességtartalmának mérését az Út 2-3.402 is előírja. (9. oldal, 2.3.1. pont: „- az adalékanyag víztartalmát keverésenként mérni kell”). Sajnos erre felkészített betonüzemet alig-alig lehet találni. A nedvességtartalom folyamatos mérése pedig

a beton előállítását is megkönnyíti: nem kell az üzemben folyamatosan ellenőrizni a konzisztenciát, mivel a beton egyenletes víztartalom mellett biztosan egyenletes konzisztenciával rendelkezik. Lehetőség nyílik arra is, hogy a beton „készre keverése” a szállítás során, a mixerautóban történjen meg. Ehhez természetesen jó állapotú mixerek szükségesek.

3. A BETON

A betongyár 28 minősített receptúrával rendelkezik, ebből 8-10-et használnak folyamatosan, a többi tartalék, illetve speciális esetekre szól.

3.1. Adalékanyag

Az adalékanyag négy frakcióból áll össze: 0/2 mm homok, 2/5 mm homok, 5/12 mm kavics és 12/25 mm kavics. Az összes bedolgozott adalékanyag 20%-a zúzott anyag, a többi természetes.

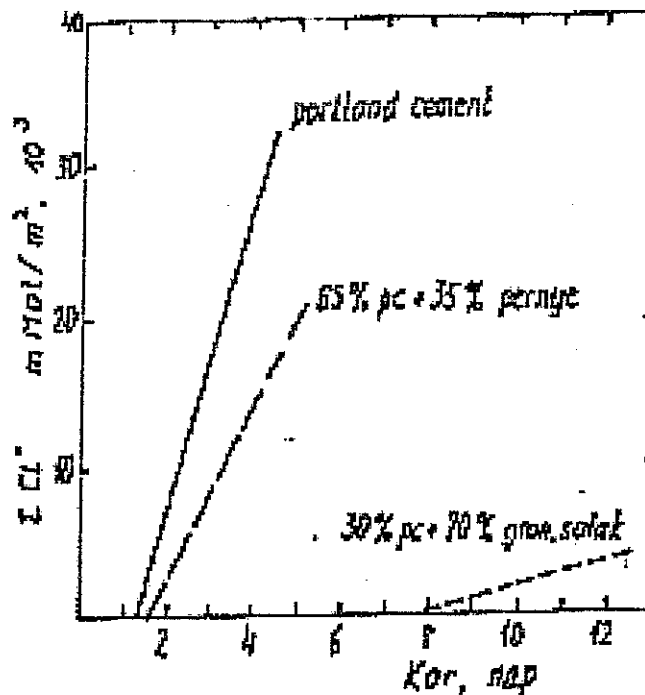
Rendkívül megfontolandónak tartom a két homokfrakció alkalmazását. A magyarországi homokok némi tisztítás után alapvetően alkalmasak beton készítésére. Azonban a szemmegoszlásuk területenként igen változó: a vízigény, ezáltal a frissbeton viselkedése szempontjából meghatározó 0-0,25 mm közötti szemcsék tömegaránya a nyékládházi homokban pl. 5-6%, míg a gyékényesiben a 30%-ot is eléri. A legtöbb homok szemeloszlási görbéje „púpos”, kilóg az I. osztályú tartományból. Az eredmény a magas vízigény. Előfordult már, hogy kb. 40 liter vízigényt kellett adalékszerrel pótolni!

A hídépítési előírások szigorúan megadják a hídépítési betonok összetételi szabályait. A tenderek, - de akár a józan ész is – pedig előírják a magas fokú fagyállóságot és a vízzáróságot. Az összetételekre vonatkozó megkötés adott területen rendelkezésre álló adalékanyagokból gyakran nem teljesíthető, a valóságban mégis készíthető vízzáró és fagyálló, illetve sózásálló beton. A csak papíron lévő – gyakorlatilag előírt - ellentmondás feloldása a gyakorlatban két módon lehetséges: vagy messziről kell szállítani az adalékanyagot (elsősorban a homokot), vagy el kell tekinteni az összetételi korlátokra vonatkozó előírásoktól.

3.2. Cement

Az építkezésen három különböző cementet használnak: transzportbetonokhoz CEM III/A-S 32,5 és CEM III/A-S 42,5 cementeket, illetve az előregyártott elemekhez CEM I 52,5 cementet. A Magyarországon hídépítési szerkezeti betonokhoz előírt (Út 2-3.402 2.2.1. pont) CEM I 42,5 cement nem kerül alkalmazásra! Mi lehet ennek az oka?

A CEM III cementek nagy mennyiségű kohósalakot tartalmaznak. A kohósalak puccolános tulajdonságú, hidraulikus kiegészítő, mely a klinker hidratációja során felszabaduló szabad mésszel reagál. Ezen utólagos reakció következtében a cementkő a portlandcementből keletkező cementkőhöz képest jelentősen tömörebb. A tömör cementkő pedig növelt tartósságot eredményez. Az 1. ábra a cementfajta hatását mutatja a cementpép kloriddiffúziójára. A gyorsvasút építése során a tartós, jó minőségű beton alkalmazása elsődleges. Ezért választottak olyan cementeket, mellyel az ilyen beton előállítható.



1. ábra: Cementpékek kloriddiffúziója

Nagy kezdőszilárdságú betonok készítésének pedig kézenfekvő módja a CEM I 52,5 cement alkalmazása. A magyarországi gyakorlatban e helyett CEM I 42,5 cement kerül alkalmazásra, nagy kezdőszilárdsági igény – pl. betölt híd – esetén sokszor gőzöléssel. A CEM I 42,5 cement melletti érv a túl nagy hidratációs hőképződés elkerülése, ami gőzölés mellett igen meglepő.

Egy bizonyos szilárdság eléréséhez bizonyos mennyiségű portlanditkristálynak ki kell alakulnia. Annak, hogy ezt a nagy fajlagos felülettel (CEM I 52,5), vagy gőzöléssel érjük el, a beton tartósságára nincs befolyása. Érdemes azonban megfontolni, hogy a gőzölés elsősorban a beton felületi rétegeit éri, azaz pont azt a réteget, melynek a beton magját, illetve a vasalásokat meg kellene védenie e környezeti hatásoktól. A betonban lévő víz, illetve levegő hőmérsékletemelkedés hatására bekövetkező tágulása sokszorosa a szilárd alkotókének, ez pedig mikropedések kialakulásához vezet. Következésképpen pont a legfontosabb betonréteget tesszük tönkre a gőzöléssel. A CEM I 52,5 cement alkalmazása, különösen hideg időben lényegesen kevesebb kárt okoz.

3.3. V/C tényező

Az előregyártott elemek alacsony, 0,38-as V/C-tényezővel készülnek, melyet a magas korai és végszilárdsági igény indokol. A feszítőerő ráengedéséhez 50 MPa nyomószilárdság szükséges. Az 1 napos szilárdság nyáron 70-75 MPa, télen 50-60 MPa. Télen kb. +5 °C-ig nem alkalmaznak gőzölést, csak ez alatt. A 200 kN feszítőerő ráengedése után az elemet a helyéről egy speciális gép szakítja ki, és azt egyből – az előzőleg elhelyezett ugyanolyan elemeken előremozogva – helyére is teszi. Naponta egy elem készül el, egy elem elkészítése négy napot vesz igénybe.

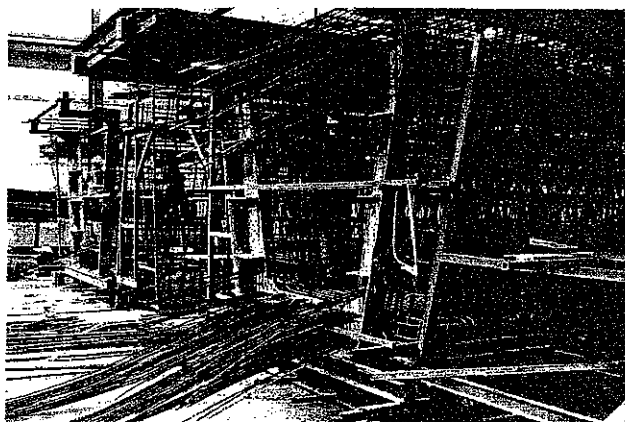
A transzportbetonokhoz azonban a magyarországinál magasabb, 0,43-0,47-es V/C-tényezőt alkalmaznak. Ezzel a V/C-tényezővel, megfelelő szemeloszlású adalékanyaggal és jól megválasztott, puccolános tulajdonsággal bíró cementtel megfelelően tömör, következtésképpen ellenálló beton készíthető. E mellett nem mellékes, hogy a beton tényleg előállítható és bedolgozható!

3.4. Konzisztencia

Mindenképpen említést érdemel a betonok konzisztenciája. Magyarországon a KK-s beton az általánosan alkalmazott. Ez az MSZ EN 206-1:2002 betonszabvány szerint S1, illetve F2 konzisztencia osztályoknak felel meg. A gyorsvasút építésénél a következő konzisztenciaosztályok kerülnek alkalmazásra:

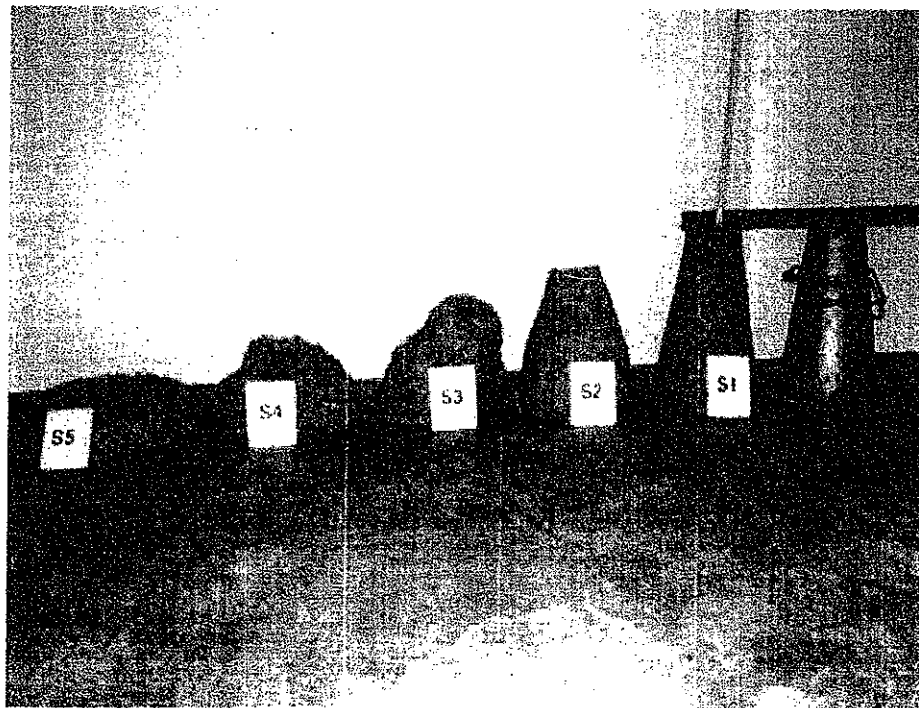
- előregyártott elemek: S5 (önthető)
- transzportbeton: általában S4 (folyós), indokolt esetben S3.

A magyarországihoz képest jelentősen hígabb betont két dolog indokolja: Az előregyártott elemek vasalását a 2. ábra mutatja. Az elem szekrénytartó, térfogata 190 m^3 . Az igen sűrű vasalás ellenére egy elem 3 óra alatt bebetonozásra kerül. S1 konzisztenciájú betonból ez nem lenne megvalósítható.



