

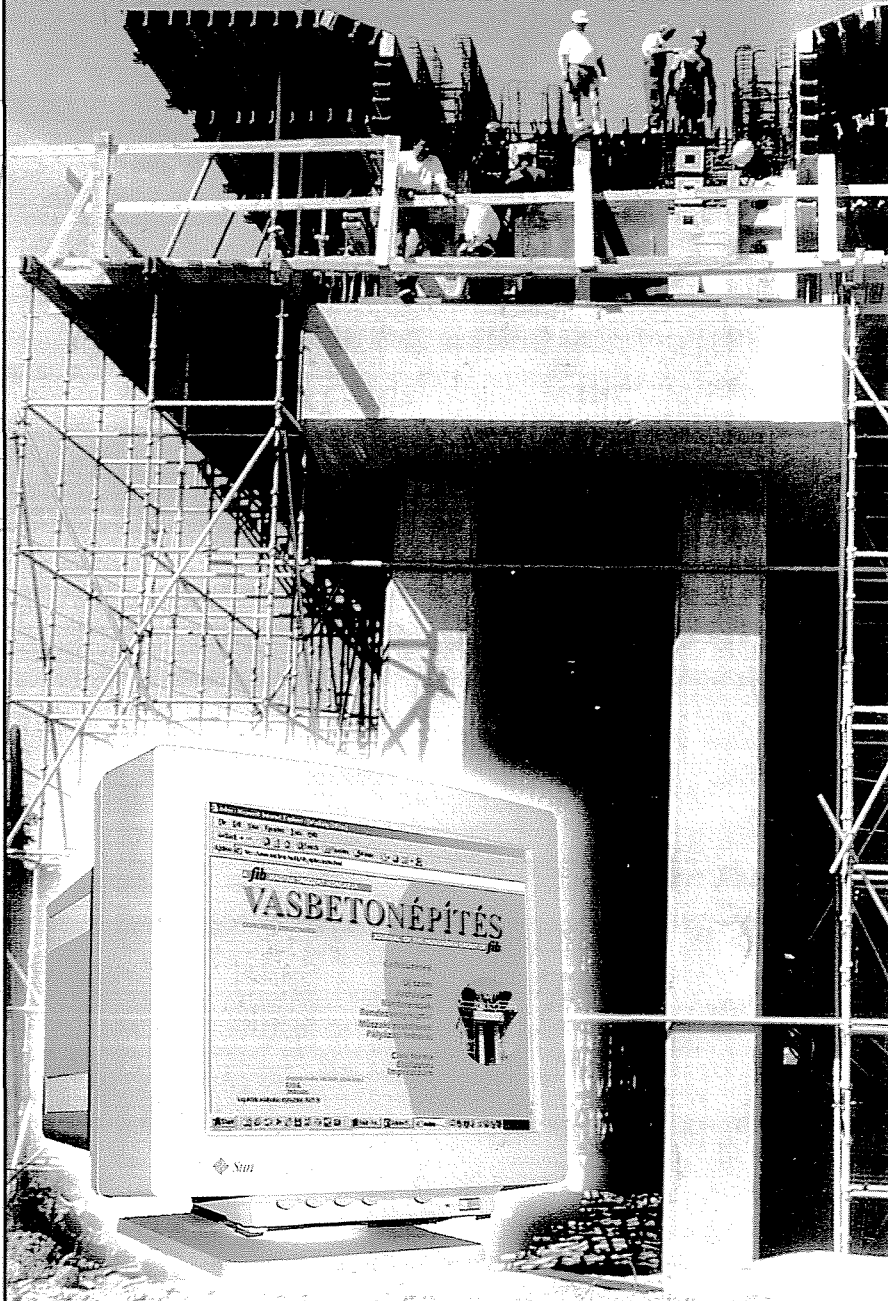
VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**

1000 db 380/db
32. oldal TAF A

MÁR OLVASHATJA AZ INTERNETEN
IS FOLYÓIRATÁT!
www.eat.bme.hu/fib



Dr. Dulácska Endre

Mi lesz veled vasbeton? 66

Dr. habil Jankó László

A beton kúszásának hatása az igény-bevételekre II. 67

Dr. Szalai Kálmán –
Kovács Tamás

Az MSZ szerinti teherbírasi követelmények változása 76

Javaslati felhívás Palotás László díj odaítélésére 82

Fodor József

A magyar-szlovén vasútvonal völgyhidjai
4. A völgyhidak építéstechnológiai érdekességei I. 83

Rege Béla

Beszámoló a IV. Vasúti Hidász találkozóról 92

Személyi hírek 94

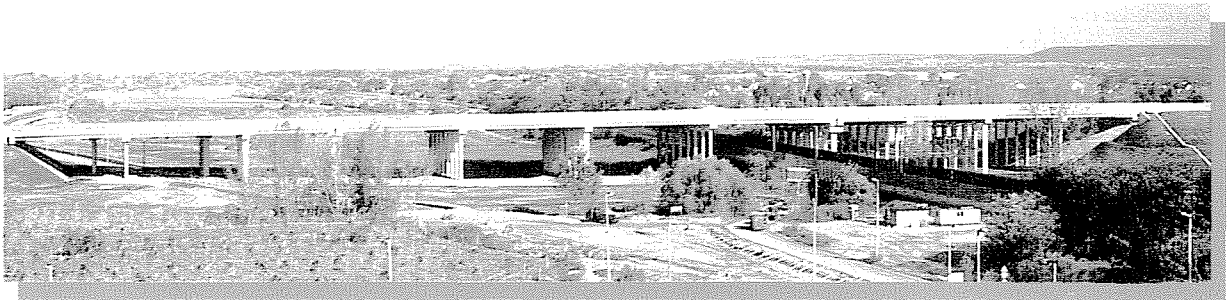
2000/3

STABIL PLAN KFT.

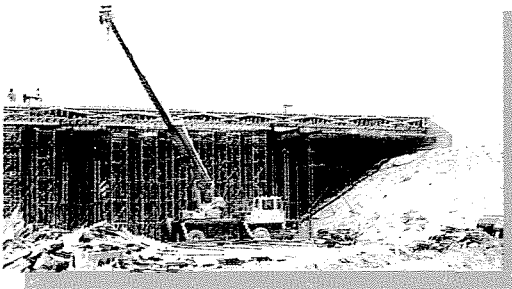
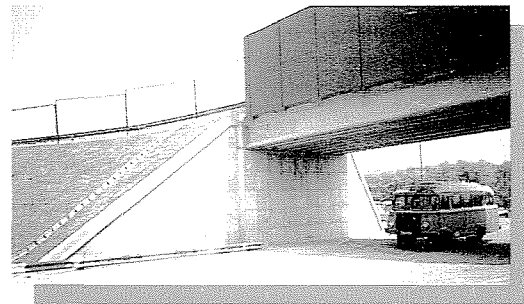
TERVEZÉS

G Y O R S , P O N T O S , K O R S Z E R Ű

- Feszített vb. szerkezetek számítása
- Monolit és előregyártott tartós autópálya és elkerülő utak hídjai

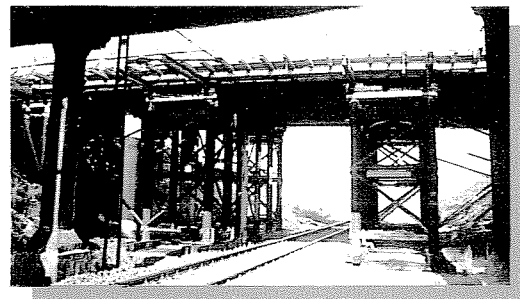


- Támfalak és bélésfalak számítása



- Állványok, segéd szerkezetek

- Technológiai tervezés
- Hídfelújítás, hídszélesítés



Levélcím: 1118 Budapest, Tűzkő u. 6.
Telefon: 06-1-201-72-60

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Bódi István

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antónia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Garay Lajos

Dr. Kármán Tamás

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

Dr. Träger Herbert

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kapnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

BME Építőanyagok és Mérnökgeol. Tansz.

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

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

Nyomdai előkészítés és nyomtatás:

RONÓ Bt.

Egy példány ára: 750 Ft

Előfizetési díj egy évre: 3000Ft

A folyóirat megjelenik

évente 5 alkalommal

(4 magyar és 1 angol nyelvű szám)

Megjelenik 1000 példányban

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 100 000 Ft,

belső borító: 80 000 Ft.

Hirdetések felelőse:

Telekiné Kírályföldi Antónia

Tel.: 296-1552, Fax: 296-1542

Címlapfotó:

VASBETONÉPÍTÉS az interneten

TARTALOMJEGYZÉK

- 66** Dr. Dulácska Endre
Mi lesz veled vasbeton?
- 67** Dr. habil Jankó László
A beton kúszásának hatása az igénybevételekre II.
- 76** Dr. Szalai Kálmán – Kovács Tamás
Az MSZ szerinti teherbírási követelmények változása a XX. században, és azok összehasonlítása az Eurocode szerintiekkel
- 82** **Javaslattevői felhívás Palotás László-díj odaítélésére**
- 83** Fodor József
A magyar-szlovén vasútvonal völgyhidjai
4. A völgyhidak építéstechnológiai érdekességei I.
- 92** Rege Béla
Beszámoló a IV. Vasúti Hidász találkozóról
- 94** **Személyi hírek**
Dr. Dulácska Endre 70 éves Dombi József emlékére
Jávör Tibor emlékére

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztéséért Alapítvány, Vasúti Hidak Alapítvány,
HÍDÉPÍTŐ Rt., MAGYAR ASZFALT Kft. MÁV Rt.,
MSC Magyar SCETAUROUTE Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Pfleiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt., Pont-TERV Rt., UVATERV Rt.,
MÉLYÉPTERV KOMPLEX Mérnöki Rt., Peristyl Kft., Techno-Wato Kft.,
CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., STABIL PLAN Kft., UNION PLAN Kft.,
BVM Épelem Kft., BME Hidak és szerkezetek Tanszéke,
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke



A VASBETONÉPÍTÉS KEZDETEI

A vasbeton tulajdonképp LAMBOT 1854. évi szabadalmával indult el, melyben már gerendatartó és oszlop is szerepelt. Ugyanebben az évben vasbetonhajót is épített, mely 1919-ben még úszóképes volt. Világhódító útjára a kertész MONIER 1867-1875. közötti szabadalmi indították, akit bosszantott, hogy beton virág-cserepei repednek és törnek, és ezért vashálót tett beléjük. Eleinte számítás nélkül, érzésből építették a szerkezeteket, később a német és a francia kutatók feltárták a vasbeton „lelkivilágát”. A ma is használt vasalási rendszer alapjait HENNEBIQUE rakta le, a feszített vasbeton kutatásának kezdete FREYSSINET nevéhez fűződik. Magyarországra az 1900-as évek elején ZIELINSZKY hozta franciaországból a vasbetonelméletet, és a hazai elterjesztés céljából megszerezte a HENNEBIQUE féle rendszer magyarországi vezér-képviselőt, és elterjesztette a vasbeton építésmódot.

A 20. század első éveiben először a hídépítés területét hódította meg az új anyag, és csak később tört be a magasépítésbe. Ipari és középületek, lakóépületek, víztornyok épültek monolit vasbeton szerkezettel. A sikeres épületek nyomán egyre szaporodva épültek a három-ötemeletes, ún. modern lakóépületek, egészen a II. világháború végéig. Ezek acélbetétei sima lágyacélbólkészültek, és számos (több mint 100) újfajta födémrendszert alakítottak ki. Közben ENYEDI a lágyacél helyett alkalmazni kezdte a másfélszer erősebb A50 acélt. Egy idő múlva a román cementet felváltotta a finomőrlésű és így szilárdabb portlandcement. Felfedezték a vízcementtényező és a homok-kavics arány fontosságát, és kifejlesztették a nagy kezdőszilárdságú cementeket (köztük a rosszemlékű bauxit-cementet). Ezekben a II. világháború előtti időben a korrozív környezeti hatások szintje még elég alacsony volt. Így a kis szilárdságú B140 beton megfelelőnek, és a várható élettartam megfelelően nagynak látszott.

VASBETONÉPÍTÉS A II. VILÁGHÁBORÚ UTÁN

A háború utáni időszak lényeges változást hozott. Bevezetésre került a beton rendszeres minőségellenőrzése, és ezzel párhuzamosan a cementtakarékoság. 1951-1957. között pl. ennek a nevében tilos volt vasbetonvázás épület építése, és a pincefödémekre kötelezően elő volt írva a téglá dongaboltozat. (Sohol nem készült.) A normál sima betonacélt felváltotta a periodikus betonacél. Mindez azt eredményezte, hogy a szerkezeiteinket kétszer annyira kihasználtuk, mint a háború előtt. Ez persze a szilárdság szempontjából várható élettartamot lecsökkentette a korábbi 100 évről 50 évre. Az 1957-es évvel a forradalom épületkárainak helyreállítása céljából beszüntették a cement-takarékossági intézkedéseket, és ezzel a vasbeton rohamos fejlődésnek indult. Mind nagyobb szilárdságú betont voltak képesek előállítani, melyhez járult az adalékszerek egyre bővülő választéka. Lehetővé vált vízzáró, a korrózióknak ellenálló, a kopásálló, a hő és tűzálló, stb. betonok előállítása. A nagyobb szilárdságú beton kisebb betonmértetet és tömeget jelent. Ez pedig a hajlítási merevség csökkenésével, nagyobb lehajlással, a kihajlási veszély növekedésével, a hanggátlás és hőtárolás csökkenésével, és a rezgési tulajdonságok változásával jár.

Az 1960-as évektől egyre gyakoribbá vált az előregyártott vasbetonszerkezet, mely elvileg jobb minőségű volt. (1959-ben eltörttem néhány gyanús G jelű ÉTI gerendát, melyek a határ-nyomaték alatt betontöréssel mentek tönkre.) De az üze-

mek megtanulták a betonkészítést, és így kevesebb lett a panasz. Az előregyártott elemeket azonban a helyszínen kellett kapcsolni, szűk helyi kibetonozással, és sokszor munkahelyi keverésű betonnal. Ez aztán kívánnivalókat hagyott maga után. Sok panelépületben a panel alatti 2-3 cm hézagot nem voltak képesek jól kibetonozni, sem utókezelni. Ezért sok helyen átlátni a panel alatt, ami nyilván a teherbírás rovására megy, hiszen a levegőnek nincs szilárdsága. Ez a probléma nem csak nálunk lépett fel.

Időközben a korrozív hatások jelentősen megnövekedtek az utak sózása, és a kénes fűtőolajok használata miatt, és ez a tény nemcsak nálunk, hanem Európaszerte a betonromlás felgyorsulását okozta. Ehhez hozzájárult a tervezés szemlélete is, mely elsősorban a szilárdságra összpontosított, és kellő információk hiányában elhanyagolta a tartósság vizsgálatát.

Jelentős károsodások léptek fel a hidaknál, és az épületek azon csomópontjain, ahova a víz rendszeresen hozzájut. Így pl. az ereszek és függőfolyosók peremein, a hűtőtornyok és gabonasilók falaiban stb. keletkeztek komoly károsodások. Ilyen károsodás okozta a Kongressshall tetejének leszakadását is Berlinben. A beton romlása természetesen az acélbetétek korrózióját okozza, és a rozsdá miatt megnövekedett térfogat a betonfedést lefeszíti. Így a romlások egymás hatását erősítve tönkreteszik a szerkezetet. Az ezen hatások okozta károk miatt kifejlesztett javítószerkezet időben alkalmazva, a szerkezetek romlása megállítható, és élettartamuk meghosszabbítható.

MI LEGYEN A JÖVŐBEN?

Számítani kell arra, hogy a vasbeton problémái miatt új anyagok fognak belépni a teherhordó anyagok családjába. Így különböző fémek, kompozitok, különböző szálerősítéses műanyagok, műanyagkötésű betonok, üvegek, szerves anyagok stb. Természetes, hogy relatív olcsósága miatt a vasbeton is életben akar maradni, de ehhez bizonyos korszakváltó hozzáállás látszik szükségesnek.