2. ábra: A gerenda vasalása

Meggyőződésem szerint sokan nem is tudják, hogy egy KK-s beton hogy néz ki: gyakorlatilag bedolgozhatatlan (3. ábra).



3. ábra: Konzisztenciaosztályok

Alacsony V/C-vel készített betont Magyarországon is évek óta alkalmaznak, általában az előregyártásban. Azonban itt is magas, 50 cm feletti területtel (F4: folyós beton).

Érdemes megfontolni azt is, hogy a hígabb beton azonos idő alatt sokkal jobban tömöríthető. A munkaerő minősége világszerte romlik, és nem lehet arra számítani, hogy Magyarországon ez máshogy alakulna. Márpedig az elkészült szerkezet tartóssága (és megjelenése) szempontjából kardinális kérdés a beton bedolgozása, tömörítése. Nyilván nem kell magyarázni, hogy a hígabb beton mennyivel jobban tömöríthető.

Sokszor elhangzó érv, hogy a hígabb beton nem olyan tartós. Erre vonatkozó vizsgálati eredményeket nem ismerek, még próbatestekre vonatkozólag sem, kész szerkezetekre vonatkozólag pedig végképp nem. Pedig a szerkezet ellenállóképessége a bedolgozás gondosságától függő mértékben mindig elmarad a tökéletesen tömörített próbatestek ellenállóképességétől.

Mindenesetre kijelenthető, hogy a beton tartósságát az alkotók minősége, illetve az összetevők egymáshoz képesti aránya határozza meg, nem a bedolgozáskori konzisztencia! Tehát a különböző területekre a következő konzisztenciaosztályokat javaslom:

Konzisztenciafokozat	Roskadás	Szerkezet típusa
S1 (KK)	10-40 (mm)	Másodlagos szerkezetek, speciális esetek
S2 (K)	50-90 (mm)	Csúszózsarus szerkezetek, esésben lévő pályalemezek
S3 (F)	100-150 (mm)	Vasalatlan vagy kevésbé vasalt szerkezetek,
S4 (F)	160-200 (mm)	Közepesen vasalt szerkezetek
S5 (Ö)	≥210 (mm)	Sűrűn vasalt szerkezetek

1. táblázat: Javasolt konzisztencia osztályok

3.5. Az alkalmazott adalékszerek

Adalékszerként az egész vonalon MAPEI DYNAMON adalékszereket alkalmaznak: nyáron az előregyártáshoz SP1, a transzportbetonokhoz SR2, télen az előregyártáshoz SP3, transzportbetonokhoz pedig SR3 módosított akrilátbázisú folyósítószereket. Ezen adalékszerek eltérő bedolgozási időt biztosítanak, illetve eltérő hatással vannak a korai szilárdságra is.

Kiemelném, hogy nem próbálnak egy adalékszerrel mindent megoldani, de ezt igazából nem is lehet. Az adalékszergyártók – köztük a MAPEI is – azért fejlesztenek ki különböző adalékszereket, hogy minden lehetséges igényt minden körülmények között a legmagasabb szinten ki tudjanak elégíteni. A hőmérséklet pedig egy igen fontos befolyásoló tényező, mely alapvetően meghatározza a beton eltarthatóságát.

A kötés késleltetése és a konzisztencia eltartása két külön dolog: az első kémiai reakciók megakadályozása, míg a másik a cementpép folyósságának biztosítása a cementszemcsék egymástól való eltávolítása által. Ez utóbbi egy fizikai folyamat. Bár a kettő között nyilvánvalóan van összefüggés, azok nem azonosak. Következésképpen nyáron célszerű hosszabb eltarthatóságot biztosító folyósítószert használni, míg télen a hidratációt kell siettetni.

Az eltarthatóság kapcsán még egy gondolat. A beton a keverés során hígul, majd az idő előrehaladtával a konzisztencia csökken. Ez minden típusú adalékszer-nél így van, csak eltérő mértékben, illetve sebességgel. A kötőanyag-leltető sem megoldás, mivel – miként fent írtam – csak a kémiai reakciót lassítja, illetve akadályozza.

Amennyiben a beton összetételének beállításánál az a cél, hogy az még két óra múlva is meghatározott (jelenleg általában KK-s) konzisztenciájú legyen, akkor be kell látni, hogy 20 perces korában ugyanazon beton szükségszerűen hígabb. Ez nem jelenti a beton vizezését, sem azt, hogy minősége gyengébb lenne. Következésképpen – sokakkal ellentétben - nem látom akadályát a beépítésének.

4. KÖVETKEZTETÉS

Az utazás során kézzelfogható bizonyítékát kaptuk annak, amit eddig is sokan állítottak, illetve állítottunk: a magyarországi hídépítések betontechnológiáját meg kell újítani. Ennek útja pedig nem a V/C-tényező minden határon túli, minden gyakorlati előkísérletet nélkülöző csökkentése, hanem a Nyugat-Európában már széles körben alkalmazott betontechnológia átvétele. A következő területeken látom szükségét a változtatásoknak:

- Az adalékanyagvázra vonatkozó előírások racionalizálása a mindenkori helyi adottságok és lehetőségek figyelembe vételével, a megszilárdult beton ellenálló képességére vonatkozó előírások megtartása mellett,
- modern, hidraulikus kiegészítőt tartalmazó cement alkalmazása általános célú betonokhoz,
- lehetőség a magas szilárdságú cement alkalmazására ott, ahol nagy korai vagy végszilárdságra van szükség,
- az indokolatlanul alacsony V/C-tényező alkalmazásának kerülése,
- az adalékanyagok nedvességtartalmának folyamatos mérése,
- a szerkezet geometriai és vasalati viszonyainak megfelelő, bedolgozható és tömöríthető konzisztencia előírása.

Vízugaras megmunkálás az építőiparban

Hydrodynamic Kft. Koczor Huba

Az építőiparban egyre gyakrabban alkalmazott eljárás a felület előkészítésben, szigetelés, vagy bevonat eltávolításban, beton bontásban a vízugaras technika. Kérdés, mi az oka az eljárás térhódításának. Ezek a következők:

- Környezetbarát, kevésbé ártalmas az egészségre, mint a homokfúvás. Nincs szilikózisveszély.
- A betont nem éri ütőmunka, nem keletkezik repedés, hajszáltrepedés, mely a szerkezet szilárdságát nagymértékben csökkenti.
- A vízugar a meglévő repedéseket feltárja, kiszélesíti, javíthatóvá teszi.
- Mivel a vízugar minden laza szemcsét eltávolít, így a felület rendkívül tagolt lesz.
- A tapadósilárdság minden más eljárásnál nagyobb, elérheti a szemcseszilárdság 80%-át is.
- Bevonat eltávolításnál, felület előkészítésnél nagy a termelékenység, így versenyképes az ár.
- Egyedül ez a technológia képes a beton eltávolítására, úgy, hogy a vasalat teljesen ép marad. Ezzel lehetőség van arra, hogy a helyreállítás után – pl. tartócsere – a régi és új részek az eredeti állapotuknak megfelelően együtt dolgozzanak.

Néhány példa a hidrodinamikus megmunkálásra:

Cementtej eltávolítás: A kiült cementtejet maradéktalanul, a laza szemcsékkel együtt eltávolítja. A területteljesítmény a 40-50 m²/órát is elérheti.

Szigetelés és bevonat eltávolítás:

A vízugar a kellőszóval átitatott réteget nem távolítja el. Ez azonban nem befolyásolja lényegesen a tapadósilárdságot. Hidakon általában felülettisztítóval, 1000 bar körüli nyomással, jó területteljesítménnyel végezhető feladat. Egyes bevonatok lemarása igen nehéz. Előfordul, hogy a bevonat szilárdsága az alapbeton szilárdságát lényegesen meghaladja. Ilyekor a szükséges víznyomás a 2000 bar-t is meghaladhatja.

Beton bontás:

Nagy, sík felületek bontása nagyteljesítményű szivattyúval és robotgéppel végezhető. Ekkor a bontási teljesítmény meghaladhatja a 0,5m³-t óránként. Hidaknál, tartócserenél a tartóbefogást, keresztgerendát úgy kell elbontani, hogy a vasalat ép maradjon. Ez a munka csak kézzel, pisztollyal végezhető. Ekkor a bontási teljesítmény kevés, mindössze 0,02-0,035 m³/óra.

Felmerül a kérdés, milyen szivattyúval, eszközzel dolgozzunk, mekkora teljesítmény szükséges, mekkora víznyomás a megfelelő. A kérdés megválaszolása nem egyszerű feladat. Tisztázandó, hogy mire és mekkora munkamennyiséghez választunk szivattyút. A nagyobb teljesítmény általában kedvezőbb fajlagos költséget jelent. Kérdés, hogy kihasználható-e a berendezés.

Fontos a megfelelő eszköz megválasztása. A kézzel mozgatott eszközök előkészületi ideje kicsi, de a maximális teljesítményt a reakcióerő behatárolja. Ezért a pisztollyal végzett munkákhoz általában nagyobb nyomású, (1200 bar-tól 2500 bar-ig), de kisebb teljesítményű szivattyú a megfelelő. A nagyobb nyomás, nagyobb területteljesítménnyel, jó szabályozhatósággal és kis fajlagos vízfelhasználással jár. Pontfúvóka csak bontásra való. Felület tisztítására, bevonat eltávolítására a többfúvókás, mágnesfékes fejek, vagy a támoltyófúvókás MONRO-JET a megfelelő.

Az első technikai jellemző a vízszűrő nyomása. Betontej eltávolításához már 700 bar is megfelelő, míg bevonat eltávolítás nyomásigénye akár 2500 bar is lehet. A másik jellemző a vízmennyiség és ezzel a teljesítmény. A pisztollyal végezhető munkákhoz a minimális szivattyú teljesítmény 30-70 kW. Betonbontást általánosan 1200 bar nyomáson, nagymennyiségű vízzel –150-200 liter/perc – lehet elvégezni. A szükséges teljesítmény 350-500 kW. A nagyobb vízmennyiség nagyobb hatótávval jár. 1200 bar, 200 liter/perc vízmennyiséggel jól bontható a beton a vasalattól 60 cm-re is. A konkrét feladat megoldásához azonban más beállításra is szükség lehet. C50-es beton bontásánál jobb teljesítményt értek el a 350 kW-os, de 1600 bar-os szivattyúval, mint a 480 kW-os, de csak 1200 bar-os berendezéssel.

Különleges feladat a C75-es betonnak megfelelő tűzálló betét bontása. Egy új, kb. 10 m hosszú reaktorcső kb. 170 millió Ft. Szállítási ideje 1 év feletti. Ha sikerül a betétet részlegesen elbontani, a tűzálló beton az új reaktorcső árának töredékéért kijavítható. A bontás 2500 bar nyomással, 28-30 liter/perc vízmennyiséggel lehetséges.

A fentiekből következően a megfelelő gép kiválasztása nem egyszerű feladat. Növekvő munkanyomással négyzetes arányban növekszik a berendezés karbantartásának költsége. Jó kezelés mellett egy 1000 bar-os tömlő élettartamát a külső köpeny elhasználódása határolja be. Egy 2500 bar-os tömlő élettartama a leggondosabb kezelés mellett is csak néhány száz óra.

URACA szivattyúk ismertetése

Az URACA GmbH majdnem 100 éves cég, mely a kezdetektől szivattyú gyártással foglalkozik. A gépeikre jellemző a robusztus kivitel, hosszú élettartam, rugalmas alkalmazhatóság. A gépcsaládban minden feladathoz található szivattyú.