Várható a betonszilárdság további növekedése. Ezzel jár a beton ridegebb tulajdonsága, indokolt ezért vasbetonelméletet ebben az irányban fejleszteni. Az EUROCODE előírás átvétele elmozdulást jelent e téren, de egyben lelassítja is a fejlesztés lehetőségét, mert egy sok országra kiterjedő módosítás csak lassan hajtható végre. Meggondolandó, hogy nem kellene e növelni az épületek tervezési élettartamát, mert törekedni kell arra, hogy egy szerkezet ne csak a rövid időtávlatban, de az élettartam végén is rendelkezzen a kellő teherbírással.

Nem várható, hogy a korrozív hatások nagyon csökkenteni fognak. Ezért előtérbe kellene helyezni az ezeknek ellenálló betonok készítését. Ehhez megfelelő segédletek közreadása, és betontechnológusi képzés lenne szükséges. Célszerű lenne előírni, hogy bizonyos mennyiségben felül betontechnológus tervező is kelljen a kivitelezési tervezéshez. Az így tervezett betonminőségre lehet aztán megtervezni a teherbírást.

Felmérve azokat a helyeket, ahol gyakrabban fordul elő betonkárosodás, ki kellene dolgozni és hozzáférhetővé kellene tenni a romlás lehetőségét csökkentő, és az egyéb követelményekkel összehangolt épületszerkezeti megoldásokat.

Az acélszilárdság növekedéssel és annak kihasználásával növekszik a repedéstágasság. Ez acélszal adagolással jól csökkenthető, de a felületi szálak „rozsdakivérzése” problémát jelent. Ki kellene fejleszteni a versenyképes áru, korrózióknak ellenálló acélszálajtákat.

*Dr. Dulácska Endre, egyetemi tanár
BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék*

A BETON KÚSZÁSÁNAK HATÁSA AZ IGÉNYBEVÉTELEKRE II.



Dr. habil Jankó László

Cikkünk II. részében túllépünk az I. részben vázolt keresztmetszeti járulékos hatásokon, és megnézzük, hogy mi történik a statikailag határozatlan tartó tartós terhekből származó igénybevételeivel és alakváltozásaival kúszás, továbbá zsugorodás, támaszsüllyedés, illetve feszítési kényszer, mint terhelő mozgás következtében. Elméleti eredményeinket a gyakorlati tervezés igényeinek megfelelő módon szemléltetjük a különböző építési technológiák hatása, stb. figyelembevételével.

Kulcsszavak: beton, ernyedés, építéstechnológia, igénybevételátrendeződés, kúszás, lassú alakváltozás, támaszsüllyedés, zsugorodás

1. A TARTÓS TERHEKBŐL SZÁRMAZÓ IGÉNYBEVÉTELEK MEGVÁLTOZÁSA KÚSZÁS KÖVETKEZTÉBEN

1.1. Colonnetti tételei

Ezek a tételek *tetszőleges alakú* (változó inercianyomaték, görbe tengely stb.) és *anyagú* tartókra érvényesek, a feltétel csak az, hogy kövessék a *lineáris kúszási törvényt* (I. az (I.1) egyenlet tárgyalásánál). Colonnetti a tételeit eredetileg homogén bentartókra mondta ki, de vasbeton és együttdolgozó tartókra is igazak, azzal a megszorítással, hogy minden szerkezeti elem kúszási törvénye azonos (Kollár és Kékedy, 1954).

Colonnetti 1. tétele megállapítja, hogy egy statikailag határozatlan tartót időben állandó teherrel (g : önsúly; f : feszítés) terhelve az *alakváltozások megnövekednek* (y_a), de az igénybevételek nem változnak: II.1.a) ábra. Felismerhető, hogy ez a tétel megfelel az I.5. ábrán tárgyalt kúszás 1. esetének: *lassú alakváltozás*. Mint tudjuk az alakváltozások kúszás során bekövetkező megnövekedése statikailag határozott tartókra is igaz

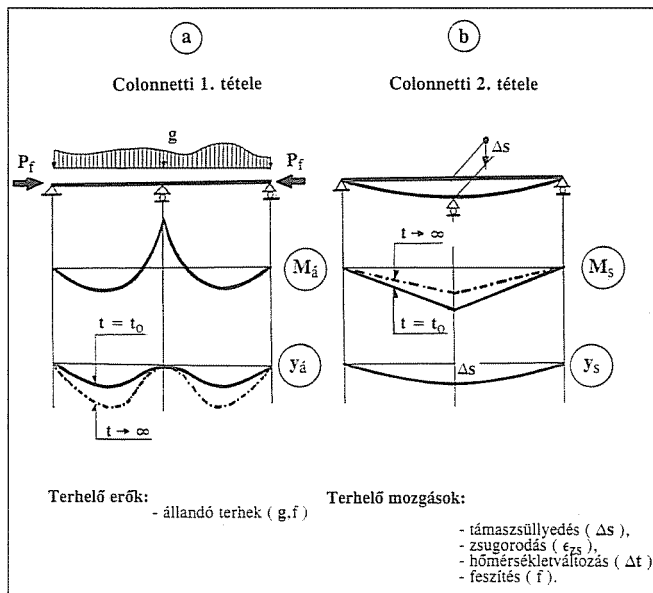
(v.ö. az (I.3)-mal), de azoknál az igénybevételek változatlan-sága nyilvánvaló.

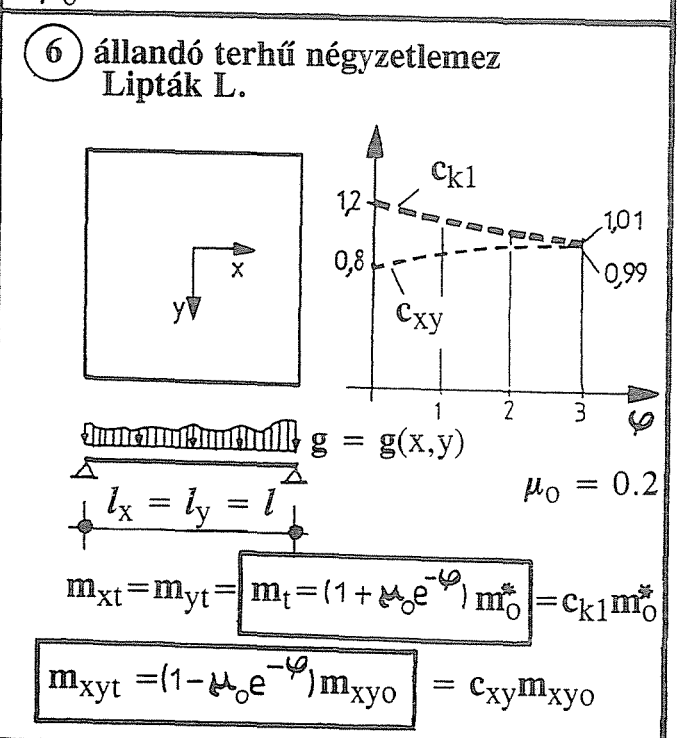
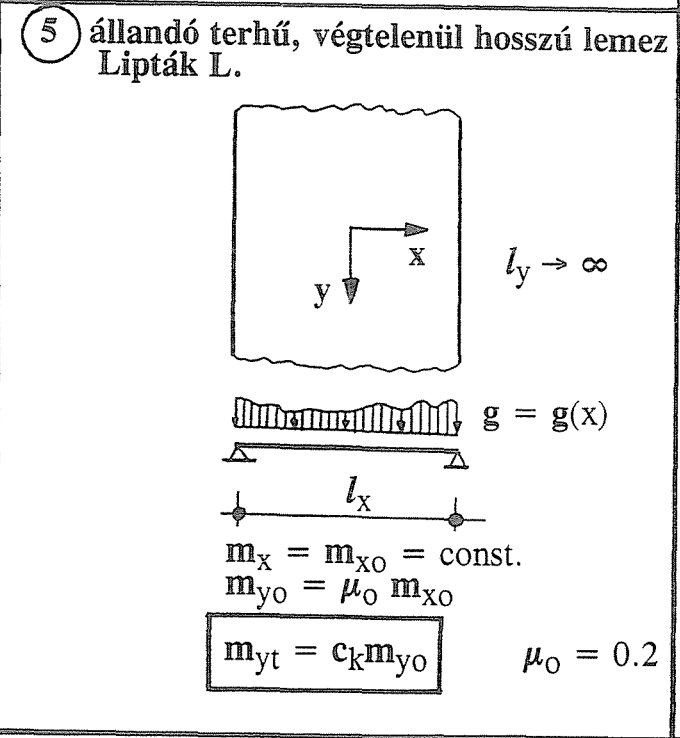
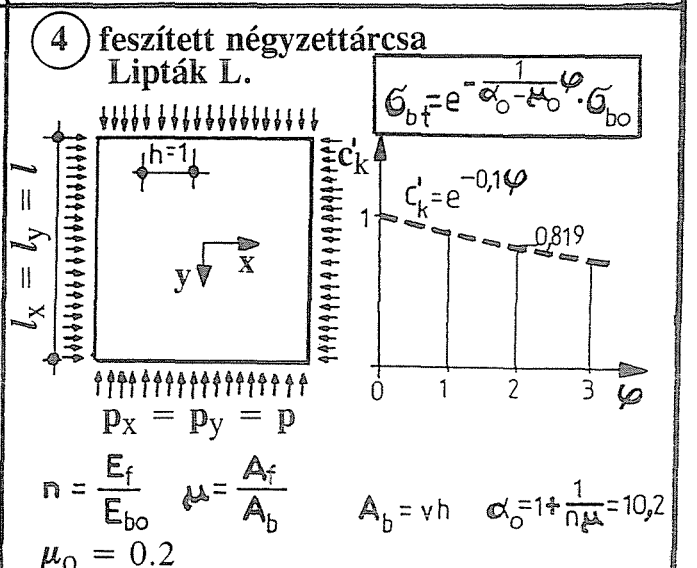
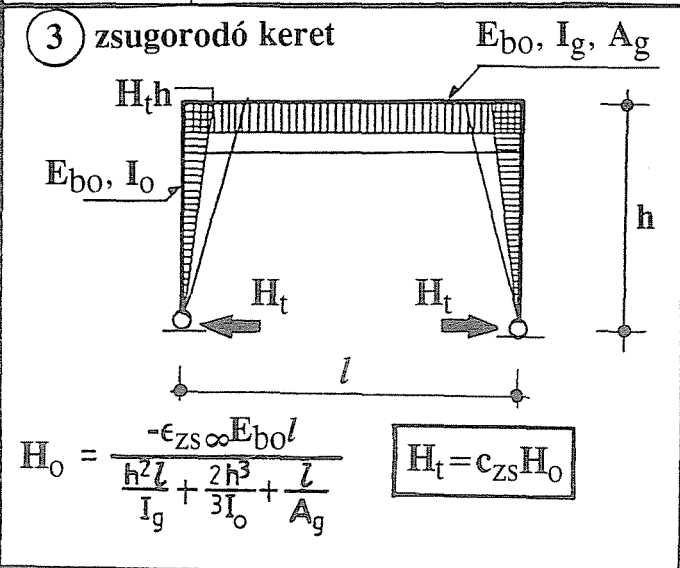
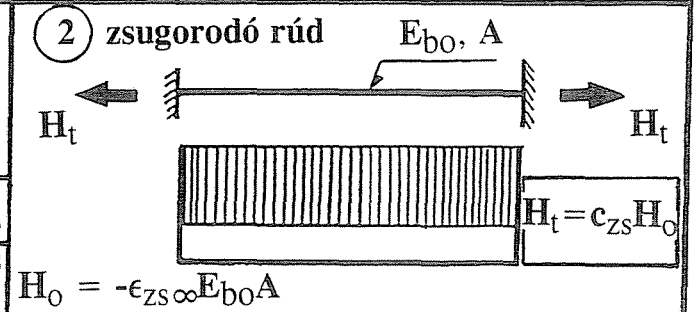
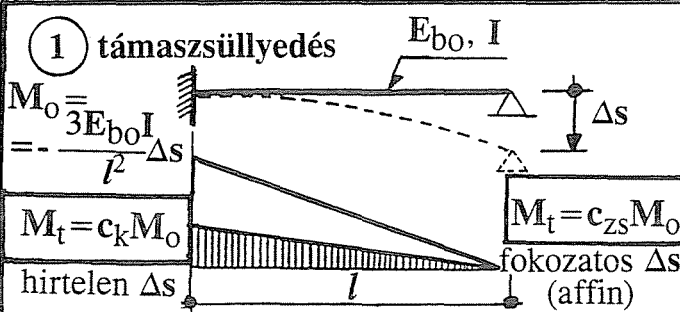
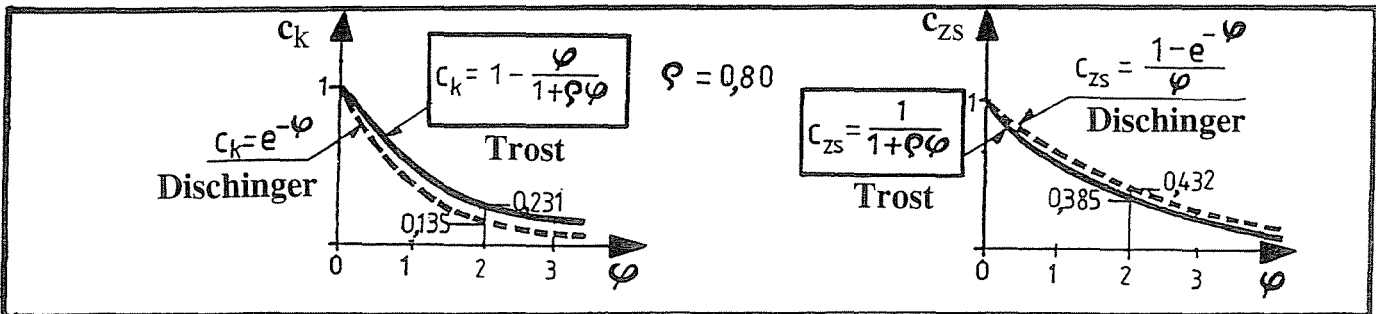
Colonnetti 2. tétele szerint, ha a statikailag határozatlan tartót időben állandó vagy változó tartós jellegű *terhelő mozgásnak* (kúszás, zsugorodás, támaszsüllyedés, hőmérsékletváltozás, feszítési kényszer) tesszük ki, akkor az *igénybevételek csökkennek* (M_s), de az alakváltozások változatlanok maradnak: II.1.b) ábra. Belátható, hogy ez a tétel az I.5. ábra szerinti 2. esetnek felel meg: *ernyedés* (relaxáció). A 2. tétel egyaránt érvényes időben állandó (támaszsüllyedés) vagy időben változó (zsugorodás, támaszsüllyedés) tartós jellegű terhelő mozgásokra. A támaszsüllyedést felfoghatjuk hirtelen bekövetkező, majd időben állandó terhelő mozgásnak, de a támaszsüllyedés a zsugorodáshoz hasonlóan időben változó módon is kialakulhat. A tétel érvényes tartós hőmérsékletváltozásra is. A statikailag határozatlan tartókban a feszítés általában kényszerigénybevételeket ébreszt, melyek az ernyedés (relaxáció) hatására szintén lecsökkennek.

Nézzünk néhány egyszerű példát az *igénybevételátrendeződésre*: II.2. ábra. Az 1.-)3.) esetet az I.5. ábra és az (I.10a-b), (I.16a-b) képletek alapján egyszerűen analóg módon írjuk fel, ti. időben állandó (Δs) és időben változó (ϵ_{zs} vagy Δs) *kényszerhatásokból* származó igénybevételekről van szó. Az 1.) eset azt szemlélteti, hogy a Δs mértékű *támaszsüllyedés* okozta M_0 kezdeti nyomatékok kúszás következtében M_1 mértékűre lecsökkennek. A csökkenés nagymértékű, ha a hirtelen kialakuló Δs süllyedés időben állandó. Ez esetben a $c_k = (I.16a)$ (vagy (I.10a)) összefüggés adja meg a csökkenés mértékét (ernyedés). Ha a támaszsüllyedés – a kúszással *affin módon*, az (I.5) összefüggésnek megfelelően – *időben fokozatosan alakul ki*, akkor a csökkenés mértéke kisebb: a $c_{zs} = (I.16b)$ (vagy (I.10b)) összefüggés írja le a folyamatot. A c_k függvények az ábrán mutatják, hogy a *Dischinger-féle* exponenciális csökkenés jelentősen nagyobb, mint a *Trost-féle*, mert amint már említettük a Dischinger-modell túlságosan nagy relaxációs csökkenést ad (v.ö. az I.3. ábrával). A csökkenés a valóságosabb *Trost-féle* modellel is igen nagy, s éppen ez a nagymértékű csökkenés a magyarázata annak, hogy bár a gyakorlati tervezésben sokszor eléggé nagyvonalúan kezelik a támaszsüllyedés hatását, súlyos hiba ebből általában nem származik. Megemlítjük, hogy az igénybevételek átrendeződése az oka annak, hogy – az acélhidakkal ellentétben – a vasbeton hidaknál az erőjáték *támaszmozgatással* való befolyásolása *nem járható út*.