A legkisebb berendezés az **EASY POWER 30**. Maximális nyomása 500 bar, a vízszállítás 28 liter/perc. A beépített kazán a nagynyomású vizet max. 98 °C-ra melegíti fel. Ideális berendezés homlokzatok, aszfaltkeverők, finiserek tisztítására.

Az **EASY POWER 70**, 70 kW-os, dieselmotorral meghajtott mobil berendezés. Vízszállítása 1200 bar nyomáson 15-30 liter/perc, vagy 800 bar nyomáson 20-40 liter/perc. Általános építőipari használatra készített berendezés.

PROFI POWER egy 125 kW-os dieselmotoros univerzális gép. Kérhető 800, 1200, 1600, 2000, 2500 és 2800 bar-os nyomással. Az általánosan használt a 2000 illetve 2500 bar-os szivattyú. Profi, nagyteljesítményű berendezés, mely minden az építőiparban előforduló munkára alkalmas.

Nagyteljesítményű berendezések. A nagy teljesítmény és reakcióerő miatt a szivattyúkat csak robotgépekkel lehet kihasználni.

RS 724/1200 – 2800 bar 165 kW

RS 725/1200.- 2800 bar 270 kW

RS 627/1200.-.2800 bar 350 kW

RS 412/1200 bar 480 kW

MEGEMLÉKEZÉS DEÁK MIHÁLYRÓL (kivonat)

Dr. Gáll Imre
Rubindiplomás mérnök

A huszonegyedik század harmadik évét a magyar történelemben – a haza bölcsének tiszteletére születésének kétszázadik évfordulójára tekintettel Deák évnak minősítették. Deák Ferenc Zala megyében született és itt van az ideai hídkonferencia színhelye is. Ezt az összeesést használjuk ki Deák Mihály mérnök emlékének felidézésére, aki a budapesti Margit-híd építésvezetőjeként tette nevét emlékezetessé.

Deák Mihály közeli rokona volt Deák Ferencnek, a haza bölcsének. Deák Mihály nagyapja és Deák Ferenc édesapja testvérek voltak. A közös ős Deák Gábor földbirtokos 3000 hold földet birtokolt, tehát 5000 hektárt, ami Zala megye több községére, elsősorban Tárnokra terjedt, ahol a család lakott. A család köztiszteletnek örvendett, feje az említett Gábor a XVIII. században asszesszori tisztséget viselt. Halála után a nagyobbik fia Kehidára, kisebbik Tárnokra költözött, illetve maradt. Ez utóbbinak fia Deák József jogot végzett majd Pestre került, ahol ügyvédi gyakorlatot folytatott, 1845-től kezdve közalapítványi ügyvéd volt.

Ennek az ügyvédnek volt a fia Deák Mihály, aki Pesten a felső ipariskolába iratkozott be, de nem ott fejezte be tanulmányait, hanem Bécsben, a műszaki főiskolán, ahol is mérnöki oklevelet szerzett. A főiskolát 1859-ben végezte el, ettől kezdve Pesten lakott előbb édesapjával együtt a Kis híd utca 3.sz. alatt, ami a mai Türr István utcának felel meg, majd később a Mária Valéria utca 17.sz. alatt.

Mérnöki munkáját egész fiatalon, alig 22 éves korában az államvasút szolgálatában kezdte, ahol hamarosan főmérnöki rangot ért el. Akkoriban az állami építkezések irányítására és lebonyolítására külön-külön felügyelőségeket szerveztek, folytak a vízi, vasúti és egyéb nagy építkezések.

A Margit-híd építésének lebonyolítására szervezték a XXVI. építészeti felügyelőséget és annak vezetését Deák Mihály államvasúti főmérnökre bízta.

Mérnöki munkája azért érdemel különleges figyelmet, mert ennek az építkezésnek előkészítése és lebonyolítása nagyon sok megoldatlan műszaki kérdést felvetett, ami egyidejű megoldást igényelt. Ide tartozott Budán és Pesten a hídfőkkel kapcsolatos városrendezés, a Margitsziget déli

csücskének kialakítása, ide értve az u.n. kis sziget megszüntetését és a Duna medrének végleges rendezését, stb. Mindezt pedig rendkívüli módon sürgette a Lánchíd túlterhelése, ahol a lengések egyre erősödtek. A tervpályázat kiírása, lebonyolítása és a vállalatbaadás megtörtént még mielőtt a Dunameder végleges rendezési tervét jóváhagyták volna. Közben megváltoztatták a Dunameder méreteit. Ez a mai viszonyok között új tervpályázat kiírását tette volna szükségessé. Ezzel szemben Deákék a tervek lényeges módosításával és a vállalkozó céggel folytatott tárgyalások útján elérték, hogy nem került sor sem határidő- sem költségmódosításra.

A Margit-hidat 1876-ban átadták a forgalomnak. Ezzel Deák Mihály tevékenysége ezen a helyen véget ért. A főmérnököt a budapesti déli összekötő vasút hídjának folyamatban lévő építésvezetésével bízták meg, ahol a vezetői tisztséget betöltő Husz Márton helyét kellett átvennie és az építkezést a következő év végére befejeznie. Ezt a munkát Deák Mihály ugyancsak eredményesen vitte véghez.

Utána főmérnöki állásáról lemondott és visszavonult az ősi családi otthonba Zalatárnokra. Lemondásának okairól különféle hírek keltek lábra, melyeknek azonban semmi alapja nem volt. Kétségtelen, hogy a Margit-hídi építkezésért a felajánlott kitüntetést – nagybátyjára hivatkozva – nem fogadta el, ebben volt némi túlzás, hiszen őt nem kötötték politikai indokok, mint a haza bölcsét, akit Habsburg-barátnak minősítettek volna, ha kitüntetést fogad el. Ezzel szemben kétségtelen, hogy családi okok, késztették a lemondásra. Szülei is, nagybátyja is meghaltak, fiútestvérei sem éltek, ő lett a családfő, aki Tárnokot örökölte. Házassága is Zala megyéhez kötötte, úgy látta, hogy hiba lett volna Zala megyétől távol maradnia.

A hídépítési szakmában nem szabad elfelejteni, hogy Deák Mihály mutatott példát és irányt a nála jóval fiatalabb későbbi nagyjainknak: Feketeházy Jánosnak, Kherndl Antalnak, Czekelius Aurélnak...

HIDAK ERŐSÍTÉSE KÜLSŐKÁBELES FESZÍTÉSSSEL

Dr. Dalmy Dénes

okleveles mérnök, Pannon Freyssinet Kft. ügyvezetője

ÖSSZEFOGLALÓ

A Pannon Freyssinet Kft. tizenegy évvel ezelőtt Magyarországon ebben a megyében Zalabaksán mutatta be a csúszópázmás, külsőkábeles feszítést, két hidon. Azóta harminchat hidat erősítettünk ezzel a megoldással, sikerrel. A külsőkábeles utófeszítés, rendkívül hatékony, a szerkezeten kevés beavatkozást igénylő erősítő eljárás, mely teherbírás növelésére, hidalak korrigálásra, a szerkezet dinamikai tulajdonságainak elhangolására alkalmas. A feszítőkábelok többszörös korrózió és mechanikai védelme miatt időtálló eljárás. A feszítópázmák általában cserélhetők.

1. BEVEZETÉS

A zalabaksai hidakra emlékezve engedjék meg, hogy ezt az előadást azoknak a kollégáimnak, barátaimnak ajánljam, akik jó tanácsaikkal segítettek, bátorítottak ennek a technológiának megvalósításában. Tisztelettel és szeretettel emlékszem azokra, akik már nem lehetnek körünkben Tompos Imrére akitől nemcsak műszaki és vezetéstechnikai tanácsokat, segítséget, hanem barátságot is tanultam. Kristófi Pál munkatársamra és barátomra, akinek műszaki, mechanikai tudása nélkül nem kezdhettük volna el a külsőkábeles feszítést. A műszaki konferenciákon szokatlan bevezető után engedjék meg, hogy a külsőkábeles feszítéssel erősített hidak kivitelezése, tervezése alkalmával nyert tapasztalatokat önöknek átadjam.

2. KÜLSŐKÁBELES FESZÍTÉS ELŐNYEI

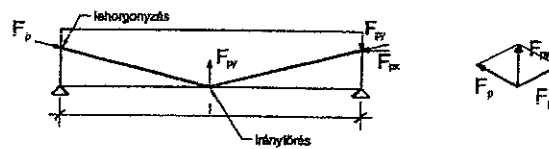
A külsőkábeles, csúszóbetétes feszítés a hidak, erősítésének egyik legkedvezőbb megoldása. Aktív erősítés, vagyis a feszítés a szerkezet önsúly okozta igénybevételeit is csökkenti, miközben a szerkezet tömege nem növekszik.

A feszítés rendkívül hatékony bármilyen szerkezethez könnyen alkalmazható, nagyon kevés bontással (rombolással) építhető. Csakis a tervező tudásán, ügyességén múlik a feszítés hatékonysága, költsége. A kábelok bármikor, könnyen ellenőrizhetők, vagy cserélhetők.

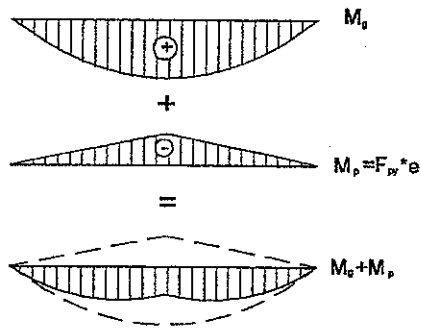
3. A KÜLSŐKÁBELES CSÚSZÓBETÉTES FESZÍTÉS KIALAKÍTÁSA ÉS ANYAGAI

A külsőkábeles feszítéssel egy külső erőrendszert kapcsolunk a meglévő szerkezethez, gerendához, lemezhez stb. (1. ábra)

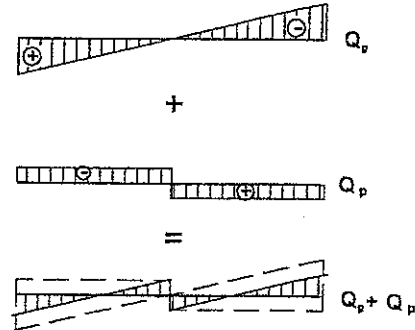
a.) Feszített tartó



b.) nyomatéki teherbírás növelés



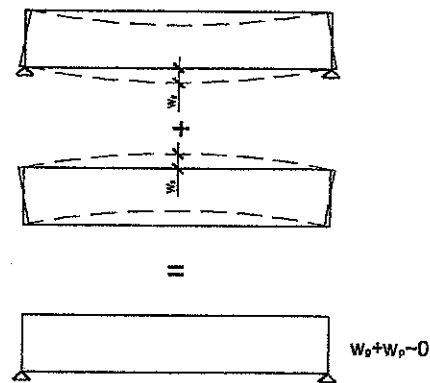
d.) nyírási teherbírás növelés



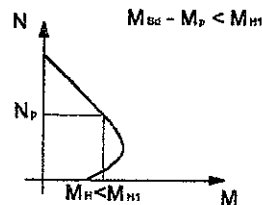
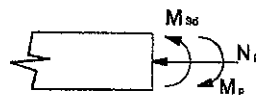
c.) normálerő a feszítésből



e.) lehajlás



f.) a vasbeton tartó nyomatéki teherbírása a normálerő figyelembevételével



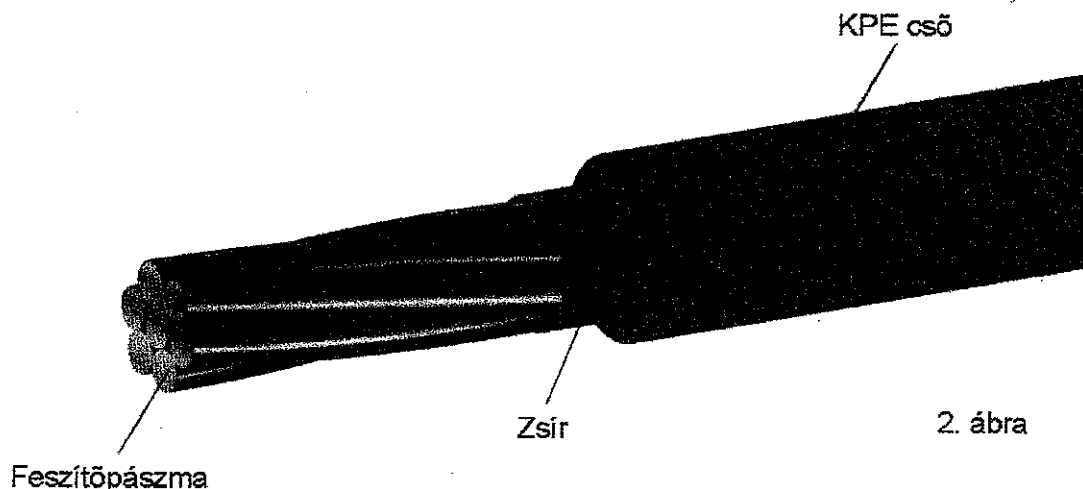
1. ábra

Az ábrában egy kéttámaszú tartón a külsőkábeles feszítés (F_p) teherbírás növelő hatását mutatjuk be. A megfelelően elrendezett feszítőkábelrel (1/a) az alkalmazott feszítőerővel a nyomatéki, a nyírási teherbírás lehet növelni (1/b, c, d, f ábrák). A tartószerkezet lehajlását a feszítőerővel lehet korrigálni (1/e ábra).

A szerkezetre ható gravitációs teher okozta igénybevételek a megfelelően elrendezett feszítőkábelekkel, a feszítéssel csökkenthetők. A feszítőkábelek értelemszerűen túlelmelik a szerkezetet, az önsúly okozta lehajlást csökkentik.

Könnyen belátható tehát, hogy a szerkezetre felerősített lehorgonyzó, iránytörő szerkezeteken végigvezetett feszítőkábelek, feszítőművek elhanyagolható kevés többletsúllyal, rendkívül hatásos szerkezeterősítő hatást fejtenek ki.

A külsőkábeles feszítéshez a következő anyagokat használjuk (2. ábra)

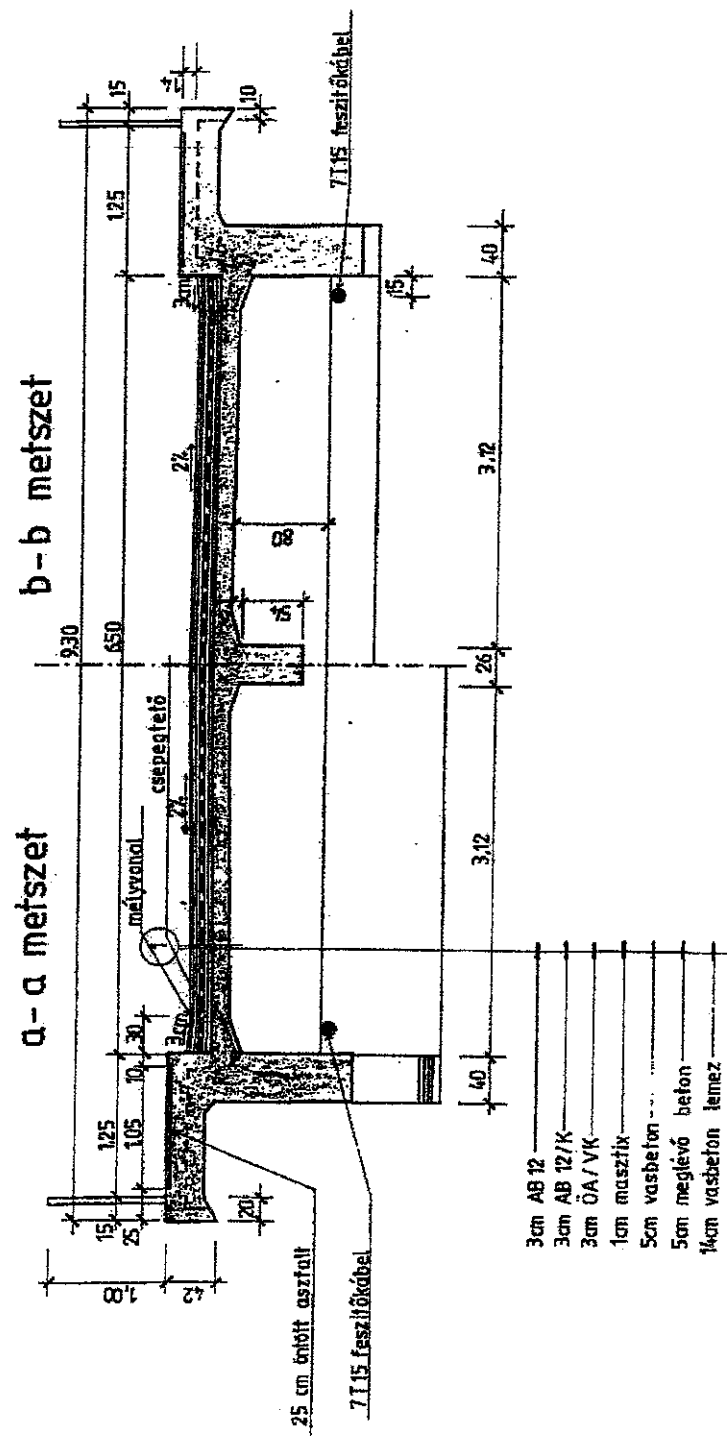


- pászma $T15 \sigma_B = 1860 \text{ N/mm}^2$ (vagy 1770 N/mm^2)
 $A_p = 150 \text{ mm}^2$
 $\varnothing = 15,7 \text{ mm}$
 alacsony relaxációjú, héteres, zsírzt, polietilén csővel burkolva
- kábel: pászmák kötege, KPE csőben, cementhabarccsal injektálva
- a kábelokban elhelyezett pászmák négyszeres korrózió és mechanikai védelemmel rendelkeznek.
- lehorgonyzó fej: 1, 4., 7, 13 stb. pászma lehorgonyzására
- horgonyzó tömb: vasbeton, acél a szerkezet végéhez erősítve
- iránytörő: acél, vagy vasbeton az erősítendő szerkezethez rögzítve.

A híderősítés részleteit, a feszítőkábel elrendezéseit a zalabaksai Kerka híd rajzain mutatom be.

A 86. számú főközlekedési úton a kétnyílású hidat B jelű teherre kellett megerősíteni. A nyomatéki teherbírás hiánya 30% volt. A két törtvonalban vezetett, a tartóvégeken lehorgonyzott kábel (egy-egy kábelban 7-7 T15 pászma van) a két szélső főtartó belső oldalán vezettük végig (ld. 3, 4. ábrákat). A lehorgonyzó fejeket, az iránytörőket a főtartókhoz feszített vasbeton tömbökbe rejtettük, illetve az alsó acélszerkezetű iránytörőket a keresztartóra csavaroztuk fel. (5. ábra)

KERESZTMETSZET M 1:50



4. ábra

A NAGYSZILÁRDSÁGÚ BETON ALKALMAZÁSA FESZÍTETT VASBETON HÍDGERENDÁKBAN

Farkas György¹⁾, Kovács Tamás²⁾, Szalai Kálmán³⁾

1) egyetemi tanár, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

2) egyetemi tanársegéd, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

3) kutató professzor, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

ÖSSZEFOGLALÓ

Az Állami Közúti Műszaki és Információs Közhasznú Társaság által finanszírozott, 2002/2003 évi kutatási program [1] célja a nagyszilárdságú (HSC) és nagy teljesítőképességű (HPC) betonok hazai hidépítési alkalmazásának elősegítése, s ezzel a hazai vállalatok EU szintű versenyképességének növelése.

1. BEVEZETÉS

1.1. Kutatási program

A kutatási program keretében a C50/60 és C90/105 szilárdsági jelű betonból készült feszített vasbeton hídgerendák kísérleti vizsgálatait végeztük el. Ennek során feladatunk volt:

- a betonkeverékek előállításához alkalmazható receptúrák összeállítása,
- a keverékek legyártása,
- a beton minősítéséhez szükséges szilárdsági (nyomó- és hasító-húzószilárdság) és tartóssági (vízzáróság, fagyállóság, sóállóság) vizsgálatok elvégzése, valamint a zsugorodási jellemzők mérése és a kapott eredmények értékelése,
- az alkalmas betonkeverékből készített, és a Ferrobeton Rt. által legyártott, előfeszített vasbeton hídgerendákat töréses kísérleti vizsgálata.

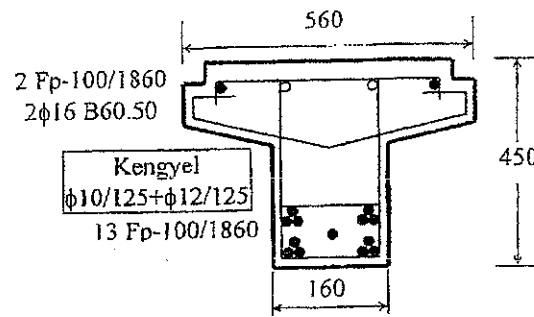
A következőkben a betonkeverékek vizsgálati eredményeit és a kísérleti gerendák vizsgálatait tárgyaljuk. A gerendákhoz alkalmazott betonkeverékek összetételének meghatározásához előkísérleteket végeztünk [1], majd ennek eredményeként alakult ki a végleges összetétel. A véglegesített keverékeket, ill. az azokból készített próbatesteket az MSZ EN 206 szerinti minősítő vizsgálatok eredményei alapján értékeltük. A törési vizsgálatokat különböző igénybevételi állapotokban végeztük, majd elkészítettük azok értékelését a jelenleg is sorozatban gyártott termékekkel szemben támasztott erőtan követelmények alapján.

1.2. A kísérleti gerendák kialakításának szempontjai

A kísérleti gerendák típusának és az elkészítés módjának meghatározásakor az elsődleges szempont az volt, hogy a legyártandó termék készítésének körülményei egyezzenek meg az üzemszerű gyártás körülményeivel. Ennek eredményeként a Ferrobeton Rt. által üzemben sorozatgyártott, saját fejlesztésű, FPT-45/8,80 jelű, előfeszített hídgerendák gyártására került sor. A gyártás során mind a betonozás módja, mind a gyártósor elrendezése azonos volt az egyébként sorozatban gyártott termékek esetén alkalmazottal.