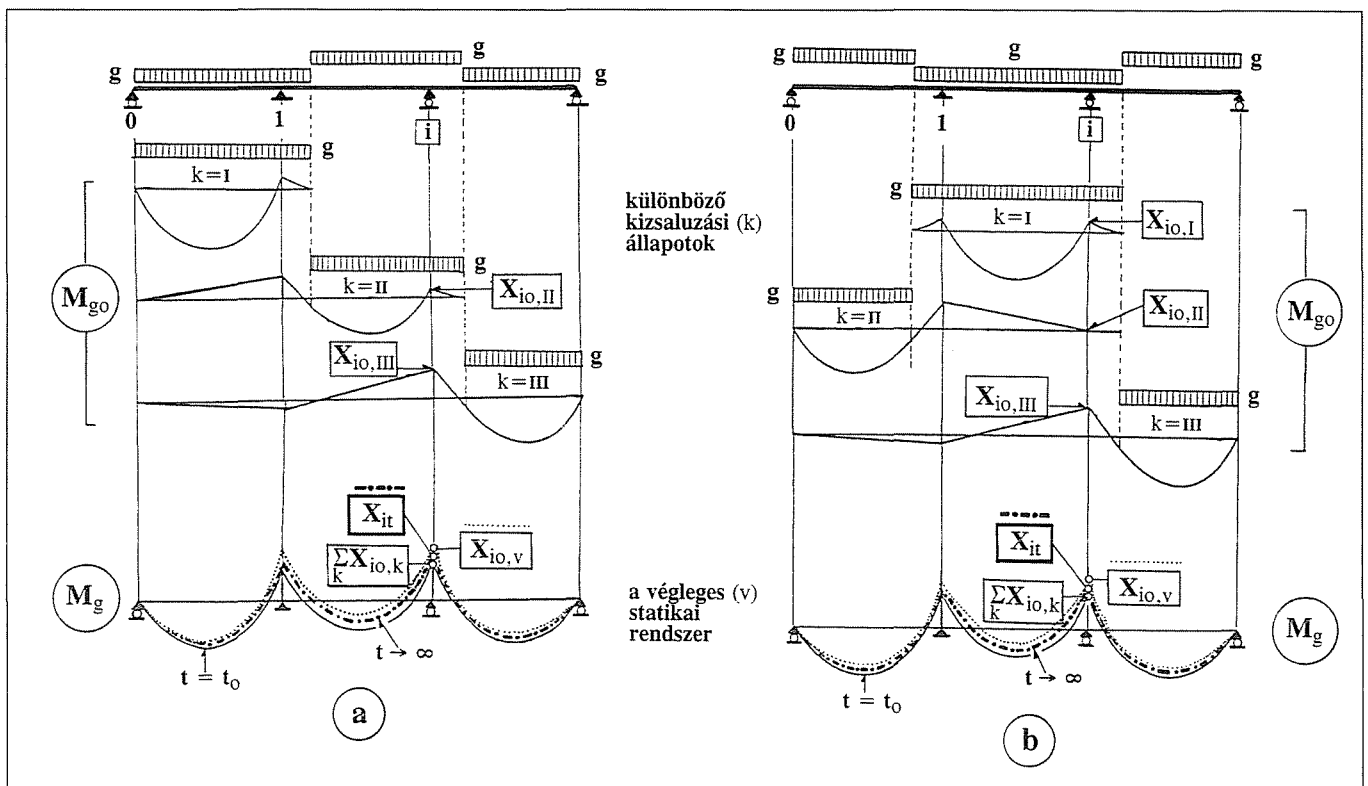
A II.2. ábra 2.) esete egy befogott tartó *zsugorodási* reakcióerejének kúszás hatására bekövetkező csökkenését szem-

II.1. ábra Colonnetti tételeinek szemléltetése





II.2. ábra Példák kúszási igénybevételátrendezésre



II.3. ábra A szerkezeti rendszer [statikai váz] megváltozásának két esete

lélteti. A csökkenés a c_{zs} (I.16b) (vagy I.10b)) tényezővel számítható. Mivel a zsgorodás a kúszással időben affín módon változik (l. az I.5) egyenletet), az igénybevételek csökkenése jóval kisebb mértékű, mint az 1.) eset hirtelen fellépő süllyedésénél. A 3.) eset hasonló a 2.) esethez.

A 4.) esetben az előzőektől eltérően tulajdonképpen nem tényleges terhelő mozgás működik, hanem a feszítési kényszerrel fogjuk fel terhelő mozgásként: (Lipták, 1966). A σ_{b0} kezdeti betonfeszültség csökkenését leíró c_k kifejezés a síkbeli feszültségi állapot miatt függ a μ_0 harántkontrakciós tényezőtől. A csökkenés mértéke jóval kisebb, mint az 1.)-3.) esetben. Az 5.) eset a végtelenül hosszú, egyirányban teherviselő lemez hosszirányú nyomatóka csökkenésének szokásos c_k tényezőzős megoldását mutatja be. A 6.) eset egy négyzet alaprajzú lemez nyomatóka igénybevételeinek átrendeződését szemlélteti. Érdekessége a feladatnak, hogy az x és y irányú m_x és m_y hajlítónyomatók csökkenésével – egyensúlyi okokból – az m_{xy} csavarónyomatók megnövekszenek. Figyelemre méltó, hogy ha a harántkontrakciós tényezőt elhanyagoljuk ($\mu_0 = 0$), akkor – a valósággal ellentétben – nem kapunk semmiféle igénybevételeátrendeződést (ugyanúgy, mint az 5.) esetenél). Megjegyezzük, hogy a nyomatókoknál a csillag arra utal, hogy azokat $\mu_0 = 0$ -val kell számolni.

1.2. Igénybevételeátrendeződés kúszásból

A kúszás okozta igénybevételeátrendeződésnél mindenekelőtt azt kell megfontolni, hogy milyen az építési folyamat, közelebbről, hogy az állandó teher végig ugyanarra a statikai vázra hat-e.

Nézzünk először egy egyszerű példát. A II.5. ábrán a végleges háromtámaszú szerkezet kéttámaszú tartókból, utólagos többtámaszúsítással készül. A $t = \tau = t_0$ kezdeti időpontban (τ : a megterhelés időpontja; és $\varphi = 0$) ennek megfelelően a kezdeti statikai rendszer támasznyomatóka $X_{i0} = 0$ nagyságú. Az

X_{i0v} mennyiség a végleges (v) háromtámaszú tartó kúszás hatása nélküli ($\varphi = 0$), $X_{i0v} = -0,125g/l^2$ nagyságú támasznyomatóka. Valamely t időpontra a kezdeti X_{i0} támasznyomatóka kúszás következtében X_{it} nagyságúra változik meg. Megjegyezzük, hogy a fentiek csak monolit szerkezetre igazak teljes mértékben. A gyakorlatban azonban az ilyen tartók általában előregyártottak, s a saját $g = g_1$ súlyukat végig kéttámaszú tartóként hordják. A többtámaszúsítás ui. az együttdolgoztató helyszíni vasbeton lemez támasz feletti nyomatóka teherbírása és nem a gerendák összekapcsolása révén jön létre (bár ez utóbbi is lehetséges). A változó igénybevételeátrendeződés a lemez $g_1 = g_2$, valamint a burkolat és a szegély g_3 önsúlyára nem alakul ki, hiszen ezek a terhek végig ugyanarra a háromtámaszú statikai rendszerre működnek (tehát ehhez a számíthatóhoz: $g = g_1$, és $g_2 = g_3 = 0$). L. még később a 2. példát.

A II.3. ábra bonyolultabb eseteket szemléltet. A kúszás hatásának vizsgálatához ismernünk kell a kezdeti statikai váz $t = \tau = t_0$ időpontbeli X_{i0} támasznyomatókait, melyek a különböző τ megterhelési (kizsaluzási) időpontokban lépnek fel. Ezek a példák a tartók statikája ismert rugalmas ($\varphi = 0$) módszereivel könnyen meghatározhatók. Ugyancsak számítási segédmenyiségeként, kiinduló adatokként kell ismernünk a végleges statikai váz $t = \tau = t_0$ időpontbeli X_{i0v} támasznyomatókait ($\varphi = 0$). A kezdeti rugalmas mennyiségeket o indexek jelzik ($\varphi = 0$).

A számítási algoritmus bármely típusú statikailag határozatlan szerkezetre értelemszerűen alkalmazható. A levezetés részleteit l. (Jankó, 1998)-nál.

Keressük valamely tetszőleges t időpontban az $i = 1, 2, \dots, n$ belső támasz kúszás hatására kialakult X_{it} támasznyomatókaikat (II.3. ábra). Ezek nagysága az X_{i0} és az X_{i0v} rugalmas támasznyomatók közé esik. Az E rugalmassági modulus a beton kezdeti rugalmassági modulusa, azaz $E = E_{b0}$.

Pl. egy többtámaszú tartó esetén az $i = 1, 2, \dots, n$ belső támaszoknál kialakuló relatív elfordulások zérusértékűségét kifejező összeférhetőségi egyenlet az egységtenyezőkből alkotott A mátrix, az $a_{i,gs}$ terhelési tényezőkből (g : önsúly, s : támaszsüllyedés) alkotott a_{gs} tehervektor és az X_{i0} rugalmas fölös kapcsolati erőket tartalmazó X_0 vektor segítségével az alábbi:

$$\mathbf{A} \mathbf{X}_0 + \mathbf{a}_{gs} = \mathbf{0}. \quad (\text{II.1})$$

Ennek alapján az \mathbf{A} mátrix invertálása után rendelkezésünkre állnak a kezdeti időpont \mathbf{X}_{i0} rugalmas támasznyomatékai:

$$\mathbf{X}_{i0} = -\mathbf{A}^{-1} \mathbf{a}_{gs}. \quad (\text{II.2})$$

A kúszás hatására a t_0 időpontbeli \mathbf{X}_{i0} támasznyomatékok a t időpontra \mathbf{X}_{it} nagyságúra változnak meg. A két támasznyomaték különbsége:

$$\Delta \mathbf{X}_{it} = \mathbf{X}_{it} - \mathbf{X}_{i0}. \quad (\text{II.3})$$

A külső teherből a kúszás hatására az i . támaszkeresztmetzetenél létrejövő relatív elfordulás a *Trost*-féle (I.13) egyenlet első tagjának megfelelően (az $\mathbf{a}_{i,gs}$ rugalmas terhelési tényezővel felírva):

$$\vartheta_{i,gs} = \mathbf{a}_{i,gs} (1 + \varphi). \quad (\text{II.4})$$

Ugyanez az \mathbf{X}_{i0} kezdeti rugalmas támasznyomatékokból ($j = i-1, i, i+1$):

$$\vartheta_{i,X_0} = \sum_j \mathbf{X}_{j0} \mathbf{a}_{ij} (1 + \varphi). \quad (\text{II.5})$$

A $\Delta \mathbf{X}_{it} = \mathbf{X}_{it} - \mathbf{X}_{i0}$ nyomatéknövekményekből fellépő relatív elfordulást a *Trost*-féle (I.13) egyenlet második tagjának segítségével írjuk fel (azaz a kúszási tényező előtt szerepel az öregedés hatását leíró ρ relaxációs tényező is):

$$\vartheta_{i,\Delta X} = \sum_j (\mathbf{X}_{jt} - \mathbf{X}_{j0}) \mathbf{a}_{ij} (1 + \rho\varphi). \quad (\text{II.6})$$

Az összeférhetőségi egyenlet bármely t időpontban azt fejezi ki, hogy az i . támasznál az összesített rugalmas és kúszási (φ) relatív elfordulások összege zérus. Az összeférhetőségi egyenletet felírva az összes $i = 1, 2, \dots, n$ belső támaszpontra a következő mátrixegyenletet kapjuk:

$$\mathbf{A} \Delta \mathbf{X}_t = -(1 - \mathbf{c}_k) (\mathbf{a}_{gs} + \mathbf{A} \mathbf{X}_0). \quad (\text{II.7})$$

A mátrixegyenlet az $\Delta \mathbf{X}_{it}$ ($i = 1, 2, \dots, n$) ismeretlen kúszási támasznyomaték-növekményeket tartalmazó $\Delta \mathbf{X}_t$ vektorra egyszerűen megoldható:

$$\Delta \mathbf{X}_t = -(1 - \mathbf{c}_k) (\mathbf{A}^{-1} \mathbf{a}_{gs} + \mathbf{X}_0). \quad (\text{II.8})$$

Vezessük be az

$$\mathbf{A}^{-1} \mathbf{a}_{gs} = -\mathbf{X}_{ov} \quad (\text{II.9})$$

mennyiséget, ami tulajdonképpen azokat a rugalmas \mathbf{X}_{iov} támasznyomatékokat jelenti a $t = t_0$ időpontban, amelyek a végleges statikai vázra hatnak (v.ö. a (II.1)-gyel).

Végül is az i . támaszponton fellépő nyomaték:

$$\mathbf{X}_{it} = \mathbf{X}_{i0} + \Delta \mathbf{X}_{it}, \quad (\text{II.10})$$

ahol

$$\Delta \mathbf{X}_{it} = -(1 - \mathbf{c}_k) (\mathbf{X}_{i0} - \mathbf{X}_{iov}), \quad (\text{II.11})$$

és

$$\mathbf{X}_{it} = \mathbf{X}_{iov} + \mathbf{c}_k (\mathbf{X}_{i0} - \mathbf{X}_{iov}). \quad (\text{II.12})$$

A (II.11) és a (II.12) egyenlet azt mutatja, hogy ha az állandó jellegű teher kiállványozáskor a végleges statikai vázra hat, azaz ha

$$\mathbf{X}_0 = \mathbf{X}_{ov}, \quad (\text{II.13})$$

akkor

$$\Delta \mathbf{X}_t = \mathbf{0}, \quad (\text{II.14})$$

azaz igénybevételátrendeződés nem jön létre.

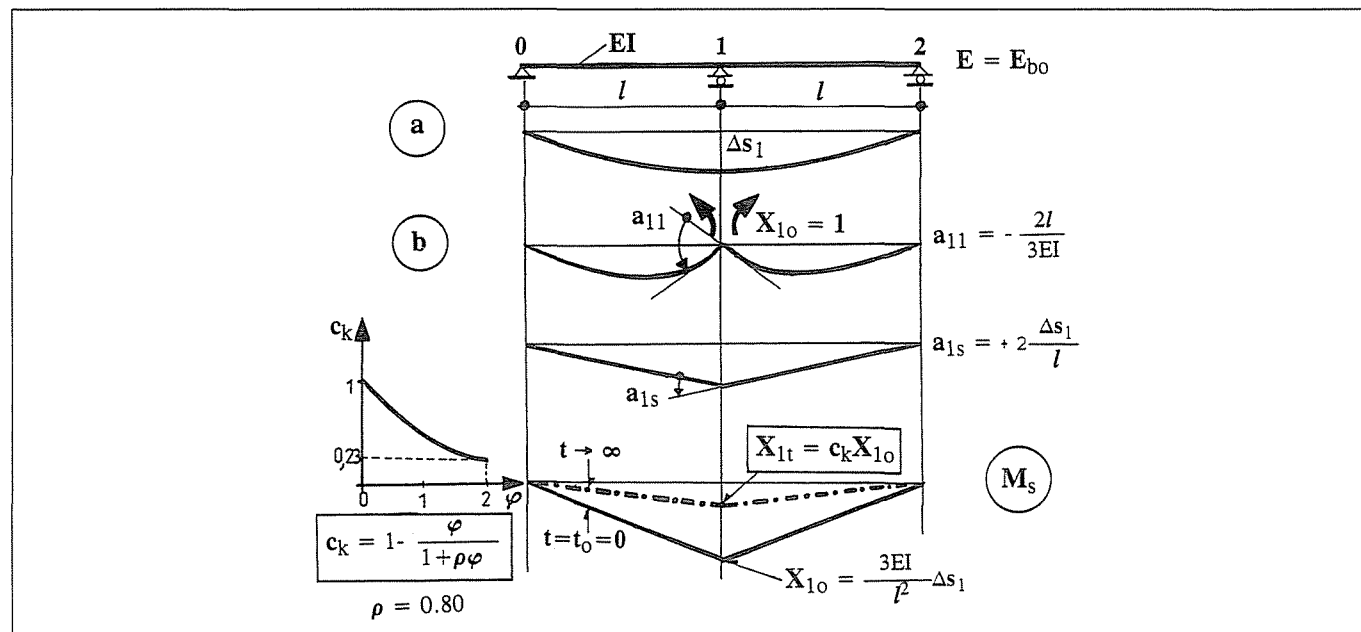
Lehetséges olyan eset is, hogy

$$\mathbf{X}_0 = \mathbf{0}. \quad (\text{II.15})$$

Ez a helyzet akkor, ha pl. a $t = t_0$ időpontban előregyártott kéttámaszú tartókból áll a szerkezet és csak utólag többlettámaszúsítják (1. később a 2. példát).

Megjegyezzük, hogy pl. egy a II.3. ábrán vázolt építési folyamatnál bonyolultabbak az algoritmus részletei, mint a fenti algoritmusnál, mert a különböző időpontokban felkerülő minden egyes újabb állandó teher más és más kúszási tényezővel,

II.4. ábra Hirtelen bekövetkező, időben állandó támaszsüllyedés okozta igénybevételek átrendeződése (1. példa)



újabb és újabb kúszási folyamatot vált ki a már megszilárdult szerkezeti részekben (ti. amint már megállapítottuk, a kúszás függ a megterhelés τ időpontjától). A későbbiekben egyszerű példákon keresztül fogjuk bemutatni, hogy ilyen esetekben mi is a teendő. A 3. példa kapcsán látni fogjuk, hogy a fenti algoritmus az említett hatásokat részletesebben figyelembe vevő eljáráshoz (melyben különböző φ és $\tau = t_0$ értékek szerepelnek, stb.) képest elegendően pontos. Az építési folyamat követésére a fenténél többé-kevésbé bonyolultabb algoritmusok állnak rendelkezésre a szakirodalomban (Frey, 1980, 1986; Hofbauer, 1987; Kaján és Zámolyi, 1979; Rühle, 1954; Szalai J.; 1984, Trost und Wolff, 1970; stb.)

A 2. pontban összefoglaltuk a statikailag határozatlan szerkezetekben kúszás, illetve zsugorodás következtében kialakuló igénybevételátrendeződéssel kapcsolatos legfontosabb megállapításokat.

1.3. Szemléltetés

1. példa

Most azt vizsgáljuk meg, hogy ha a II.4. ábrán látható háromtámaszú tartó középső (1 jelű) támaszánál hirtelen Δs_1 nagyságú támaszsüllyedés lép fel és az időben állandó marad, akkor hogyan változnak meg a tartó igénybevételei (a feladat a II.2. ábra I. esetéhez hasonló). A Δs_1 támaszsüllyedésből a $t = t_0$ kezdeti időpontban a fellépő támasznyomaték:

$$X_{10} = -\frac{a_{1s}}{a_{11}} = \frac{3EI}{l^2} \Delta s_1. \quad (II.16)$$

Az a_{11} egységtenyezőt, illetve az a_{1s} terhelési tényezőzt a b) ábrán tüntettük fel.

Az összeférhetőségi egyenlet valamely t időpontban a közbelső támasz feletti relatív elfordulások zérusértékűségét fejezi ki:

$$a_{1s}(1 + \theta) + X_{10} a_{11}(1 + \varphi) + (X_{1t} - X_{10}) a_{11}(1 + \rho\varphi) = 0. \quad (II.17)$$

Az első tagban a zérus arra utal, hogy a hirtelen fellépő támaszsüllyedés nagysága és a tartó alakja végig állandó (tehát az eltolódások a kúszás hatására nem növekszenek meg: II.1.b) ábra). Kivonva a (II.16) kezdeti rugalmas megoldásnak megfelelő tagokat (azaz az első két tag szorzóiból elhagyva az 1 számot) megkapjuk a kúszási relatív elfordulás-növekményekre vonatkozó összeférhetőségi egyenletet:

$$X_{10} a_{11} \varphi + (X_{1t} - X_{10}) a_{11} (1 + \rho\varphi) = 0. \quad (II.18)$$

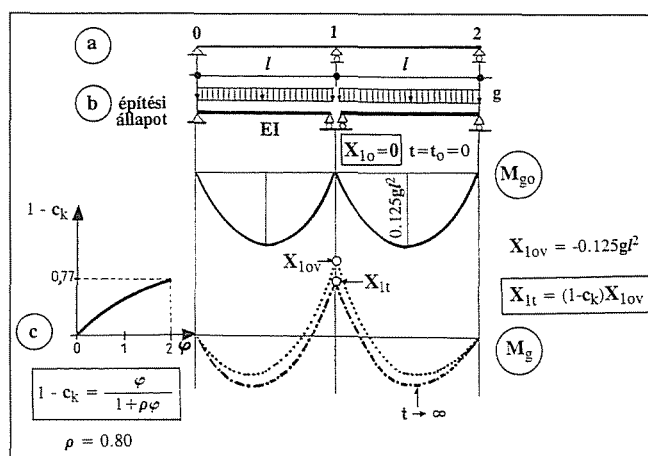
Ebből a $\Delta X_{1t} = X_{1t} - X_{10}$ nyomatéknövekmény egyszerűen kifejezhető:

$$\Delta X_{1t} = -\frac{\varphi}{1 + \rho\varphi} X_{10} = -(1 - c_k) X_{10}. \quad (II.19)$$

A teljes támasznyomaték:

$$X_{1t} = X_{10} + \Delta X_{1t} = \left(1 - \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi}\right) X_{10} = c_k X_{10}. \quad (II.20)$$

Ezt a megoldást természetesen a (II.12) egyenlet értelem-szerű alkalmazásával közvetlenül is felírhattuk volna ($X_{10} = 0$, mert a tartó alakja nem változik). Megjegyezzük, hogy ha a (II.16) képletbe az E rugalmassági modulus helyébe a Fritz-féle $E = E_b = (I.11)$ ideális rugalmassági tényezőt helyettesíte-



II.5. ábra Kúszási igénybevételátrendeződés a szerkezeti rendszer megváltozása következtében (2. példa)

nénk be, akkor az azzal lenne egyenértékű, mint ha a (II.20) képletben a c_k tényező helyett a $c_{kf} = 1 / (1 + \varphi)$ tényező szerepelne. A $\varphi = \varphi_\infty = 2$ és $\rho = 0,8$ paraméterekkel $c_k = 0,231$ és $c_{kf} = 0,333$, ami világosan mutatja, hogy az E_b ideális rugalmassági modulussal való számítás ebben az esetben csak durva becslésre alkalmas.

2. példa

Nézzük meg, hogy miként változnak meg annak a tartónak a nyomatékai kúszás következtében, mely a $t = \tau = t_0$ kezdeti időpontban két darab kéttámaszú gerendából állt: II.5. ábra. A kezdeti kéttámaszú statikai vázra ható támasznyomaték nagysága $X_{10} = 0$, míg a végleges háromtámaszú statikai vázra

$$X_{10v} = -\frac{gl^2}{8} \quad (II.21)$$

nagyságú támasznyomaték működne, ha a teher kezdettől a háromtámaszú tartóra hatott volna. A kúszás következtében a (II.11) képlet szerint a nyomatéknövekmény:

$$\Delta X_{1t} = (1 - c_k) X_{10v}, \quad (II.22)$$

és a kezdetben $X_{10} = 0$ nagyságú támasznyomaték

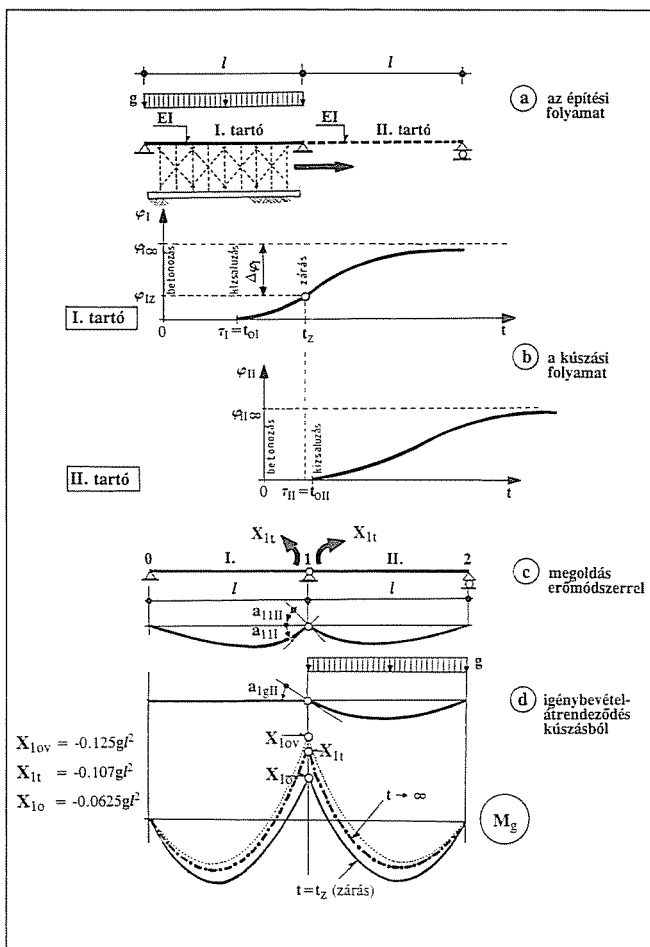
$$X_{1t} = X_{10} + \Delta X_{1t} = (1 - c_k) X_{10v} \quad (II.23)$$

értékre növekszik meg. Ezt az összefüggést is közvetlenül megkaphattuk volna a (II.12) egyenlet segítségével.

A fenti megoldás során nem foglalkoztunk azzal a körülménnyel, hogy az előregyártott gerendákat miként tárolták. Általában két végükön alátámasztva tárolják a tartókat, de gyakori az is, hogy a gyártástól a szerelésig folytonos az alátámasztás. Kéttámaszú tárolás esetén természetesen már a tárolás alatt is kialakul bizonyos mértékű kúszás. A második esetben viszont a tárolás folyamán a gerendákban az önsúly hatására sem lépnek fel igénybevételek, illetve kúszási alakváltozások, azaz a teljes $g = g_1$ önsúlyteher a beemelés t_0 időpontjában kezd működni.

3. példa

Ez a példa azt szemlélteti, hogy milyen igénybevételátrendeződés jön létre kúszás következtében, ha az állandó teher (g) kiállványozáskor nem a végleges statikai rendszerre hat (statikai rendszer változás). A II.6.a) ábrán vázolt háromtámaszú tartót két ütemben készítik. Először állványozás után bebetonozzák az I. jelű tartót ($t = 0$ időpont), majd megszilárdulás



II.6. ábra Kúszási igénybevételátrendezés és szerkezeti rendszer megváltozása következtében (3. példa)

után a $\tau_1 = t_{o1}$ időpontban kizsalazzák (a τ a megterhelés, azaz a kizsalazás időpontját jelöli). Ezután hasonló módon állványozással elkészül a II. jelű tartó, majd következik a két tartó összekapcsolása, azaz a zárás (z), melynek t_z időpontját néhány nappal a II. jelű tartó kizsalazásának $\tau_{II} = t_{oII}$ időpontja előttre tehetjük.

Mindenekelőtt erőmódszerrel felírjuk a feladat közismert rugalmas megoldását ($\varphi = 0$), mert az ehhez tartozó egység- és terhelési tényezők segítségével állítjuk majd elő a kúszás hatását is figyelembe vevő megoldást. A gerendáknál szokásos módon a törzstartót a II.6.c) ábra szerint vesszük fel. A statikailag fölös mennyiség az X_{10} támasznyomaték. A rugalmas megoldás egységtényezői nyílásonként :

$$a_{111} = -\frac{l}{3EI}, \quad (II.24a)$$

$$a_{112} = -\frac{l}{3EI}, \quad (II.24b)$$

$$a_{11} = a_{111} + a_{112}. \quad (II.24c)$$

Az I. jelű tartó önsúlya a kéttámaszú tartóra hat, a II. jelű tartó a háromtámaszú tartót terheli, így a terhelési tényezők nyílásonként az alábbiak:

$$a_{1g1} = 0, \quad (II.25a)$$

$$a_{1g2} = -\frac{gl^3}{24EI}, \quad (II.25b)$$

$$a_{1g} = a_{1g1} + a_{1g2}. \quad (II.25c)$$

A rugalmas megoldás az összeférhetőségi feltétel alapján (a közbenső támasznál a két véglap relatív elfordulása zérus) :

$$X_{10} = -\frac{a_{1g}}{a_{11}} = -\frac{gl^3}{16}. \quad (II.26)$$

Az X_{10} nagyságú támasznyomaték a II. jelű tartó kizsalazása pillanatában lép fel ($\tau_{II} = t_{oII}$).

A kúszás hatásával kapcsolatban először is a II.6.b) ábrának megfelelően azt kell figyelembe vennünk, hogy a zárás t_z időpontjáig az I. jelű tartóban már φ_{1z} mértékű kúszás lezajlott, így ezután már csak $\Delta\varphi_1$ nagyságú kúszás marad hátra a tartóban. Az X_{10} támasznyomaték értéke a kúszás következtében $X_{11} = X_{10}(t)$ -re változik meg. A kúszás hatását ismét a Trost-féle (I.13) egyenlet segítségével fogjuk bevonni a számításba. Ennek legfőbb jellegzetessége az, hogy a $\Delta X_{11} = X_{11} - X_{10}$ kúszási növekmény igénybevétel szorzóiban szerepel az öregedés hatását kifejező ρ relaxációs tényező is.

Most felírjuk a kúszó tartó összeférhetőségi feltételét a $t = \infty$ időpontra :

$$a_{1g1} \Delta\varphi_1 + a_{1g2} (1 + \varphi_{1\infty}) + X_{10} \{ a_{111} (1 + \varphi_{1\infty}) + a_{112} (1 + \varphi_{1\infty}) \} + \{ X_{11} - X_{10} \} \{ a_{111} (1 + \rho\varphi_{1\infty}) + a_{112} (1 + \rho\varphi_{1\infty}) \} = 0. \quad (II.27)$$

A fenti egyenletben az első tag az I. jelű tartó kúszását fejezi ki. A terhelési tényező $a_{1g1} = a_{1g2}$ és nem a (II.25a) egyenlet szerinti $a_{1g1} = 0$, mert a $\Delta\varphi_1$ hátralévő kúszást a g -vel terhelt I. jelű kéttámaszú törzstartón kell számításba venni (bár a $\Delta\varphi_1$ hátralévő kúszás a háromtámaszú tartón alakul ki). Mivel a rugalmas alakváltozás is lezajlott már, az $1 + \varphi_{1\infty}$ alakú szokásos szorzó helyett csak a $\Delta\varphi_1$ szerepel az egyenlet első tagjában.