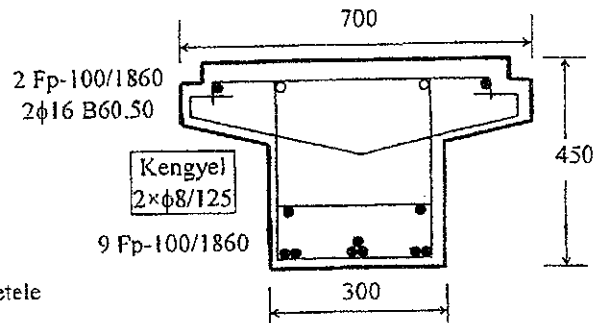
1. sz. gerenda:

Jel: **FPT-45/8,80-C50/60-160 (V)**
Tervezett betonszilárdsági osztály: C50/60
Gerincszélesség: $b_g = 160$ mm
Fejszélesség: $B = 560$ mm
Feszített hosszvasalás: 13+2 Fp100/1860
Nyírási vasalás a támasznál: $\phi 10/125 + \phi 12/125$
Teherbírási vizsgálat jellege: nyírási vizsgálat
Várt tönkremenetel: ferde nyomási tönkremenetel



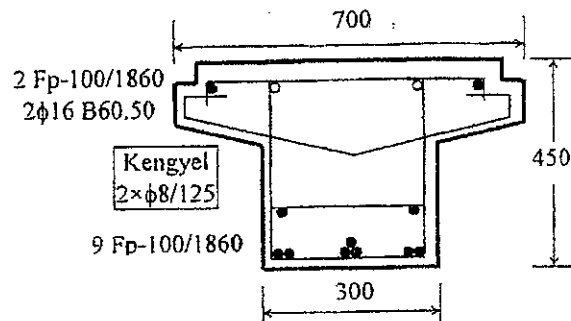
2. sz. gerenda:

Jel: **FPT-45/8,80-C50/60-300 (V)**
Tervezett betonszilárdsági osztály: C50/60
Gerincszélesség: $b_g = 300$ mm
Fejszélesség: $B = 700$ mm
Feszített hosszvasalás: 9+2 Fp100/1860
Nyírási vasalás a támasznál: $2 \times \phi 8/125$
Teherbírási vizsgálat jellege: nyírási vizsgálat
Várt tönkremenetel: nyírási vasalás tönkremenetel



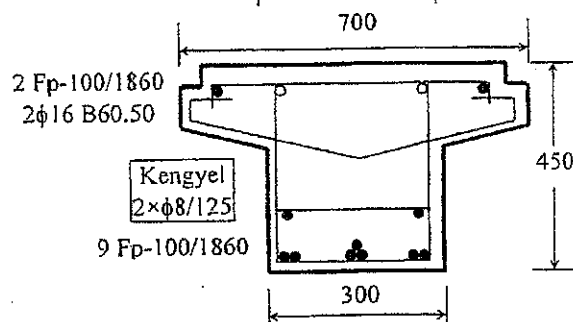
3. sz. gerenda:

Jel: **FPT-45/8,80-C50/60-300 (M)**
Tervezett betonszilárdsági osztály: C50/60
Gerincszélesség: $b_g = 300$ mm
Fejszélesség: $B = 700$ mm
Feszített hosszvasalás: 9+2 Fp100/1860
Nyírási vasalás a támasznál: $2 \times \phi 8/125$
Teherbírási vizsgálat jellege: hajlítási vizsgálat
Várt tönkremenetel: hajlítási tönkremenetel



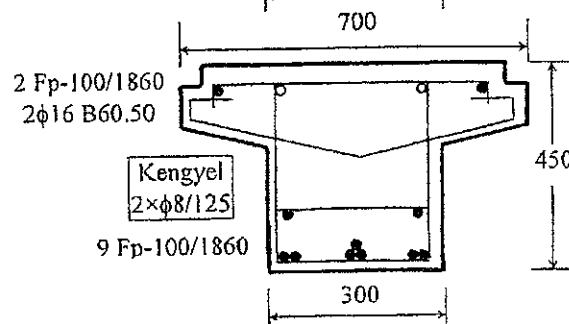
4. sz. gerenda:

Jel: **FPT-45/8,80-C90/105-300 (M1)**
Tervezett betonszilárdsági osztály: C90/105
Gerincszélesség: $b_g = 300$ mm
Fejszélesség: $B = 700$ mm
Feszített hosszvasalás: 9+2 Fp100/1860
Nyírási vasalás a támasznál: $2 \times \phi 8/125$
Teherbírási vizsgálat jellege: hajlítási vizsgálat
Várt tönkremenetel: hajlítási tönkremenetel



5. sz. gerenda:

Jel: **FPT-45/8,80-C90/105-300 (M2)**
Tervezett betonszilárdsági osztály: C90/105
Gerincszélesség: $b_g = 300$ mm
Fejszélesség: $B = 700$ mm
Feszített hosszvasalás: 9+2 Fp100/1860
Nyírási vasalás a támasznál: $2 \times \phi 8/125$
Teherbírási vizsgálat jellege: hajlítási vizsgálat
Várt tönkremenetel: hajlítási tönkremenetel



1. ábra: Vizsgált gerendatípusok

E gerendák jelenleg a Magyarországon e termékek körében legmagasabbnak számító C50/60 szilárdsági jelű betonból készülnek. Jelen kísérleteink keretében a vizsgálni kívánt tönkremeneteli mód szempontjából átalakított vasalású, vagy kismértékben módosított keresztmetszetű (csökkentett gerincszélességű) gerendákat készítettünk. A C90/105 szilárdsági jelű keverék felhasználásával legyártott 2 db gerenda mellé 3 db C50/60 szil. jelű gerendát is készítettünk az 1. ábra szerint.

Mindegyik gerenda teljes hossza 8,80 m, állandó keresztmetszetű, 450 mm-es teljes keresztmetszeti magasságú volt. A további geometriai adatokat és a vasalás mennyiségét a kísérlet során vizsgált igénybevétel, azaz a várt tönkremenetel módja határozta meg az 1. ábra szerint.

2. A BETON MINŐSÍTŐ VIZSGÁLATAI

Az 1., 2. és 3. sz. gerendák C50/60 szil. jelű betonjának keveréktere a Ferrobeton Rt-nél a sorozatgyártás feltételeként rendelkezésre állt, ezért az 1., 2. és 3. sz. gerendákat ennek felhasználásával (sorozatban gyártott terméként) gyártottuk le.

A C90/105 szil. jelű beton keveréktervét az előkísérletek [1] értékelése alapján határoztuk meg az 1. táblázat szerint.

1. táblázat: A C90/105 szil. jelű beton alkalmazott keverékterve

Anyag megnevezése	Testsűrűség [kg/m ³]	Mennyiség [kg]
1./ Cement: CEM I 42,5	3150	450
2./ Szilikapor (8,0 %)		36
3./ Víz	1000	117
4./ Adalékanyag D _{max} =16 mm, m ₀ = 6,39 OH 0/4 homok 33 % OK 4/8 kavics 30 % Zúzalék 8/16 37 %	2640	1860
5./ Mészkelet	2710	0
6./ Adalékszer: Glénium TM51 (2,2%)	1100	9,9
Frissbeton testsűrűség (kg/m ³)		2473

A kétfajta keverékből szabványos próbatesteket készítettünk a szilárdsági és a tartóssági minősítő vizsgálatok számára. Ennek keretében keverékenként készítettünk

- 12 db 150 mm élhosszúságú próbakockát (□150) a nyomószilárdság,
- 3 db φ150/300 mm-es henger próbatestet (φ300) a hasító-húzó szilárdság,
- 3 db 200×200×120 mm-es hasáb próbatestet a fagyállóság,
- 6 db □150 próbakockát a vízzáróság,
- 6 db 90×50 mm-es henger próbatestet a sóállóság, és
- 3 db 100×100×300 hasáb próbatestet a zsugorodás mértékének

vizsgálatához.

Az egyes szilárdsági és tartóssági vizsgálatok eredményeit az alábbiakban tárgyaljuk és értékeljük. Az értékelést az MSZ EN 206-1 előírásai alapján készítettük.

2.1. Nyomószilárdsági vizsgálatok

A 150 cm élhosszúságú próbakockák nyomóvizsgálata 2 és 7 napos korban a Ferrobeton Rt. dunaiújvárosi üzemének MEO Laboratóriumában történt, míg 28 napos korban a nyomószilárdságot a BME Építőipari Laboratóriumában határoztuk meg.

A próbakockák nyomószilárdságának mérési eredményeit a 2. táblázat tartalmazza.

2. táblázat: A C50/60 és C90/105 jelű keverékek 28 napos nyomószilárdsága
150 mm élhosszúságú kockán mérve

Keverék jele	Nyomószilárdság [N/mm ²]		
	2 napos	7 napos	28 napos
C50/60			
1	63,2	58,7	65,87
2	57,4	57,4	65,43
3	61,4	66,2	60,24
átlagérték (f_{cm})	60,7	60,8	63,85
szórás	3,4	5,2	3,33
karakterisztikus érték ($f_{ck} = f_{cm} - 4$)	56,7	56,8	59,85
Minősítés: ~C50/60			
C90/105			
1	74,5	88,0	107,22
2	69,3	79,6	111,25
3	73,9	89,5	110,81
4			111,70
5			111,26
6			112,14
7			131,57
8			109,33
9			110,81
10			107,73
átlagérték (f_{cm})	72,6	85,7	112,38
szórás	3,05	5,86	6,80
karakterisztikus érték ($f_{ck} = f_{cm} - 4$)	68,6	81,7	108,38
Minősítés: C90/105			

2.2. A hasító-húzószilárdság vizsgálata

A $\phi 150/300$ mm henger próbatestek hasító-húzó szilárdságát 28 napos korban a BME Építőipari Laboratóriumában határozták meg. A vizsgálati eredményeket a 3. táblázat tartalmazza.

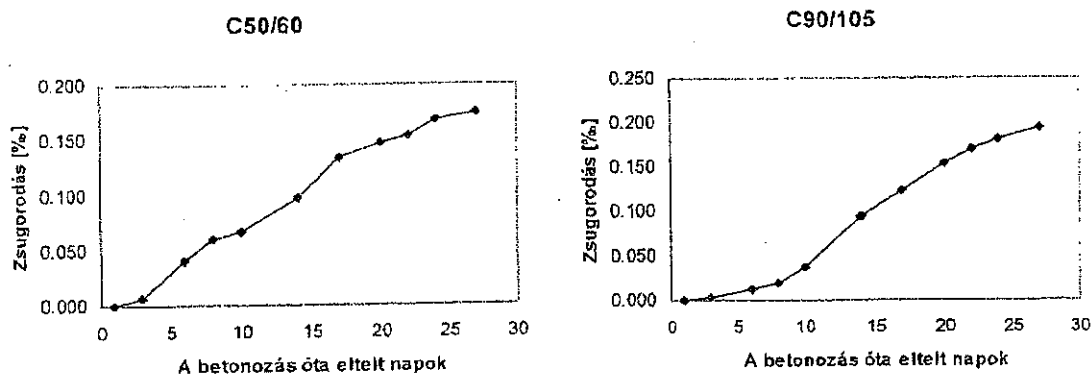
3. táblázat: A C50/60 és C90/105 jelű keverékek 28 napos hasító-húzószilárdsága $\phi 150/300$ mm hengeren mérve

Keverék jele	Hasító-húzószilárdság 28 napos korban [N/mm ²]
C50/60	
1. próbatest	4,88
2. próbatest	4,95
3. próbatest	5,71
átlagérték	4,92
szórás	0,46
karakterisztikus érték	4,57
C90/105	
1. próbatest	5,80
2. próbatest	5,91
3. próbatest	7,13
átlagérték	6,28
szórás	0,74
karakterisztikus érték	4,60

2.3. A zsugorodás vizsgálata

A beton zsugorodását 300 mm-es alaphosszon deforméterrel mérték. A próbatesteket az első napon zsaluzatban tartották, utána állítva, nedves laboratóriumi környezetben (vizes rongy alatt) tárolták, hogy a valódi építési körülményeket modellezhessük.