A megfelelő egység- és terhelési tényezők, valamint az X_{10} kifejezését a fenti egyenletbe helyettesítve az alábbi kapcsolati összefüggés adódik a kúszás hatására kialakult X_{11} támasznyomaték és a kezdeti X_{10} támasznyomaték között:

$$X_{11} = X_{10} \frac{2(1 + \Delta\varphi_1 + \varphi_{1\infty}) - (1 - \rho)(\varphi_{1\infty} + \varphi_{1\infty})}{2 + \rho(\varphi_{1\infty} + \varphi_{1\infty})} \quad (II.28)$$

A fenti összefüggés kiértékeléséhez először meg kell határozni a benne szereplő paramétereket. Az I. jelű tartó kúszási tényezőjének végértéke $d_c = 533 \cdot 1,5 = 800$ mm elméleti vastagsággal (70% relatív páratartalomhoz $k_s = 1,5$), $\tau_1 = t_{o1} = 21$ nap megterhelési időpont alapulvételével az alábbi módon adódott ($\varphi_{ko} = 2,0$) :

$$\varphi_{1\infty} = 2,0 (1,25 - 0,35) + 0,4 (1,0 - 0,465) \approx 2,0.$$

A $t_z = 42$. napon végrehajtott zárás (összekapcsolás) után még hátralévő kúszás tényezője hasonlóképpen számítható :

$$\Delta\varphi_1 = 2,0 (1,25 - 0,42) + 0,4 (1,0 - 0,56) \approx 1,84.$$

A $\tau_{II} = t_{oII} = 18$ napos korábban megterhelt II. jelű tartó kúszási tényezőjének végértéke:

$$\varphi_{1\infty} = 2,0 (1,25 - 0,33) + 0,4 (1,0 - 0,45) \approx 2,1.$$

Az (I.14) relaxációs tényezőt $\rho = 0,8$ nagyságúra vettük fel. Számítási eredményeinket a II.6.d) ábrán szemléltettük. A folytonos vonal felel meg a záráskori kezdeti rugalmas állapotnak, melynél

$$X_{10} = -0,0625gl^2.$$

A pont-szaggatott vonallal jelölt görbét a kúszási folyamat lezajlása utáni igénybevételekre a fenti (II.28) képlet segítségével kaptuk. A támasznyomaték:

$$X_{1t} = -0,107gI^2.$$

Végül vékony pontozott vonallal a hagyományos építési folyamatnak megfelelő igénybevételi ábrát jelöltük. Ez annak felel meg, amikor mindkét nyílást egyszerre állványozzák be és egyszerre zsaluzzák ki. A kúszás így nem rendezi át az igénybevételeket, mert a teher végig ugyanarra a statikai rendszerre működik ($X_{1t} = X_{10v} = -0,125gI^2$).

Látható, hogy a kúszás okozta igénybevételátrendeződés miatt a végleges támasznyomaték 14%-kal kisebb, mint a hagyományos technológia esetén ($-0,107$ és $-0,125$). Megjegyezzük, hogy az (I.16a) összefüggés alapján (átlagos $\varphi_{\infty} = 2,05$ -tel) $c_k = 0,223$ és mivel $X_{10} = -0,0625gI^2$ és $X_{10v} = -0,125gI^2$, a (II.12)-vel

$$X_{1t} = -0,125gI^2 + 0,223(-0,0625 + 0,125)gI^2 = -0,111gI^2.$$

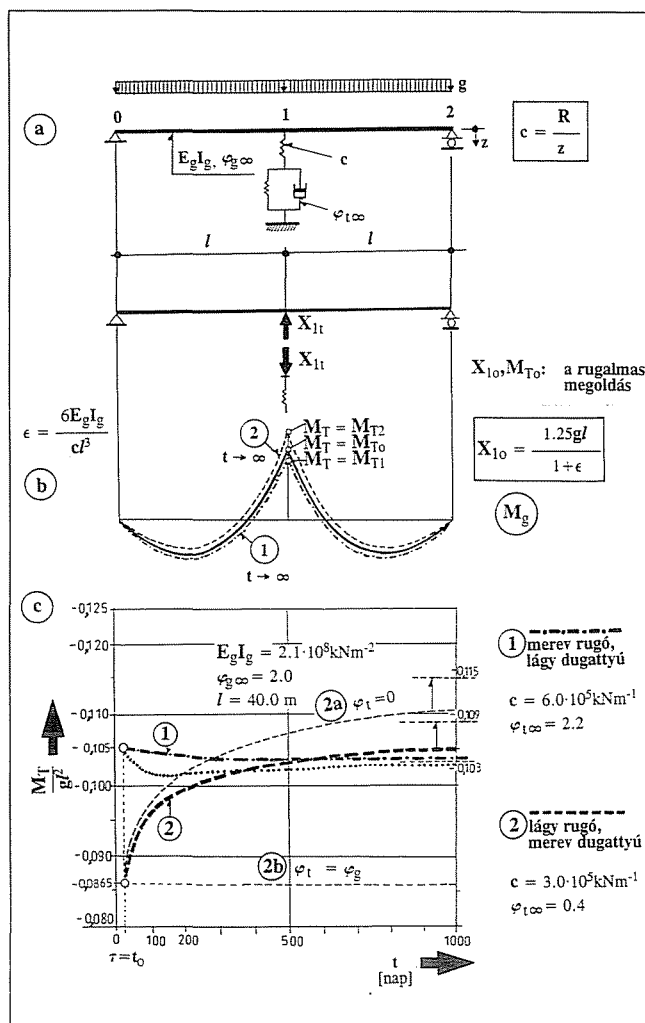
Az eltérés a fenti pontos értéktől mindössze 4%, így tehát a (II.12) egyszerű képlet a vizsgált esetben megfelelően pontos.

4. példa

A kúszás előidézte igénybevételátrendeződés egy különleges és tanulságos példája látható a II.7. ábrán. Az a) ábrán tüntettük fel a háromtámaszú tartó közbenső támaszának a talaj pillanatnyi és viszkozus alakváltozásait leíró reológiai modelljét. Ez az ún. háromparaméteres szilárd test modell (vagy más néven: kúszó rugalmas modell) egy lineáris rugó (c) és egy Kelvin-test soros kapcsolásából áll. A Kelvin-testet párhuzamosan kapcsolt lineáris rugó és dugattyú alkotja (Flügge, 1975; Dulácska, 1981; Szalai J., 1984). A következőkben a háromparaméteres szilárd test modell pontos kúszási egyenletét (Flügge, 1975; Schade, 1982) – annak bonyolultsága miatt – nem fogjuk felhasználni, hanem ahelyett egy a gyakorlat számára elegendően pontos közelítő megoldást ismertettünk. A közelítés lényege: a talaj viszkozus viselkedését is a Frost-féle modellel írjuk le. A részleteket l. (Jankó, 1998)-nál.

Az 1-gyel jelölt esetben viszonylag merev rugót ($c = 6,0 \cdot 10^5 \text{ kNm}^{-1}$) és lágy dugattyút ($\varphi_{\infty} = 1,1, \varphi_{g\infty} = 2,2$) választottunk a talaj modellezésére. Ekkor azt kaptuk, hogy az M_T támasznyomaték az idők folyamán lecsökken ugyan, de csak csekély mértékben (2%). A csökkenés jelensége összhangban van az eddig tárgyalt esetekkel (v.ö. pl. a II.2. ábrával). A vastag pont-szaggatott 1 jelű diagram alatt feltüntettünk egy pontozott vonalú görbét is. Ez felel meg a háromparaméteres szilárd test modell pontos megoldásának (Schade, 1982). Világosan kitűnik, hogy a közelítő megoldás a tervezés igényeinek megfelelően elegendően pontos. Ugyanakkor láthatjuk azt is, hogy a pontozott diagramnak eddig még nem látott különlegessége van: minimum pont a $t = 100$ nap táján. Ez az elméleti érdekesség csak a vázoltnál jóval bonyolultabb megoldással, a talaj pontosabb viselkedését leíró egyenletek bevonásával számítható.

A 2-vel jelölt esetben viszonylag lágy rugóval ($c = 3,0 \cdot 10^5 \text{ kNm}^{-1}$) és merev dugattyúval ($\varphi_{\infty} = 0,2, \varphi_{g\infty} = 0,40$) modelleztük a talajt. A 2-vel jelölt diagram azt az érdekes eredményt mutatja, hogy az M_T támasznyomaték az idők során (egy bizonyos végértékhez tartva) növekszik. A végérték a kezdeti értéknél kb. 26 %-kal nagyobb ($-0,109$ és $-0,0865$). Ugyanakkor a végérték nem éri el a fix alátámasztású tartó nyomatékát ($-0,109$ és $-0,125$).

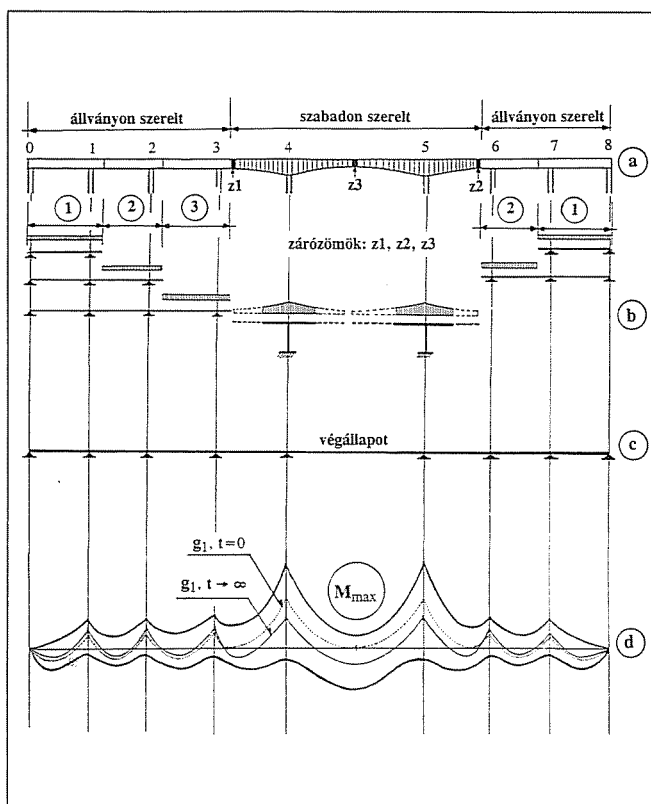


II.7. ábra Az M_T támasznyomaték időbeli változása a gerenda és a talaj kúszása ($\varphi_t, \varphi_{\infty}$), valamint a talaj rugalmas összenyomódása ($z = R/c$) következtében (4. példa)

Tehát nem lehet minden esetben azt állítani, hogy a gerenda kúszása lecsökkenti a támaszsüllyedésből származó kezdeti nyomatékokat, mert viszonylag lágy talajrugó és merev dugattyú (kis kúszású talaj) esetén a kezdeti nyomatékok nem-hogy nem csökkennek, hanem éppenséggel növekszenek. A növekedési tendencia könnyen felismerhető úgy is, hogy ha az X_{10} képletébe a Fritz-féle $E_g = E_b = (I.11)$ ideális rugalmasági modulus behelyettesítjük.

Ha hirtelen bekövetkező, de időben állandó támaszsüllyedéssel, vagy ha időben folyamatosan kialakuló támaszsüllyedéssel modellezzük a talaj hatását, akkor már láttuk, hogy a II.2. és a II.4. ábrán bemutatott módon csökken a támasznyomaték. A mostani tapasztalatok alapján ezen ábrák szerint csak akkor ajánlatos eljárni, azaz csökkenő támasznyomatékokra méretezni, ha a talajnak jelentős rugalmas ellenállása van (ha a c rugóállandó viszonylag nagy, mint a II.7. ábra 1 jelű görbéjénél). A II.7. ábrán feltüntettük még a 2 jelű görbe szélső esetét is: amikor a talaj nem kúszik (2a jelű görbe, $\varphi_t = 0$), valamint amikor a talaj és a gerenda kúszása megegyezik (2b jelű egyenes, $\varphi_t = \varphi_g$). Véleményünk szerint a vázolt talajrugó problémát megfelelő alapozási szerkezet megválasztásával kell kiküszöbölni (és nem számítással). Nevezetesen: a 2 jelű görbének megfelelő gvence altalaj esetén nem síkalapozást, hanem mélyalapozást, nevezetesen cölöpalapozást kell tervezni.

Végül bemutatjuk egy korszerű építéstechnológiával épült gerendahíd jellegzetes nyomatékábráját, különös tekintettel a technológia hatására. Tekintsük a II.8. ábrát, melyen olyan gerendahíd építési vázlatát látható, amelynek közbenső részei,



II.8. ábra Részben szabadon szerelt, részben állványon betonozott gerendahíd. Az építési állapotok szemléltetése. Nyomatéki maximális ábra végállapotban (állandó+esetleges teher)

azaz a folyó feletti medernyílások, *szabadon szerelve* készültek, míg a szélső, parti nyílásokat hagyományos módszerrel, *alállványozva* építették meg. Olyan változat is lehetséges, hogy a parti nyílásokat szakaszos előretolással építik. Az egyes építési ütemeknek megfelelő munkahézagokat és statikai vázakat is feltüntettük. Az előregyártott elemekből konzolosan szabadon szerelt részeket a **z1** és **z2** jelű záróelemek (záróelemek) kapcsolják a parti nyílásokhoz. A hídstruktúra a **z3** jelű középső záróelem elkészülte után válik folytatólagossá.

Szemléltetésül pontozottan ($t = 0$ időpont, *zárás*), illetve vékony vonallal ($t = \infty$ időpont) feltüntettük az önsúly g_1 első részéből (a burkolat, szegély, stb. nélküli teherhordó szerkezetek önsúlyából) származó nyomatékokat is. A $t = \infty$ időpontbeli nyomatékok *vasbeton* szerkezetnél valódiak, jelen *feszített* szerkezetnél azonban *fiktívek*, mert a zárás után a g_1 önsúllyal *egyidőben* működik a feszítőerő is, ami szintén előidéz nyomatékokat a statikailag határozatlan szerkezetben. A maximális nyomatéki ábrának az *állandó terhekből* (önsúly+feszítőerő) származó része magában foglalja az építéstechnológia és az annak megfelelő különböző *kúszási* folyamatok hatását is. Miután az állandó teher kiállványozáskor, illetve szabad szereléskor *nem a végleges statikai vázra hat*, az állandó terhekből származó *igénybevételek átrendeződnek*. Nevezetesen: idővel a szélső támaszok nyomatékai megnövekszenek, a *középső szabadon szerelt részek támasznyomatékai lecsökkennek*.

Ezekben a folyamatokban az a *közös tendencia*, hogy a kúszás hatására a nyomatékok úgy rendeződnek át, hogy *közlelőbb kerülnek* az egyszerre (egyidőben), monolitikusan épülőnek képzelt folytatólagos szerkezet szokásos, kúszás nélküli *rugalmas nyomatékaihoz*. Megjegyezzük, hogy a feszítés ezen átrendeződés mértékét csökkenti, sőt esetleg a támasznyomatékok kismértékben növekedhetnek is, mert a támasznál keletkező *pozitív* feszítési kényszernyomatékok a kúszás hatására csökkennek.

2. MEGÁLLAPÍTÁSOK, EREDMÉNYEK

Összefoglaljuk a statikailag határozatlan szerkezetekben kúszás, illetve zsugorodás következtében kialakuló *igénybevételelátrendeződéssel* kapcsolatos legfontosabb megállapításokat:

- 1) Ha a kúszási folyamat alatt a megtámasztási viszonyok változatlanok maradnak és a *statikai rendszer (váz) sem változik meg*, akkor *nem jön létre* igénybevételelátrendeződés. Kiegészítés: feltéve, hogy a *feszítőerő* is változatlan marad. Miután azonban a kúszás, a zsugorodás és a relaxáció következtében a feszítőerő megváltozik, emiatt az igénybevételek is megváltoznak. Ez azonban nem a most tárgyalt jelenséghez tartozik.
- 2) Ha a kúszási folyamat alatt a megtámasztási viszonyok módosulnak vagy a *statikai rendszer (váz) megváltozik*, akkor az igénybevételek *átrendeződnek*. Ha a változás hirtelen következik be, akkor pl. a II.2. ábra szerinti egyszerű esetekben a kezdeti igénybevételek a *Trost-féle* (I.16a) összefüggés szerinti

$$c_k = 1 - \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi}$$

redukciós tényezővel arányos módon csökkennek le az idők folyamán (ha $t = \infty$, akkor $\varphi = \varphi_{\infty}$):

$$M_t = c_k M_o.$$

Ha a változás fokozatos, akkor a c_k helyett egyszerű esetekben a 3.) megállapításnál tárgyalt c_{zs} tényezőt használjuk (v.ö. a II.2. ábra 1.)-3.) esetével).

A *statikai rendszer* (statikai váz) *megváltozását* a (II.10-12) összefüggéseknek megfelelően lehet figyelembe venni.

- 3) A *zsugorodás* előidézte igénybevételek a t időpontra a *Trost-féle* (I.16b) egyenlet szerinti

$$c_{zs} = \frac{1}{1 + \rho\varphi}$$

tényezőnek megfelelő jelentős mértékben lecsökkennek (ha $t = \infty$, akkor $\varphi = \varphi_{\infty}$):

$$M_t = c_{zs} M_o.$$

- 4) A II.8. ábra kapcsán tárgyalt folyamatokban az a *közös tendencia*, hogy a kúszás hatására a nyomatékok úgy rendeződnek át, hogy *közlelőbb kerülnek* az egyszerre (egyidőben), monolitikusan épülőnek képzelt folytatólagos szerkezet szokásos, kúszás nélküli *rugalmas nyomatékaihoz*. Megjegyezzük, hogy a feszítés ezen átrendeződés mértékét csökkenti, sőt esetleg a támasznyomatékok kismértékben növekedhetnek is, mert a támasznál keletkező *pozitív* feszítési kényszernyomatékok a kúszás hatására csökkennek.

3. JELÖLÉSEK

a_{ij}
 Δ
 $c_k < 1$

rugalmas egységtényezők
a rugalmas egységtényezők mátrixa
szorzótényező a kúszás igénybevételelátrendező hatásának figyelembevételére (és hirtelen Δs esetén)

$c_{zs} < 1$	szorzótényező a kúszásnak a zsugorodási igénybevételeket lecsökkentő hatása figyelembevételére (és fokozatos Δs esetén)
E_{bo}	a beton kezdeti rugalmassági tényezője
E_b	a beton alakváltozási tényezője (kúszás)
$i = 1, 2, \dots, n$	az átvágási helyek (belső támaszok) sorszáma
M_o, M_t	kezdeti rugalmas, illetve a kúszás lejátszódása utáni nyomaték, mint X_o, X_t
P_r	feszítőerő
Δs	támaszsüllyedés
t	a vizsgálatnak a <i>betonozástól</i> számított időpontja
$t_o = \tau$	a kezdeti megterhelés időpontja
X_o	a kezdeti ($t = t_o$) statikai rendszer statikailag fölös mennyisége, pl. támasznyomatéka ($\varphi = 0$, σ index: rugalmas kapcsolati igénybevétel)
X_t	a kúszás (φ) hatására a t időpontra a kezdeti X_o mennyiség X_t -re változik meg
$\Delta X_t = X_t - X_o$	a statikailag fölös mennyiség növekménye kúszásból
X_{ov}	a végleges (v) statikai rendszer statikailag fölös mennyisége ($\varphi = 0$, σ index: rugalmas kapcsolati igénybevételek)
y	lehajlás
y_a	lehajlás állandó teherből
y_s	lehajlás támasz (süllyedésből)
$\rho < 1$	relaxációs tényező (őregedési tényező); általában $\rho = 0.8$
τ	a megterhelés időpontja

$\varphi, \varphi_{\infty}$ a kúszási tényező, a kúszási tényező végértéke
 $\varphi(t) = \varphi_{\infty} \cdot f(t, \tau)$ a kúszási időfüggvény

4. HIVATKOZÁSOK

L. a cikk I. részénél (Vasbetonépítés 2000/2. szám 43. old.)

Dr. habil Jankó László okl. építőmérnök (1947) 1971-ben végzett a BME Építőmérnöki Karán. Azóta változatos szakmai tevékenységet fejtett ki. Tervezői és szakértői gyakorlata (és részben kutatói munkássága is): 1971-től monolit és előregyártott magasépítési vasbeton szerkezetek, víztároló medencék... (KÖZTI, BVTV, MÉLYÉPTERV); 1979-től *vasbeton hidak*, aluljárók, támfalak, stb. a *FŐMTERV Rt.*-nél. 1971-től vesz részt a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének különböző oktatási tevékenységeiben. Fő szakmai és tudományos érdeklődési területei: vasbeton hidászat (feszített vb. hidak), vasbeton szilárdságtan, mérnöki stabilitásméleti alkalmazások (rudak, héjak).

1976-ban szerezte meg a műszaki egyetemi doktori fokozatot, majd 1983-ban a műszaki tudomány kandidátusa lett. 1998-ban habilitált, és 1999-ben a BME-től *egyetemi magántanári* címet kapott. Ezzel összefüggésben 1999-től a Vasbeton hidak és műtárgyak c. tantárgy egyik előadója (Jankó, 1998).

INFLUENCE OF CREEP ON THE INTERNAL FORCES II.

Dr. habil László Jankó

In this paper we apply the method developed in part I for cross-sections and investigate engineering structures. It was shown how the *changes* of the *internal forces* in the statically indeterminate girders can be taken into account which are the result of *creep* (as well as shrinkage, settlements of the supports, prestressing constraint) as imposed deformation. Our theoretical results are presented for engineers working in *practical design* (influence of the different construction technologies).

Megrendelem a VASBETONÉPÍTÉS című műszaki folyóiratot.

Név:

Cím:

Tel.: Fax:

A Nyomtatott folyóirat

(előfizetési díja 2000. évre:

3000 Ft)

B Internet elérés

(előfizetési díj: a 2000-ben ingyenes, a 2001. évre:

5000 Ft)

Az eléréshez szükséges kódszám megküldéséhez

kérjük az előfizető e-mail címének megadását

Fizetési mód (a megfelelő választ kérjük jelölje be):

Átutalom a fib Magyar Tagozat (címe: 1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2.)

10560000-29423501-01010303 számú számlájára.

Átutalási utalványt kérek eljuttatni a fenti címre

Kérem az alábbi hitelkártyáról kiegyenlíteni:

Kártyaszám: Kártya típusa:

Kártya érvényessége: Átutalt összeg:

Dátum: Aláírás:

A megrendelőlapot kitöltés után kérjük visszaküldeni a szerkesztőség címére:

VASBETONÉPÍTÉS szerkesztősége

c/o BME Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Telefon: 463-4068 Fax: 463-3450

(Ez a lap tetszőlegesen másolható.)

AZ MSZ SZERINTI TEHERBÍRÁSI KÖVETELMÉNYEK VÁLTOZÁSA A XX. SZÁZADBAN, ÉS AZOK ÖSSZEHASONLÍTÁSA AZ EUROCODE SZERINTIEKKEL



Dr. Szalai Kálmán – Kovács Tamás

Cikkünkben az egymást követő hazai magasépítési vasbeton szabályzatok (MSZ) teherbírési követelményekre vonatkozó előírásainak 1909. és 2000. évek közötti változását foglaljuk össze, és összehasonlítjuk azokat az Eurocode (EC) vonatkozó részeivel. Az eredmények bizonyítják, hogy 1909-től kezdve az egymást követő hazai szabályzatok fokozatosan csökkentették a szerkezetek előírt biztonsági szintjét. A teherbírési követelmények teljesítéséhez szükséges nyomatéki és nyírási vasbetét mennyiségét az EC esetén szükséges mennyiséggel összehasonlítva azt találtuk, hogy az MSZ követelmények a nyomatéki teherbírás esetében 1949/1951 körüli szinten, míg a nyírási teherbírást illetően a 2000. évi módosításban megkövetelt szinten gyakorlatilag azonosak az EC követelményeivel.

Kulcsszavak: teherbírési követelmények, biztonság, hajlítási teherbírás, nyírási teherbírás

1. BEVEZETÉS

Az Eurocode-ok (továbbiakban: EC-k) honosításával kapcsolatban gyakran felvetődik a kérdés, hogy a hazai szabályzataink EC-hez képest alacsonyabb biztonsági szintje mikor és hogyan alakult ki. Az alábbiakban áttekintést adunk az egymást követő „magasépítési” vasbeton szabályzatainkban található, a teherbírásra vonatkozó biztonsági szintet meghatározó legfontosabb adatokról (Szalai 1990; Bölcskei 1969; Farkas 2000). Ennek keretében kitérünk anyagtól függetlenül a terhekre és a hajlítási valamint a nyírási teherbírásra vonatkozó előírásokra. Az áttekintést időrendben az 1909. évi szabályzattól kezdve indítjuk és a 2000. évi kiadásra tervezett módosítással fejezzük be, továbbá bevonjuk az összehasonlításba az EC vonatkozó követelményeit is (MSZ ENV 1991-1; MSZ ENV 1991-2-1; MSZ ENV 1992-1-1), de nem foglalkozunk az állékonysági és a használhatósági követelményekkel.

2. TERHEK ÉS IGÉNYBEVÉTELEK

2.1 A terhekre és a mértékadó igénybevételekre vonatkozó előírások

Az 1. táblázatban az 1909. és 2000. között kiadott hazai magasépítési szabályzatok, valamint az EC szerint a terhekre, a mértékadó igénybevétel-kombináció képzésére és a biztonsági tényezők értékére vonatkozó előírásokat foglaljuk össze.

A táblázatban Y_a -val az állandó terheket, Y_e -vel az irodára előírt hasznos fődémteher alapértékét, Y_m -el ezek egyszerű összegezésével képzett terhet, Y_M -mel a biztonsági tényezőkkel képzett teherösszeget, illetve EC esetén Q_k -val a hasznos terhet, F_{sd} -vel a teherkombinációt, továbbá γ_g -vel, illetve γ_p -vel az állandó teher, γ_q -vel, illetve γ_{q1} -val a hasznos terhek biz-

1. táblázat A terhekre és ezek mértékadó kombinációjára vonatkozó előírások

Szabályzat	Hasznos teher [kN/m ²] (iroda fődém)	Képzése	Mértékadó teherkombináció	
			γ_e , ill. γ_G	γ_{q1} , ill. $\gamma_{q1} \times \psi_{01}$
1909	4,0	$Y_m = \Sigma Y_a + \Sigma Y_e$	–	–
1921	3,0	$Y_m = \Sigma Y_a + \Sigma Y_e$	–	–
1931	3,0	$Y_m = \Sigma Y_a + \Sigma Y_e$	–	–
1936	2,0	$Y_m = \Sigma Y_a + \Sigma Y_e$	–	–
1949	2,0	$Y_m = \Sigma Y_a + \Sigma Y_e$	–	–
1951	2,0	$Y_M = \Sigma \gamma_{ai} Y_{ai} + \gamma_{pl} Y_{el} + \Sigma \alpha_p \alpha_{ei} Y_{ei}$	1,1	1,4
1957	2,0	$Y_M = \Sigma \gamma_{ai} Y_{ai} + \gamma_{pl} Y_{el} + \Sigma \alpha_p \alpha_{ei} Y_{ei}$	1,1	1,4
1971	2,0	$Y_M = \Sigma \gamma_{ai} Y_{ai} + \gamma_{pl} Y_{el} + \Sigma \alpha_p \alpha_{ei} Y_{ei}$	1,1	1,4
1982	2,0	$Y_M = \Sigma \gamma_{ai} Y_{ai} + \gamma_{pl} Y_{el} + \Sigma \alpha_p \alpha_{ei} Y_{ei}$	1,1	1,4
1986	2,0	$Y_M = \Sigma \gamma_{ai} Y_{ai} + \gamma_{pl} Y_{el} + \Sigma \alpha_p \alpha_{ei} Y_{ei}$	1,1	1,3
2000	2,0	$Y_M = \Sigma \gamma_{ai} Y_{ai} + \gamma_{pl} Y_{el} + \Sigma \alpha_p \alpha_{ei} Y_{ei}$	1,2	1,3
EC*	3,0	$F_{sd} = \Sigma_G G_k + \gamma_{q1} Q_{k1} + \Sigma_{qi} \psi_{0i} Q_{ki}$	1,35	1,5
EC**	3,0	$F_{sd} = \max \left\{ \begin{array}{l} \Sigma \gamma_G G_k + \gamma_{q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{qi} \psi_{0i} Q_{ki} \\ \Sigma \gamma_G G_k + \gamma_{q1} \psi_{01} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{qi} \psi_{0i} Q_{ki} \end{array} \right\}$	1,15	1,5
			1,35	1,5×0,7

Megjegyzés:

EC* – az EC1 korábbi értelmezésének megfelelő kombináció.

EC** – az EC1 újabb, az MSZ ENV-hez készült NAD kidolgozása idején értelmezett kombináció

tonsági tényezőjét jelöltük az MSZ, illetve az EC szerint. További jelölések: α az MSZ, ψ_{0i} az EC szerinti egyidejűségi, illetve kombinációs tényezők.

2.2 Az MSZ előírások elemzése

A teherbírásra vonatkozó MSZ követelményeket illetően az 1. táblázat alapján megállapítható, hogy:

- az 1909–1949. években a szabályzatok a megengedett feszültséges eljárásra épültek, míg 1951-től kezdve szabályzataink az osztott biztonsági tényezős méretezési eljárást alkalmazzák,
- az irodafödémek előírt legkisebb terhe 4,0 kN/m² értékről előbb 3,0 kN/m², majd 2,0 kN/m² értékre csökkent,
- a teherbírás számításánál 1909 – 1949 között az állandó terhet és az esetleges terhet a várható értékével, míg ezt követően az állandó terhet általában $\gamma_g = 1,1$, az esetleges terhet 1986-ig $\gamma_p = 1,4$, majd ezt követően $\gamma_p = 1,3$ biztonsági tényezővel szorozottan kellett figyelembe venni.
- az MSZ 2000-re javasolt módosításban az állandó terheh biztonsági tényezője $\gamma_g = 1,2$.

2.3 Az EC előírások elemzése

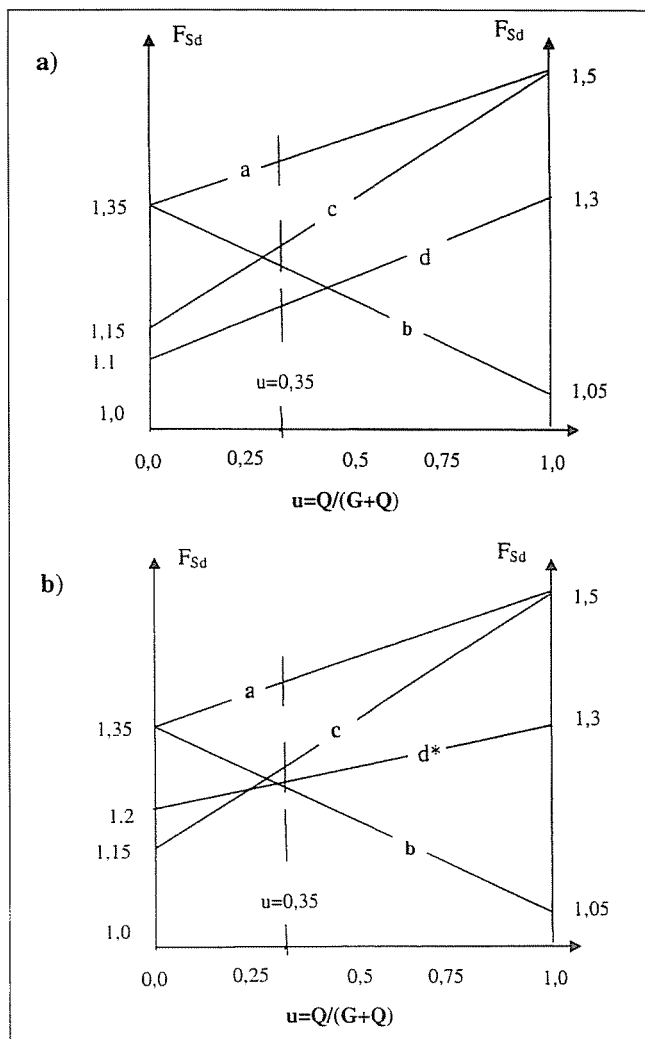
Az EC-nek a terhekre és a mértékadó igénybevételekre vonatkozó előírásait illetően az 1. táblázat alapján megállapítható, hogy:

- az EC előírások osztott biztonsági tényezős méretezési eljárást alkalmaznak, (köztudott, hogy az EU országokban az EC-k közelmúltban történt bevezetése előtt a megengedett feszültséges eljárást alkalmazták),
- az irodafödémek hasznos terhe 3,0 kN/m².
- az EC* szerinti általános méretezésnél az állandó terheh biztonsági tényezője 1,35, míg az esetleges terheh 1,5, ha azonban a használhatósági állapot követelményeinek teljesülését tételesen ellenőrzik, lehetséges a táblázat EC** sorára vonatkozó teherkombinációk alapján méretezni.
- az EC** kombinációk szerint az $1,35G+1,5\psi_0Q$ és az $1,15G+1,5Q$ kombinációk közül a nagyobbat szolgáltató érték a mértékadó. Megjegyzés: E kategóriájú (raktár) födémek esetén $\psi_0=1,0$, ami azt jelenti, hogy ilyen épületeknél az EC** szerinti változat nincs, de egyéb esetben a $\psi_0<1,0$ változat érvényes.