A 3-3 próbatesten mért zsugorodások átlaga 28 napos korban a tervezett C50/60 beton esetén 0,173‰-ra, a C90/105 beton esetén 0,193‰-re adódott (2. ábra).



2. ábra: A vizsgált betonok zsugorodása

2.4. Egyéb vizsgálatok

A 2. szakasz szerinti próbatestek felhasználásával elvégzett egyéb vizsgálatok eredményei az alábbiak:

A vízzáróság mérése 5 bar nyomás mellett 72 órán keresztül történt, mely során a vízbehatolás mértéke:

- C50/60 beton esetén 10-11 mm-re,
- C90/105 esetén 8-12 mm-re

adódott, szemben a vonatkozó MSZ szerint megengedett 40 mm-rel.

A fagyállóságot 50 ciklusos vizsgálattal -30°C és $+20^{\circ}\text{C}$ hőmérsékleti tartományban vizsgáltuk. A vizsgálat végeztével a tömegvesztesség:

- C50/60 esetén 0,09%
- C90/105 esetén 0,09%

A nyomószilárdság csökkenés mértéke az 50 ciklus után:

- C50/60 esetén 1,69 %,
- C90/105 esetén 1,77 %.

A sóállósági vizsgálatot 3 db próbatesten a Kemokorr Kft. végezte. Ennek során az előzetesen 48 órán keresztül 5%-os NaCl oldatban áztatott próbatestekbe betonozott acélbetéteket nem sikerült polarizálni, mivel a szabványos vizsgálat során a megadott idő alatt az elektrolit a betonon keresztül egyik próbatest esetén sem érte el az acélbetéteket. A vizsgálat eredményeként megállapítható, hogy a kloridion behatolás az acélbetét környezetében nem volt mérhető.

Az elektrokémiai vizsgálat fenti eredménye után a hátralévő 3 db próbatest ion-átbocsátóképeségi vizsgálatának elvégzésére a Beton-Inform Kft-t kértük fel. E (jelenleg folyamatban lévő) vizsgálat várhatóan finomabb mérést tesz lehetővé.

2.5. A próbatestek vizsgálati eredményeinek értékelése

A kísérleti gerendák gyártásához alkalmazott betonkeverékből elkészített próbatesteken végzett szilárdsági és tartóssági vizsgálatok eredményei alapján a következő összegző megállapítások tehetők:

- A szilárdsági vizsgálatok igazolták, hogy az előkísérletek alapján kimunkált betontechnológiai szempontok figyelembevételével az előírányzott nagyszilárdságú betonok ipari körülmények között is elkészíthetők.
- A zsugorodás mértéke 28 napos korban kevesebb, mint 0,2‰, mely igazolja azt a várakozást, miszerint a nagyszilárdságú betonok zsugorodásának mértéke a kisebb bevitt vízmennyiség következtében alacsonyabb, mint a hagyományos normál szilárdságú betonok esetén.
- A vízzárósági, fagyállósági és sóállósági vizsgálatok kitűnő eredményei alapvetően az elkészült beton nagy tömörségéből adódtak. Mindezek alapján megállapítható, hogy:
 - a tartóssággal szembeni ellenállás elsősorban a beton tömörségének a növelésével fokozható,
 - megfelelő betontechnológiai szempontok figyelembevételével a szilárdsági követelményre való tervezés $\geq$ C50/60 szilárdsági osztály esetén önmagában a beton olyan tömörségét eredményezi, mely egyben kielégíti a szükséges tartóssági követelményeket is,
 - C50/60 és e feletti szilárdsági osztályú betonok alkalmazásakor, szokásos agresszivitású környezeti hatásokra való tervezés esetén, a tartósság fokozása érdekében utólagosan felhordott bevonatokra és egyéb védelmi intézkedésekre nincsen szükség. Ez egyben e szerkezetek gazdaságosságának kulcskérdése is.

3. A FESZÍTETT VASBETON GERENDÁK TERHELÉSES TÖRÉSI VIZSGÁLATA

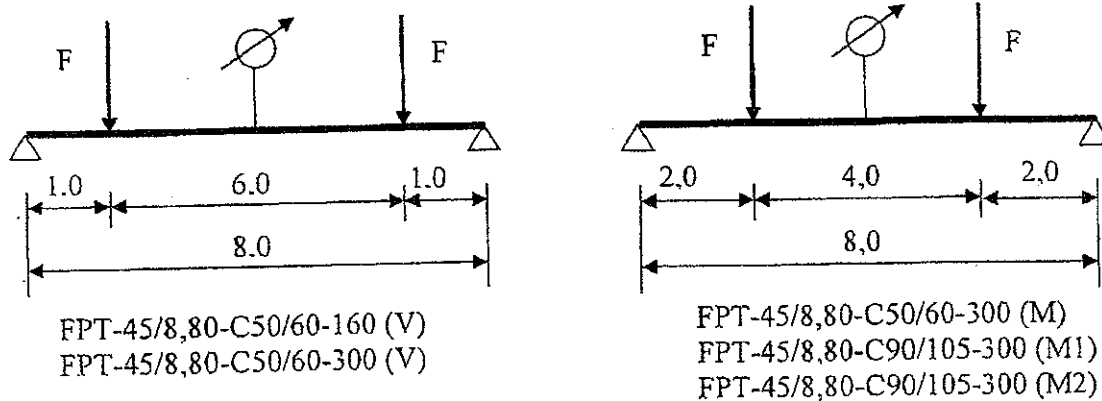
Az 1.2. szakasz szerinti szempontok alapján (a tervezett betonból) legyártott kísérleti gerendákon 28 napos korban törési vizsgálatot végeztünk. A törési vizsgálatok céljai az alábbiak voltak:

- annak igazolása, hogy az előírányzott betontechnológiai eszköztár ipari körülmények között is alkalmazható,
- a nagyszilárdságú betonból készült termékek viselkedésének értékelése,
- meggyőződni arról, hogy a magasabb szilárdsági tartományokban a beton várható ridegebb viselkedése milyen mértékben jelentkezik, ill. milyen a tönkremenetel módja,
- a nagyszilárdságú betonokra vonatkozó Eurocode szerinti számítási modell tesztelése

A törési vizsgálatokat megelőzően a megtervezett terhelési folyamat, az alkalmazott anyagok jellemzőinek várható értékei és a tervezett geometria alapján előzetes számításokat végeztünk, melyeket a vizsgálatok eredményeivel hasonlítottunk össze. A számításokat az Eurocode algoritmusai szerint végeztük.

3.1. A terhelés módja

A terhelést négy pontos hajlítópaddal oldottuk meg, ahol a felülről lefelé működő terhelő erők (F) értéke minden teherelrendezés esetén egymással azonos nagyságú, helyzetük pedig a gerenda mezőközépi keresztmetszetére minden esetben szimmetrikus volt. A különböző teherelrendezések a terhelő erők távolságának különböző beállításából adódtak. A gerenda terhelés során történő kifordulásának meggátítása érdekében a mezőközépi keresztmetszetet a nyomott zóna magasságában oldalirányban megtámasztottuk. Az alkalmazott terhelési elrendezések vázlata az egyes gerendák esetén az 3. ábrán látható.



3. ábra: Terhelési vázlatok

A terhelés folyamán a gerenda mezőközépi keresztmetszetének lehajlását (e), valamint a ugyanebben a keresztmetszetben a nyomott szélső betonszál fajlagos összenyomódását (ϵ) rögzítettük.

3.2. A vizsgált gerendák vasalási és terhelési adatai

Az 1.2. szakasz szerinti gerendák vasalását a tervezett tönkremenetel módjának megfelelően választottuk meg az alábbi módon.

Az **FPT-45/8,80-C50/60-160 (V)** jelű gerenda esetén nyírási tönkremenetelt, ezen belül a beton nyomószilárdságának kimerüléséből adódó ferde nyomási tönkremenetelt terveztünk. Ennek érdekében a ferde nyomási tönkremenetelhez tartozó teherbírásnál nagyobb nyírási teherbírást eredményező nyírási vasalást alkalmaztunk a támasz környékén, a feszítőerő mértékét maximalizáltuk, a betont pedig az alacsonyabb szilárdságú keverékből készítettük.

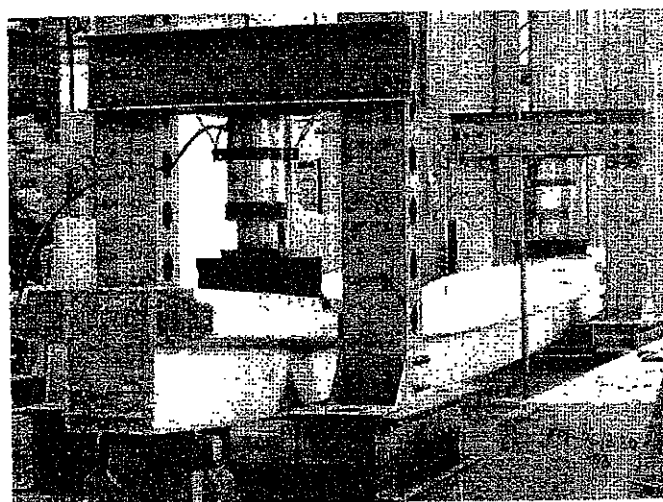
Az **FPT-45/8,80-C50/60-300 (V)** jelű gerenda esetén nyírási tönkremenetelt, ezen belül a nyírási vasalás tönkremenetelét terveztük. Ennek érdekében a nyírási vasalás mennyiségét úgy vettük fel, hogy a nyírási vasalás alapján a ferde nyomási tönkremenetelhez tartozó teherbírásnál kisebb teherbírás adódjon.

Az **FPT-45/8,80-C50/60-300 (M)** jelű gerenda esetén nyomatéki tönkremenetelt, ezen belül a nyomott betonzóna összemorzsolódásával járó tönkremenetelt terveztük. A hosszvasalás mennyiségét és a terhelés elrendezését ennek megfelelően vettük fel.

Az **FPT-45/8,80-C90/105-300 (M1)** és **FPT-45/8,80-C90/105-300 (M2)** jelű gerendák esetén nyomatéki tönkremenetelt, ezen belül a nyomott betonzóna összemorzsolódásával járó tönkremenetelt terveztük. A hosszvasalás mennyiségét és a terhelés elrendezését ennek megfelelően vettük fel.

3.3. A kísérleti gerendák vizsgálati eredményei

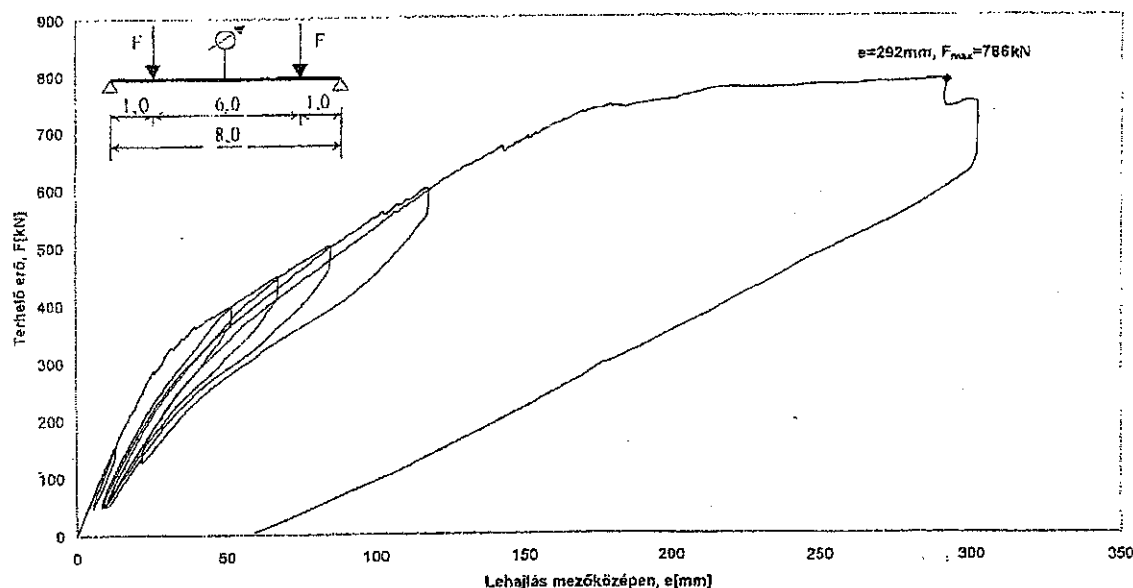
A 3.2. szakasz szerinti gerendákat az ismertetett terhelési modellen, a 3.1. szakasz szerinti terhelés alkalmazásával törésig terheljük (4. ábra).