2.4 Az MSZ és EC teherbírásra vonatkozó mértékadó teherértékek összehasonlítása

Az 1. ábrában az MSZ és az EC illetve EC** változatokban szereplő F_{sd} teherkombináció értékeit mutatjuk be egyetlen esetleges terheh figyelembe vételével $u=Q/(G+Q)$ függvényében. Az 1.a ábrán az „a” vonal az EC*, a „b” és „c” vonalak az EC**, míg a „d” vonal az MSZ'86 (hatályos) előírásának megfelelő, 1. táblázatban megadott összefüggések. Az 1.b ábrán a „d” vonal helyett az MSZ 2000-re javasolt módosításának megfelelő „d*” vonal található. A „d*” vonalnál az állandó terheh biztonsági tényezője 1,1, míg a „d” esetében 1,2.

A 2. táblázatban az MSZ és EC* illetve EC** változatok számszerű összehasonlítása található, a gyakorinak nevezhető $u=0,35$ értékhez. Az adatokból látható, hogy az EC** változat alkalmazásával az EC** és MSZ'86 közötti különbség 1,09, az



1. ábra Az MSZ és EC mértékadó (tervezési) teherértékeinek összehasonlítása

EC* változat 1,20 helyett. A javasolt módosítással az MSZ 2000 és EC** közötti arány 1,03, az EC* változattal nyerhető 1,13 helyett.

2. táblázat Az MSZ és EC* illetve EC** értékek összehasonlítása

képlet	EC/MSZ'86	EC/MSZ 2000
EC*: $a \Rightarrow F_{sd} = 1,35G + 1,50Q$	$a/d = 1,20$	$a/d^* = 1,13$
EC**: $b \Rightarrow F_{sd} = 1,35G + 1,5 \times 0,7Q$	$b/d = 1,06$	$b/d^* = 1,01$
EC**: $c \Rightarrow F_{sd} = 1,15G + 1,50Q$	$c/d = 1,09$	$c/d^* = 1,03$
MSZ'86: $d \Rightarrow F_{sd} = 1,1G + 1,3Q$		
MSZ 2000: $d^* \Rightarrow F_{sd} = 1,2G + 1,3Q$		

3. A VASBETON ANYAGJELLEMZŐINEK VÁLTOZÁSA

Az egymást követő hazai magasépítési szabályzatok erőtani követelményeiben bevezetett módosítások követéséhez szükség van az anyagjellemzők változásának bemutatására.

3.1 A beton szilárdsági osztályainak változása

Az egyik legfontosabb kérdés a beton anyagjellemzőinek módosulása. Ennek lényegét a 3. táblázatban foglaljuk össze. A táblázattal kapcsolatban az alábbi megállapítások tehetők:

Ø150/300 f_{ck} [N/mm ²]	150-es kocka f_{ck} [N/mm ²]	150-es kocka f_{cm} [N/mm ²]	200-es kocka f_{ck} [N/mm ²]	200-es kocka f_{cm} [N/mm ²]	Az összehasonlítási példákban szereplő betonosztályok
9	11	14,6	10	13,3	
9,5	11,6	15,3	10,5	14,0	B140/C9,5
10	12,5	16,6	12	15,9	
12	15	19,9	14	18,6	
13	16,2	21,5	15,1	20,0	
16	20	26,6	18	23,9	
20	25	33,2	23	30,5	
25	30	39,8	28	37,2	
30	37	49,1	34	45,1	B450/C30
35	45	59,7	40	53,1	
40	50	66,4	45	59,7	
45	55	73,0	50	66,4	
50	60	79,7	55	73,0	

3. táblázat A hagyományos és új alakú próbatetek nyomószilárdsági értékei

- Kezdetben a szabályzatok a beton jelét a 28 napos, 200 mm élhosszúságú kocka nyomószilárdságának várható értékével adták meg kp/cm²-ben (pl. B140, B200 módon).
- Későbbi előírások a beton jelét a 28 napos Ø150/300 mm méretű henger nyomószilárdságának 5 %-os küszöbértékével adták meg N/mm² dimenzióban (pl. C20, C40 módon).
- Az EC-ben a beton jele N/mm² dimenzióban a Ø150/300 mm méretű henger, illetve törtvonallal elválasztva, a 150 mm-es kocka nyomószilárdságának 5 %-os küszöbértékével van megadva (pl. C30/37, C40/50 módon).
- A járatos szilárdsági értékeikben $\sqrt{2}$ -es arányt mutató B140, B200, B280 stb. jelű betonosztályokhoz az 1971-ben kiadott szabályzat megadta az adott beton 5 %-os K_{min} minősítési értékét is. Az EC szerinti jelöléssel $K_{min} = f_{ck}^{min}$ és nem minősítési, hanem karakterisztikus értékek nevezik. Az f_{cm} várható érték és az f_{ck} karakterisztikus (minősítési) érték közötti átszámítást $f_{ck} = f_{cm} \cdot (1 - 1,645 \cdot v)$ formában adható meg. Itt v a relatív szórás, melynek értékét az MSZ-ben betonosztálytól függetlenül 15 %-ban határozták meg. Fontos különbség, hogy az EC-ben nem a relatív szórás tekintik állandónak, hanem a szórás ($s = v \cdot f_{cm} = 4,86$ N/mm²).

A 3. táblázatban megadjuk a különböző alakú próbatetek egymáshoz rendelt f_{cm} és f_{ck} értékeit és feltüntetjük az alább bemutatandó példákban felhasznált beton szilárdsági jelét.

4. táblázat A betonok megengedett feszültségei és határzilárdságai

Szabályzat kiadási éve	Vasbeton	
	B140/C9,5 $\sigma_{bH} (\sigma_{b,eng}); 0,85 \cdot f_{cd}$ [N/mm ²]	B450/C30 $\sigma_{bH} (\sigma_{b,eng}); 0,85 \cdot f_{cd}$ [N/mm ²]
1909	(4,50)	–
1921	(4,50)	–
1931	(6,30)	(18,0)
1936	(6,30)	(18,0)
1949	(6,02)	(13,5)
1951	7,00	17,5
1957	7,00	20,0
1971	7,00	22,5
1982	7,50	22,0
1986	7,50	20,5
2000	7,50	20,5
EC*	5,38	17,0
EC**	5,38	17,0

3.2 A beton megengedett feszültségeinek és határzilárdságainak változása

Az alábbiakban ismertetjük a későbbi összehasonlító szám-példákban alkalmazott betonok – teherbirási követelmények teljesülésének ellenőrzéséhez szükséges – megengedett feszültségeit, illetve határzilárdsági (határfeszültségi) értékeit.

A 4. táblázatban a vasbetonszerkezetekhez alkalmazott betonok 1909-1949. közötti $\sigma_{b,eng}$ nyomásra megengedett feszültségeit, illetve a később alkalmazott σ_{bH} (EC esetén: $0,85 \cdot f_{cd}$) nyomási határzilárdságait adjuk meg N/mm²-ben, ahol f_{cd} a beton nyomószilárdságának tervezési értéke az EC szerint.

A 4. táblázatban lévő értékek időbeli változásával kapcsolatban megállapítható, hogy:

- a megengedett feszültséges módszert alkalmazó időszakban az 1931-es szabályzat közel 50 %-kal növelte meg a beton megengedett feszültségét,
- az 1931. évihez képest 1951-re a teheroldali biztonsági tényező megjelenésével a határzilárdságok a megengedett feszültségekhez képest növekedtek,
- az 1971-es szabályzatban a szilárdsági értékek némileg növekedtek, a teher növelésével és a teheroldali biztonsági tényezők csökkentésével egyidejűen, az 1986. évi és az ezt követő szabályozás során a szilárdsági értékek csökkentek.

3.3 A nyírási teherbírás alsó korlátjára vonatkozó összehasonlító adatok

Az 5. táblázatban egy gerenda-szakasz nyírási teherbírásának alsó korlátjára (MSZ-ben: T_{Ha} ; EC-ben V_{Rd1}) vonatkozó $T_{Ha} / (b \cdot d)$ ill. $V_{Rd1} / (b \cdot d)$ fajlagos nyíróerő értékek találhatóak a különböző időpontokban bevezetett szabályzatok alapján meghatározva, ahol b a gerincszélesség (ld. 2. ábra) és d a hasznos magasság. A fajlagos értékek ilyen módon történő megadása lehetőséget nyújt az időbeli összehasonlításra. Az értékek kiszámításánál feltételeztük, hogy a keresztmetszetre normálerő (feszítőerő) nem működik. A táblázat utolsó soraiban az összehasonlíthatóság elősegítése céljából megadjuk a szabályzatok kiadási évével jelezve, egyes szabályzati előírások vonatkozó értékeinek arányát, és pedig az MSZ 1986/MSZ 1951-es, az MSZ 2000/MSZ 1951-es, továbbá az MSZ 2000/EC*, illetve MSZ 2000/EC** szerinti értékeket.

A szabályzat kiadásának éve	Beton	
	B140/C9,5	B450/C30
1909	0,44	–
1921	0,44	–
1931	0,44	0,53
1936	0,44	0,53
1949	0,53	0,79
1951	0,70	0,96
1957	0,61	1,40
1971	0,70	1,90
1982	0,70	1,90
1986	0,42	1,08
2000	0,35	0,90
EC*	0,36	0,98
EC**	0,34	0,98
MSZ 1986/MSZ 1951	0,60	1,13
MSZ 2000/MSZ 1951	0,50	0,94
MSZ 2000/EC*	0,97	0,92
MSZ 2000/EC**	1,03	0,92

5. táblázat A nyírási teherbírás alsó korlátja

A nyírási teherbírás alsó korlátjának fajlagos $T_{Hd}/(b \cdot d)$ ill. $V_{Rd1}/(b \cdot d)$ [N/mm²] értékeire vonatkozóan megállapítható, hogy – a táblázati értékek (szilárdságtól függően) 1982-ig fokozatosan növekedtek, majd ezt követően fokozatosan csökkentek, (ismeretes, hogy minél kisebb a fajlagos érték, annál hosszabb a gerenda azon szakasza, ahol számítás szerinti nyírási vasalásra van szükség), – a 2000. évre javasolt szabályzat szerinti számítás kismértékű szigorítást hoz és az érték megközelíti az EC szerinti értéket.

3.4 A nyírási teherbírás felső korlátjára vonatkozó összehasonlító adatok

A 6. táblázatban a gerenda-szakasz nyírási teherbírásának felső korlátjára (MSZ-ben: T_{HF} ; EC-ben V_{Rd2}) vonatkozó $T_{HF}/(b \cdot d)$ ill. $V_{Rd2}/(b \cdot d)$ fajlagos nyíróerő értékeket mutatjuk be, a különböző időpontokban bevezetett szabályzatok alapján meghatározva, a 3.3. szakasszal megegyező jelölésekkel, normálerő (feszítőerő) nélkül számolva. A táblázat utolsó soraiban az 5. táblázathoz hasonlóan közöljük az MSZ 1986/MSZ 1951-es, az MSZ 2000/MSZ 1951-es, továbbá az MSZ 2000/EC*, illetve MSZ 2000/EC** arányok szerinti értékek hányadosait is.

A nyírási teherbírás felső korlátjának fajlagos $T_{HF}/(b \cdot d)$ ill. $V_{Rd2}/(b \cdot d)$ [N/mm²] értékeire vonatkozóan megállapítható, hogy – a nagyobb szilárdságú (B450/C30) anyag esetében az idők során az értékek fokozatosan növekedtek egészen 1986-ig, majd ezt követően némileg csökkentek. A nyírási kihasználhatóság 1951. és 1986. között megduplázódott, a 2000-re javasolt szabályzat az értékét csökkentette. – az alacsonyabb szilárdságú (B140/C9,5) anyag esetén a fajlagos értékek hullámzóak. 1951-1986 között csökkenés, majd növekedés van (ismeretes, hogy növekvő értékek mellett a betonnak nagyobb a szerkezet kihasználtsága, míg a csökkenő értékek a nagyobb biztonságra való törekvést mutatnak), – a 2000-re javasolt szabályzat a kihasználhatóságot némileg csökkentette és ez gyakorlatilag azonos az EC szerinti értékkel.

A szabályzat kiadásának éve	Beton	
	B140/C9,5	B450/C30
1909	–	–
1921	–	–
1931	1,05	1,31
1936	1,05	1,31
1949	1,31	1,93
1951	1,75	3,28
1957	1,53	3,50
1971	1,75	5,63
1982	1,88	5,50
1986	2,25	6,15
2000	1,88	5,13
EC*	1,86	4,95
EC**	1,86	4,95
MSZ 1986/MSZ 1951	1,29	1,88
MSZ 2000/MSZ 1951	1,07	1,56
MSZ 2000/EC*	1,01	1,04
MSZ 2000/EC**	1,01	1,04

6. táblázat A nyírási teherbírás felső korlátja

3.5 A betonacél megengedett feszültségeinek és határszilárdságainak változása

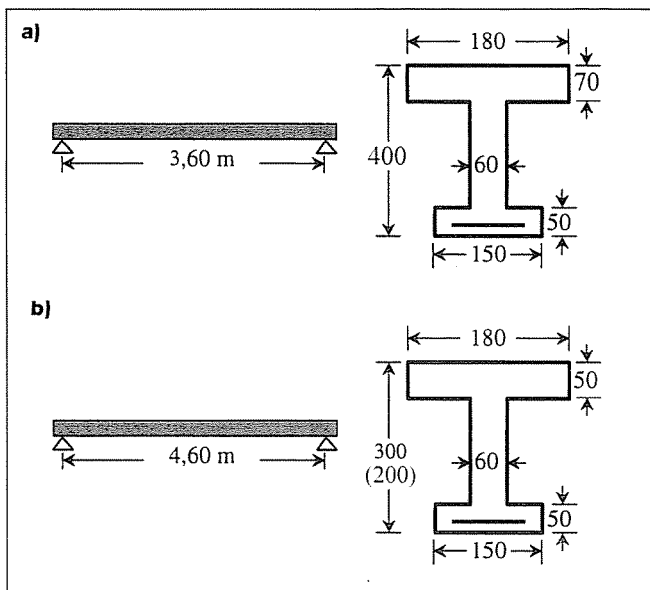
A 7. táblázatban az alábbi összehasonlító számpéldáknál alkalmazott betonacélok 1909–1949 évek között érvényes $\sigma_{s,eng}$ megengedett feszültségeit, illetve a későbbi σ_{sH} (EC esetén: f_{yd}) határszilárdságait mutatjuk be N/mm² dimenzióban a különböző időpontokban kiadott szabályzatok alapján.

A betonacél számítási szilárdságait mutató 7. táblázat adatai alapján megállapítható, hogy:

- a megengedett feszültséges eljárásról 1951-ben az osztott biztonsági tényező rendszerre való átállásnál a betonacél kihasználhatósága jelentősen növekedett.
- figyelemre méltó, hogy 1951-et követően a kihasználhatóság gyakorlatilag nem változott, inkább kismértékben növekedett,
- az EC szerinti határszilárdság alacsonyabb szilárdsági kategória mellett az MSZ-hez képest kisebb, míg a magasabb szilárdság esetén nagyobb.

7. táblázat A betonacél megengedett- és határfeszültségei

A szabályzat kiadásának éve	Vasbeton	
	B38.24/B240	B60.50/B500
	σ_{sH} ($\sigma_{s,eng}$); f_{yd} [N/mm ²]	
1909	120	–
1921	120	–
1931	120	250
1936	120	250
1949	140	255
1951	200	400
1957	200	400
1971	210	420
1982	210	420
1986	210	420
2000	210	420
EC*	209	435
EC**	209	435
MSZ 1986/MSZ 1951	1,05	1,05
MSZ 2000/MSZ 1951	1,05	1,05
MSZ 2000/EC*	1,00	0,97
MSZ 2000/EC**	1,00	0,97



2. ábra Az összehasonlító vizsgálatokhoz használt vasbeton gerenda hossza és keresztmetszeti adatai
a) Az alacsonyabb szilárdságú gerenda ellenőrzéséhez felhasznált adatok
b) A magasabb szilárdságú gerenda ellenőrzéséhez felhasznált adatok

4. AZ ERŐTANI KÖVETELMÉNYEK VÁLTOZÁSAINAK ÖSSZESÍTÉSE

4.1 A vizsgált szerkezetek

A 2. pontban részletezett teherkombinációk és a 3. pontban tárgyalt anyagjellemzők felhasználásával a fent említett szabályzatok alapján megvizsgáltuk egy-egy kéttámaszú, 3,60 illetve 4,60 m támaszközű, I keresztmetszetű vasbeton gerenda hajlítási és nyírási teherbírási követelményeit. A gerenda jellemző keresztmetszeti adatai a 2. ábrán láthatók. A () zárójel, módosított értéket a nyírási vasalás optimális kialakítása érdekében használtuk fel. A teherbírási követelmények változását egy alacsonyabb (B140/C9,5; B36.24, illetve B240) és egy magasabb (C30/B450; B60.50 illetve B500) szilárdságú anyagpárral készült vasbeton gerenda példáján mutatjuk be. A hajlítási teherbírási követelményeket mezőközepen, a nyírási teherbírási követelményeket a támasznál vizsgáltuk.