4. ábra: A gerendák kísérleti vizsgálata

3.3.1. Terhelési folyamat

A terhelés során a terhelő erők (F) mérésével egy időben mértük a gerenda mezőközépi lehajlását (e). Az **FPT-45/8,80-C50/60-160 (V)** jelű gerenda terhelési folyamata során felvett terhelő erő-lehajlás diagram (F - e diagram) az 5. ábrán látható.



5. ábra: Jellegzetes F-e diagram

A gerendákat törésig terheltek függetlenül az addig létrejött alakváltozások mértékétől. Teherbírásnak az F-e diagramok legnagyobb erőhöz tartozó értékét tekintettük, melyeket az F-e diagramokon külön megjelöltük az ahhoz tartozó terhelő erő és mezőközépi lehajlás számszerű feltüntetésével.

3.3.2. Számított eredmények

A terhelési folyamat jól megfigyelhető, jellegzetes pontjaihoz tartozó igénybevételeket a kísérletet megelőzően számítással határoztuk meg. Ezek a jellegzetes pontok a repeszínyomaték, a dekompressziós nyomaték, a hajlítási és a nyírási teherbírás értékei voltak. Dekompressziós nyomatékon a repedészáródáshoz tartozó nyomatékot értettük, azaz amikor a gerenda kevésbé nyomott szélső szálában a normálfeszültség zérus értékű.

A számítások során a nagyszilárdságú, nagy teljesítőképességű betonból készülő szerkezetekre vonatkozó Eurocode szerinti számítási algoritmusokat alkalmaztuk. Ezek közül a nagyszilárdságú betonok alkalmazása szempontjából legfontosabbak a következők:

- a >C50/60 szilárdsági jelű betonok ridegebb viselkedésének figyelembevételként a beton törési összenyomódását (ϵ_{cu3}) az (1) összefüggéssel vettük figyelembe:

$$\epsilon_{cu3} = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 [\text{‰}], \quad (1)$$

ahol f_{ck} a beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke és $[\text{N/mm}^2]$ -ben értendő.

- a nyírási teherbírás számításakor

- o a hosszvasalás (ρ_l) szerepét a nyírási teherbírás alsó korlátjának ($V_{Rd,c}$) számításában vettük figyelembe a (2) összefüggéssel:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (2)$$

ahol:

γ_c - a beton biztonsági tényezője,

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ ahol d a hasznos magasság és [mm]-ben értendő,

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$, a húzott acélbetétekből számított acélhányad,

A_{sl} - a vizsgált keresztmetszetben megfelelően lehorgonyzott hosszvasalás keresztmetszeti területe, melybe a tapadásos feszítőbetét is beszámítható,

b_w - a keresztmetszet legkisebb szélessége a húzott zónában,

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}$, σ_{cp} értékét [N/mm^2]-ben értendő,

N_{Ed} - a vizsgált keresztmetszetben a külső terhekből és a feszítésből származó normálerő tervezési értéke (nyomás esetén pozitív),

A_c - a betonkeresztmetszet területe,

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ minimális nyírási szilárdság.

- o a keresztmetszet nyírási teherbírásának meghatározásakor a ferde dőlésű rácsrud módszerét alkalmaztuk, ahol a nyomott rudak dőlésszögének értékét ($1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$) azzal a feltételezéssel vettük fel, hogy az adott vasalás mellett a keresztmetszet maximális mértékben kihasználható legyen (1., 2., és 3. sz. gerendák) azaz:

$$V_{Rd,max} = V_{Rd,s}$$

ahol $V_{Rd,max}$ a keresztmetszet ferde nyomott betonrudaktól függő-, $V_{Rd,s}$ az elhelyezett nyírási vasalástól függő nyírási teherbírása.

Ahol ez a feltétel a $\cot\theta$ -ra vonatkozó korlátozás miatt nem volt lehetséges (4. és 5. sz. gerendák), ott a $\cot\theta$ szélső értékét (2,5) alkalmaztuk

A kísérleti eredményekkel való összehasonlíthatóság érdekében a fenti igénybevételeket az anyagjellemzők várható értékéből számítottuk, a következő jelölések szerint:

- repesznyomaték: M_{cr}
- dekompressziós nyomaték: M_0
- hajlítási teherbírás: M_{Rm}
- nyírási teherbírás
 - o a ferde nyomáshoz tartozó teherbírás: $V_{Rm,max}$
 - o a nyírási vasalás teherbírása: $V_{Rm,s}$

Az igénybevételek várható értékeinek meghatározása során a beton nyomó- és hasító-húzószilárdságaként a gerenda betonjából készített próbatestek vizsgálatokor kapott átlagos értékeket alkalmaztuk. Azokat az anyagjellemzőket, melyekre közvetlen mérési adat nem állt rendelkezésre, az Eurocode szerinti összefüggésekkel határoztuk meg a mért jellemzőkből. Az lágyacél és a feszítőacél esetén a szilárdság várható értékének meghatározásakor 10% relatív szórást tételeztünk fel. A számított fenti igénybevételek várható értékei a C50/60 szil. jelű

betonból készült gerendák esetén az 4a. táblázatban, a C90/105 szil. jelű betonból készült gerendák esetén a 4b. táblázatban találhatók.

Az egyedi gerendák tönkremenetellel szembeni globális biztonságának (γ_{glob}) meghatározása érdekében a teherbírási értékeket az anyagjellemzők tervezési értéke alapján is meghatároztuk, a következő jelölések szerint:

- hajlítási teherbírás: M_{Rd}
- nyírási teherbírás
 - a ferde nyomáshoz tartozó teherbírás: $V_{Rd,max}$
 - a nyírási vasalás teherbírása: $V_{Rd,s}$

A tervezési értékek számításakor a betonra vonatkozóan $\gamma_c = 1,5$, az acélokra vonatkozóan $\gamma_s = 1,15$ értékű parciális tényezőt alkalmaztunk. A számított fenti igénybevételek tervezési értékei a C50/60 szil. jelű betonból készült gerendák esetén az 4a. táblázatban, a C90/105 szil. jelű betonból készült gerendák esetén a 4b. táblázatban találhatók.

3.3.3. Tönkremeneteli módok

A gerendák terhelési folyamata során az F - e diagramokat gerendánként rögzítettük. A terhelési folyamat során mért kísérleti eredményeket a C50/60 szil. jelű betonból készült gerendák esetén az 4a. táblázatban, a C90/105 szil. jelű betonból készült gerendák esetén a 4b. táblázatban foglaltuk össze az alábbi jelölések szerint:

- az első repedéshez tartozó terhelő erő: F_{cr}
- a repedészáródáshoz tartozó terhelő erő: F_0
- a tönkremenetelhez tartozó terhelő erő: F_{max}
- a tönkremenetelhez tartozó mezőközépi lehajlás: e_{max}

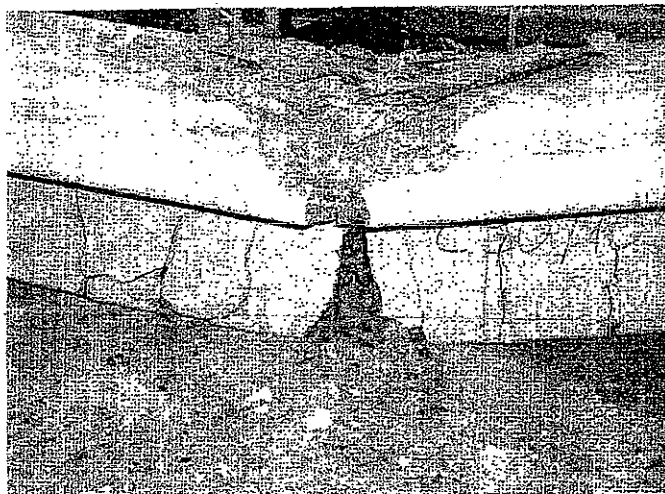
továbbá a kritikus keresztmetszetekben (hajlítónyomaték esetén mezőközépen, nyíróerő esetén a támasznál) a terhelés geometriai elrendezése alapján ezekből számított igénybevételek:

- az első repedéshez tartozó terhelő erő: $M_{cr,m}$
- a repedészáródáshoz tartozó terhelő erő: $M_{0,m}$
- a tönkremenetelhez tartozó terhelő erő: $M_{max,m}$
- a tönkremenetelhez tartozó mezőközépi lehajlás: $V_{max,m}$

A gerendák tönkremenetele minden esetben döntően hajlítási tönkremenetel volt. Emellett megfigyelhető volt, hogy az 1., és kisebb mértékben a 2. sz. gerenda esetén a korábban létrejött ferde nyírási repedések a tönkremenetelt megelőzően jelentős mértékben megnyíltak, ezek szerepe a tönkremenetel kialakulásában számottevő volt. Ezt a fajta tönkremenetelt a 4a. táblázatban kombinált hajlítási-nyírási tönkremenetelnek neveztük.

A gerendák keresztmetszeti kialakítása és a terhelő berendezés teherbírása miatt a döntően nyírási tönkremenetel lehetősége csak az 1. sz. gerenda esetén merült fel, ez indokolta a többinél kisebb, 160 mm-es gerincvastagságot. A 4a. táblázatból látható, hogy az 1. sz. gerenda esetén a számított értékek alapján a nyírásra történő kihasználtság némileg magasabbra adódott, mint hajlításra, azonban a tönkremenetel módjában a hajlítás dominált. Ennek oka feltehetően az, hogy a zömök, széles fejlemez a számítási módszerekben figyelembe nem vett, jelentős nyírási tartalékkal rendelkezik.

A hajlítási tönkremenetel minden esetben a nyomott zóna szétrobbanása miatt következett be (6. ábra), az 1. és 2. sz. gerenda esetén a terhelő erő alatt, a 3., 4., és 5. sz. gerendák esetén a mezőközép környezetében.



6. ábra: A C90/105 jelű betonból készült gerenda tönkremenetele

A mezőközépi lehajlás regisztrált adataiból megállapítható, hogy a gerendák a teljes terhelési folyamat során kiemelkedően duktilis viselkedést mutattak. A tönkremenetel pillanatában mért lehajlás mértéke minden esetben nagyobb volt a támaszköz 1/30-ad részénél, amely többszörösen meghalad minden előforduló, szokásos használhatósági korlátot. Elmondható tehát, hogy e gerendák szokásos beépítési körülményei esetén az ilyen mértékű alakváltozás miatt a funkcióban bekövetkező korlátozott használhatóság állapota messze megelőzi a szilárdsági tönkremenetelt, ami e szerkezetek biztonságának megítélése szempontjából rendkívül kedvező körülmény.

3.3.4. A feszített vasbeton gerendák kísérleti eredményeinek összefoglaló értékelése

• A C50/60 szilárdsági jelű betonból készült gerendák értékelése

A 4a. táblázatban megadtuk a terhelési folyamat jellegzetes pontjaihoz (első repedés, repedészáródás, tönkremenetel) tartozó igénybevételek mért és számított értékeinek arányát ($M_{cr,m}/M_{cr}$, $M_{0,m}/M_0$, $M_{max,m}/M_{Rm}$, $V_{max,m}/V_{Rm,s}$). Közzöljük továbbá a tartószerkezeti elem biztonsági szintjének megítélését lehetővé tevő globális biztonsági tényező értékét, melyet a szóban forgó mennyiségek tönkremenetelhez tartozó mért értékei és a tervezési előírások alapján számított tervezési értékeinek hányadosából képeztünk ($M_{max,m}/M_{Rd}$, $V_{max,m}/V_{Rd,s}$).

4a. táblázat: A C50/60 jelű betonból készült gerendák jellemzőinek számított és mért értékei

Sorszám	A tönkremenetel módja	Számított ellenállás							
		M_{cr} [kNm]	M_0 [kNm]	M_{Rm} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	$V_{Rm,max}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rm,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
1	kombinált hajlítás+nyírás	369	329	872	517	796	499	796	499
2	kombinált hajlítás+nyírás	298	233	688	421	977	655	977	583
3	hajlítás								

Sorszám	Vasalás		Mért terhelő erők			
	A_p [mm ²]	$A_{s,w}$	F_{cr} [kN]	F_0 [kN]	F_{max} [kN]	e_{max} [mm]
1	13 Fp- 100/1860	φ10/125 φ12/125	320	260	786	292
2	9 Fp-	2×	250	200	624	311
3	100/1860	φ8/125	135	95	316	286

Sorszám	Mért adatokból számított igénybevételek									
	$M_{cr,m}$ [kNm]	$\frac{M_{cr,m}}{M_{cr}}$	$M_{0,m}$ [kNm]	$\frac{M_{0,m}}{M_0}$	$M_{max,m}$ [kNm]	$\frac{M_{max,m}}{M_{Rm}}$	$\frac{M_{max,m}}{M_{Rd}}$	$V_{max,m}$ [kN]	$\frac{V_{max,m}}{V_{Rd,s}}$	$\frac{V_{max,m}}{V_{Rd,s}}$
1	347	0,94	287	0,87	813	0,93	1,57	799	1,00	1,60
2	289	0,97	239	1,03	663	0,96	1,57	644	nem mértékadó	
3	309	1,04	229	0,98	671	0,98	1,59	336		

A 3.3.1-3.3.3. szakaszokban tárgyaltak és a 4a. táblázatban összefoglalt eredmények alapján az ipari méretek között sorozatban gyártott, C50/60 szilárdsági jelű betonból készült hídgerendák vizsgálatával kapcsolatban a következő megállapítások tehetők:

- A repesztő igénybevétel, és főképpen a repedészáródáshoz tartozó igénybevétel szemrevételezéssel történő megállapítása még laboratóriumi körülmények között sem egyszerű, ennek ellenére a mért és a számított értékek eltérése a repesztő igénybevétel esetén nem haladja meg a 6%-ot, a repedészáródáshoz tartozó igénybevétel esetén a 13%-ot. A mért értékek számított értékekhez viszonyított pozitív, vagy negatív irányú eltéréseiben egyértelmű tendencia nem mutatható ki, az a mért adatok rögzítésekor jelentkező szubjektív körülményekre vezethető vissza. Az ilyen irányú tapasztalatok alapján a mért eredmények számított eredményektől való eltérésének mértéke megfelelőnek értékelhető.

- A nyomatéki tönkremenetelhez tartozó mért és számított eredmények eltérése minden esetben kisebb, mint 7%. Az eltérés indokolható egyrészt
 - a számított teherbírás várható érték meghatározásakor a számítás bemenő adatainak felvételekor jelentkező bizonytalansággal,
 - a számítási modell bizonytalanságával,
 - a hajlítónyomatékkal egyidejűleg működő nyíróerővel.

Megállapítható ugyanis, hogy azon gerendák esetén, ahol a tönkremenetelt a nyírás jelentős mértékben befolyásolta (1. és 2. sz. gerendák), ez az eltérés nagyobbra adódott, mint azon gerendák esetén, ahol a nyírás szerepe kisebb volt (3. sz. gerenda). Az utóbbi esetben a mért és a számított értékek eltérése már a hibahatáron belül van (2%).

- A mért és a számított tervezési értékek hányadosaként meghatározott globális biztonsági tényező értéke csaknem eléri az 1,60-ot.
- Az 1. sz. gerenda esetén a nyírásra történő kihasználtság a számított eredmények alapján magasabbra adódott (100%), mint a tönkremenetelt okozó nyomatékra való kihasználtság. Mindez azt bizonyítja, hogy a széles fejlemez, mely a nyírási teherbírás számítására szolgáló összefüggésekben közvetlenül nem vehető figyelembe, jelentős nyírási tartalékkal rendelkezik.

• *A C90/105 szilárdsági jelű betonból készült gerendák értékelése*

Az előzőekhez hasonlóan a 4b. táblázatban megadjuk a terhelési folyamat jellegzetes pontjaihoz tartozó igénybevételek mért és számított értékeinek arányát, továbbá a tartószerkezeti elem biztonsági szintjének megítélését lehetővé tevő globális biztonsági tényező értékét.

E gerendák esetén mindkét gerenda azonos, domináns nyomatólki tönkremenetelnek megfelelő terhelést kapott, ennek következtében a tönkremenetelnél a nyírás hatása jóval kisebb mértékű volt, mint a C50/60 szil. jelű betonból készült 1. sz. gerenda esetén. Emiatt a nyírásra való kihasználtság mértékét nem is tüntettük fel a 4b. táblázatban.

A 3.3.1-3.3. szakaszokban tárgyaltak és a 4b. táblázatban összefoglalt eredmények alapján a tartós betonszerkezetekhez szükséges magas betonszilárdsági tartományban előírányzott legmagasabb, C90/105 szilárdsági jelű betonból készült hídgerendák vizsgálatával kapcsolatban a következő megállapítások tehetők:

- A repesztő igénybevétel, és főképpen a repedészáródáshoz tartozó igénybevétel esetén a mért és a számított értékek eltérése a repesztő igénybevétel esetén max. 15%, a repedészáródáshoz tartozó igénybevétel esetén max. 5%. A C50/60 szil. jelű betonból készült gerendákkal ellentétben ez esetben a repesztőnyomaték mért értékei minden esetben magasabb értéket adtak, mint a számított érték. Ez a húzószilárdság szempontjából kedvező eredménynek tekinthető. Mindezek figyelembevételével a mért eredmények számított eredményektől való eltérésének mértéke megfelelőnek értékelhető.
- A nyomatólki tönkremenetelhez tartozó mért értékek mindkét esetben magasabbra adódtak, mint a számított eredmények, az eltérés mértéke 5%, ill. 6% volt. A tönkremenetelhez tartozó keresztmetszet nyírásra való kihasználtsága alacsony, mintegy 40%-os volt, azaz a tönkremenetelben döntően a hajlítónyomaték játszott szerepet.
- A mért és a számított tervezési értékek hányadosaként meghatározott globális biztonsági tényező értéke elérte az 1,65-öt.

4b. táblázat: A C90/105 jelű betonból készült gerendák jellemzőinek számított és mért értékei

Sorszám	A tönkremenetel módja	Számított ellenállás							
		M_{cr} [kNm]	M_0 [kNm]	M_{Rm} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	$V_{Rm,max}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rm,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
4	hajlítás	313	231	705	450	1327	877	977	583
5	hajlítás								

Sorszám	Vasalás		Mért terhelő erők			
	A_p [mm ²]	A_{sw}	F_{cr} [kN]	F_0 [kN]	F_{max} [kN]	e_{max} [mm]
4	9 Fp-	2×	150	90	351	348
5	100/1860	φ8/125	160	100	353	353

Sorszám	Mért adatokból számított igénybevételek									
	$M_{cr,m}$ [kNm]	$\frac{M_{cr,m}}{M_{cr}}$	$M_{0,m}$ [kNm]	$\frac{M_{0,m}}{M_0}$	$M_{max,m}$ [kNm]	$\frac{M_{max,m}}{M_{Rm}}$	$\frac{M_{max,m}}{M_{Rd}}$	$V_{max,m}$ [kN]	$\frac{V_{max,m}}{V_{Rm,s}}$	$\frac{V_{max,m}}{V_{Rd,s}}$
4	339	1,08	219	0,95	741	1,05	1,65	371	nem mértékadó	
5	359	1,15	239	1,03	745	1,06	1,66	373		

4. ÉRTEKELÉS

A fentiekben ismertetett gerendavizsgálatok eredményei alapján megállapítható, hogy a C50/60 és a C90/105 szil. jelű betonból ipari körülmények között, üzemben készült gerendák a törési vizsgálatok során a szükséges erőtan követelményeket teljesítették, a C90/105 szil. jelű betonból készült gerendák a szükséges erőtan követelményeket kismértékben túlteljesítették. A kísérletek során előre nem várt, a termékek teljesítőképességét kedvezőtlenül érintő körülmények nem merültek fel. A gerendák a törési tartó teljes terhelési folyamat során rendkívül duktilis viselkedést mutattak, mely a váratlan tönkremenetellel szembeni biztonság szempontjából kiemelkedően kedvező eredménynek tekinthető.

A nagyszilárdságú betonból készült termékekkel kapcsolatos fenti gerendavizsgálatok, valamint az 2. szakasz szerinti minősítő vizsgálatok eredményei [1],[2],[3],[4],[5] megalapozzák annak reményét, hogy a C55/67-C90/105 szilárdsági tartományú betonszerkezetek alkalmazásával hídszerkezeteink tartóssága legalább az elvárható szintre emelkedik.

HIVATKOZÁSOK

- [1] Farkas Gy. – Huszár Zs. – Kovács T. – Szalai K.: *Tartós hídszerkezetek nagyszilárdságú betonból*, ÁKMI kutatási jelentés, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke, 2003. november
- [2] Farkas Gy. – Huszár Zs. – Kovács T. – Szalai K.: *Rendkívül nehéz forgalmi terhelésű útszakaszok hosszú élettartamú pályaszerkezeteihez illeszkedő hídfelszerkezeti megoldások*, Közúti és Mélyépítési Szemle, 53. évf., 12. szám, 2003., Budapest, pp. 27-34.
- [3] Farkas Gy. – Huszár Zs. – Kovács T. – Szalai K.: *HSC-HPC -A nagyszilárdságú és nagy teljesítőképességű beton*, Mélyépítő Tükörkép Magazin, 2004. február, Budapest, pp. 36-39.
- [4] Farkas, Gy. – Kovács, T. – Szalai, K.: *Durability and protection of the environment in the concrete building industry in Hungary*, Proceedings of the 3rd Int. Seminar on ECS (Ed.: L. Végh, J. Novak), Czech Technical University in Prague, January 2003, pp. 57-64.
- [5] Farkas Gy. – Kovács T. – Szalai K.: *A tartósság fokozása a vasbeton hídépítéskben*, Vasúti Hidász Konferencia, Budapest, 2003.