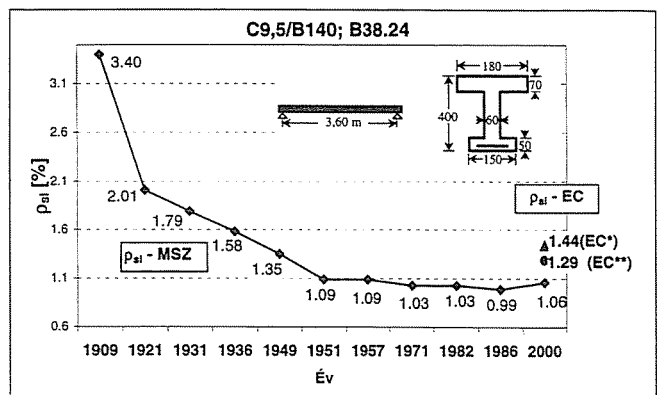
4.2 Az erőtani követelmények változásának összehasonlítása

Az előzőekben tárgyalt szabályzatok előírásainak felhasználásával készült vasbeton gerendák erőtani követelményeivel kapcsolatos változásokat összesíti a 8. táblázat. A táblázat leglényegesebb adatainak, a ρ_{sl} hosszanti (nyomatéki) és ρ_{sw} kereszt (nyírási) vashányadok értékeinek alakulását a 3. és a 4. ábrákon mutatjuk be.

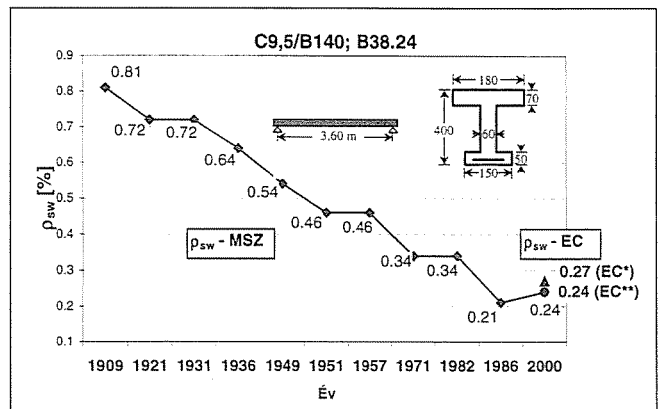
Kiegészítő megjegyzések:

Ahol erre szükség volt, az anyagjellemzők szabályzatban nem szereplő értékeit a számításnál extrapoláltuk.

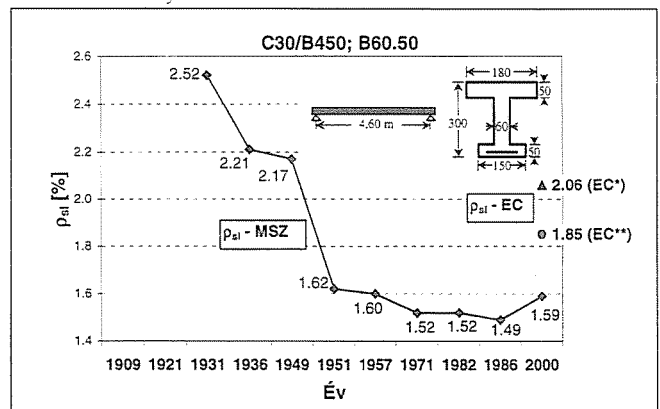
A hajlítási vashányadot a $\rho_{sl} = A_{sl} / (b \cdot d)$ összefüggéssel, a nyírási vashányadot a $\rho_{sw} = A_{sw} / (b \cdot t_k)$ összefüggéssel számítottuk, ahol d a hasznos magasság, b a gerincszélesség és t_k a nyírási



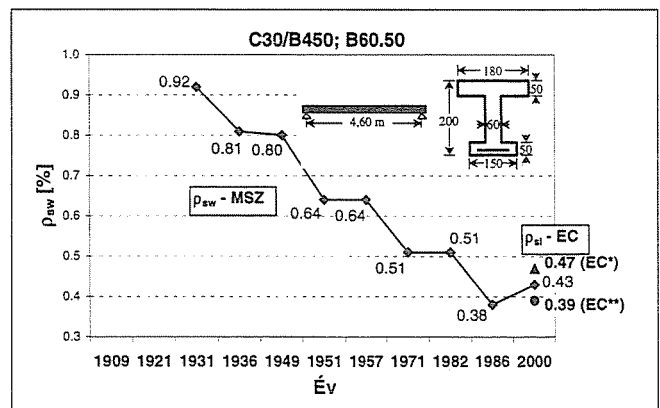
3/a ábra Az alacsonyabb beton- és acélosztályokra vonatkozó hajlítási vashányadok



3/b ábra Az alacsonyabb beton- és acélosztályokra vonatkozó nyírási vashányadok



4/a ábra A magasabb beton- és acélosztályokra vonatkozó hajlítási vashányadok



4/b ábra A magasabb beton- és acélosztályokra vonatkozó nyírási vashányadok

kengyelek egymástól való távolsága a hossz mentén mérve. A_{sl} és A_{sw} a szükséges hajlítási és nyírási acélbetét mennyisége.

ÉV	IGÉNYBEVÉTEL		ELLENÁLLÁS					
	M_M M_{Sd} [kNm]	T_M V_{Sd} [kN]	M_H M_{Rd} [kNm]	ρ_{sl} [%]	T_{Ha} V_{Rd1} [kN]	T_{Hf} V_{Rd2} [kN]	T_H V_{Rd3} [kN]	ρ_{sw} [%]
Beton: C9,5/B140; Betonacél: B38.24								
1909	17,35	18,50	17,35 ¹	3,40 ¹	9,60	–	18,67	0,81
1921	15,59	16,63	15,59 ¹	2,01 ¹	9,60	–	16,63	0,72
1931	15,59	16,63	15,64	1,79	9,71	23,30	16,81	0,72
1936	13,83	14,75	13,89	1,58	9,71	23,30	14,94	0,64
1949	13,83	14,75	13,84	1,35	11,65	29,12	14,77	0,54
1951	16,27	17,35	16,34	1,09	15,15	37,88	17,50	0,46
1957	16,27	17,35	16,34	1,09	13,26	33,15	17,50	0,46
1971	16,27	13,24	16,28	1,03	15,07	37,67	13,33	0,34
1982	16,27	13,24	16,34	1,03	15,07	40,37	13,33	0,34
1986	15,92	14,26	15,93	0,99	9,09	48,71	14,27	0,21
2000	16,95	15,19	16,96	1,06	7,56	40,48	15,21	0,24
EC*	21,84	18,81	21,86	1,44	7,69	40,26	18,82	0,27
EC**	19,77	17,03	19,79	1,29	7,43	40,26	17,07	0,24
Beton: C30/B450; Betonacél: B500								
1909	–	–	–	–	–	–	–	–
1921	–	–	–	–	–	–	–	–
1931	24,42	20,21	24,47	2,52	5,29	13,21 ²	20,34	0,92 ²
1936	21,60	17,83	21,63	2,21	5,29	13,21 ²	17,84	0,81 ²
1949	21,60	17,83	21,61	2,17	7,93	19,38	17,89	0,80
1951	25,45	21,04	25,53	1,62	9,11	31,07	21,25	0,64
1957	25,45	21,04	25,46	1,60	13,26	33,14	21,25	0,64
1971	25,45	17,77	25,59	1,52	17,99	53,26	17,85	0,51
1982	25,45	17,77	25,48	1,52	17,99	52,07	17,85	0,51
1986	24,89	19,27	24,95	1,49	10,23	58,23	19,35	0,38
2000	26,48	20,49	26,50	1,59	8,52	48,52	20,55	0,43
EC*	34,24	26,47	34,27	2,06	9,29	46,87	26,85	0,47
EC**	31,04	24,01	31,13	1,85	9,34	47,16	24,06	0,39

8. táblázat Az erőtanú követelmények változásainak összefoglalása

Megjegyzések:

¹ A beton nyomószilárdsága adja a teherbírás korlátját (nem az acélszilárdság)

² A beton nyomószilárdságától függő nyírási felső korlát kimerült

A fentiekben megadott jelöléseken túl a táblázatban jelölt T_M (V_{Sd}), és T_H (V_{Rd3}), illetve M_M (M_{Sd}) és M_H (M_{Rd}) a mértékadó- és határnyíróerő, illetve határnyomaték az MSZ (EC) szerint.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az 1931-től 2000-ig kiadott hazai szabályzatok, továbbá az EC vonatkozó előírásai szerint végzett összehasonlító számítások eredményeit tartalmazó 8. táblázat, illetve a 3. és a 4. ábrák adatai alapján az alábbi összefoglaló megállapítások tehetők:

– A nyomatéki és nyírási teherbírás követelmények teljesítéséhez szükséges hosszanti (ρ_{sl}) és nyírási (ρ_{sw}) vashányad értékek alkalmasak az erőtanú követelmények történeti változásának követésére.

Az alacsonyabb (3. ábra) és magasabb (4. ábra) szilárdsági osztályba tartozó anyag-párokból számított szükséges vashányadok jellegükben és általában csökkenő trendet képeznek.

A hajlítási teherbírás követelményeire vonatkozó előírások teljesüléséhez szükséges hosszanti vasalás erőteljes (kb. 40%-os) csökkenése következett be az 1951-es szabályzat bevezetésével. Ezt követően, 1971-ig kisebb (6-10%-os) mértékű volt a csökkenés. A javasolt 2000-es módosítás a hajlítási vasalás némi (kb. 7%-os) növelését irányozza elő.

A nyírási teherbírás követelményeinek teljesüléséhez szükséges nyírási vasalás az idők során fokozatosan és erőteljesen csökkent. Az 1951-es előírások az 1931-hez képest 38-40%-

os, az 1971-es szabályzat 1951-hez képest 20-25%-kal csökkentette a nyírási vasak szükséges mennyiségét. Az 1986-os kiadás szerinti számítás újabb, jelentős mértékben (25-40%-kal) csökkentette a nyírási vasalás szükséges mértékét. A 2000-es javasolt módosítás 13-15 % növelést irányoz elő.

Az Eurocode előírásai szerint szükséges vasalás mennyiségét tekintve a 8. táblázat, illetve a 3. és 4. ábrák alapján megállapítható, hogy a hazai szabványok biztonsági szintje a hosszanti vasalást illetően 1949/1951 években, míg a keresztvasalás esetében a 2000-es javaslat szerint azonos azzal.

A hajlítási és a nyírási teherbírással kapcsolatos EC és MSZ követelmények azonossági időpontját tekintve rendkívül érdekes megjegyezni, hogy a hazai nyírási teherbírás követelmény a javasolt MSZ 2000 módosítás alapján azonos lesz az EC-vel.

6. HIVATKOZÁSOK

- Bölcsei E., (1969): „Építményeink biztonsága”, *Műszaki Tudomány* 41/3-4. 1969. Akadémiai székfoglaló, 167-184. old.
 Farkas Gy., (2000): „A hazai és európai szabványok helyzete”, *VI. Magyar Tartószerkezeti konferencia*, Budapest, 2000. 06. 26. Konferencia kiadvány (szerk: Balázs L. Gy. és Kovács B.)

MSZ ENV 1991-1:1998 EC1 (1998): A tervezés alapjai és a szerkezeteket érő hatások 1. rész: A tervezés alapjai
MSZ ENV 1991-2-1:1999 EC1 (1999): A tervezés alapjai és a szerkezeteket érő hatások 2.1. rész: Sűrűség, önsúly és hasznos teher
MSZ ENV 1992-1-1:1999 EC2 (1999): Betonszerkezetek tervezése 1.1 rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
Szalai Kálmán (1990): „A hazai vasbetonépítési szabályzatok története”, *Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle* XL. évfolyam, 1990/1. szám 19.-28. old.

Dr. Szalai Kálmán (1930) okl. hid- és szerkezetépítő mérnök (1953), a műszaki tudomány doktora (1976), a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén egyetemi tanár (1976). Fő érdeklődési területe: beton-, vasbeton- és feszített vasbeton szerkezetek méretezéselmélete, szilárdságtana, minőségellenőrzése, felülvizsgálata és megerősítése, továbbá a nagyszilárdságú és nagyteljesítőképességű beton, a vasbeton korrózióvédelme. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Kovács Tamás (1974), okl. építőmérnök, doktorandusz. 1997-ben szerzett építőmérnöki diplomát a BME Építőmérnöki Karán. 1997 óta a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén doktorandusz hallgató. 1999-ben TEMPUS ösztöndíjjal fél évet az angliai Building Research Establishment nevű kutatóin-

tézetben töltött. Kutatási területe vasbeton szerkezetek, hidak dinamikai jellemzőinek változása az élettartam során bekövetkező állapotváltozások függvényében.

CHANGE OF ULTIMATE LIMIT STATE REQUIREMENTS IN THE 20TH CENTURY THE HUNGARIAN STANDARD AND A COMPARISON WITH THE EUROCODE

Dr. Kálmán Szalai – Tamás Kovács

Change of the specifications regarding design requirements of the Hungarian reinforced concrete standards (HS) between 1909 and 2000 is presented in this paper and compared to the appropriate parts of the Eurocode (EC). Based on the results, it can be stated that from 1909 the domestic standards following each other have gradually reduced the specified level of safety of the structures. The required amounts of reinforcement for bending and shear based on the HS have also been compared to the appropriate amounts by the EC. The ultimate limit state requirements of the EC that of and the HS are approximately the same using the 1949/1951 series of the HS for bending and the proposed 2000 HS modification for shear.

JAVASLATTELEI FELHÍVÁS PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ ODAÍTÉLÉSÉRE

Folyóiratunk 2000/2 számában már hírül adtuk, hogy a Nemzetközi Betonszövetség (*fib*) Magyar Tagozata Palotás László-díj kitüntetését alapított a vasbetonépítés terén elért kimagasló eredmények elismerésére (VASBETONÉPÍTÉS 2000/2 61. oldal). A díj a tervezés, a kivitelezés, a kutatás-fejlesztés és az oktatás területén elért eredményekért adományozható.

Az alábbiakban ismertetjük a Palotás László-díj Kuratóriumának Működési Szabályzatát azzal a céllal, hogy a díjat minél többen megismerhessék, és hogy felhívjuk a tagjaink figyelmét a javaslattelevő lehetőségre (lásd Működési Szabályzat 8-10. pontjait). A javaslattelevő határidő általában minden év szeptember 15. lesz. Jelen folyóirat szeptemberi megjelenése miatt azonban ezt idén szeptember 30-ra módosítjuk.

A „PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ” Kuratóriumának Működési Szabályzata

1. A Kuratórium a „PALOTÁS LÁSZLÓ DÍJ” Szabályzata alapján a jelen Működési Szabályzat szerint végzi tevékenységét.
2. A Kuratórium hét tagját a *fib* Magyar Tagozata (*fib* MT) által elfogadott szabályzat alapján a közgyűlés választja.
3. A Kuratórium munkáját az Elnök irányítja, akit a tagok maguk közül titkos szavazással választanak meg.
4. A Kuratórium határozatképes, ha legalább 5 tagja jelen van.
5. A Kuratórium döntéseit szótöbbséggel hozza meg, szavazategyenlőség esetén az elnök szavazata dönt. A döntéseket határozatokban rögzíti és ezeket sorszámozottan nyilvántartja.
6. A Kuratórium üléseiről emlékeztető készül. Az emlékeztetőket, a határozatokat és a tevékenységgel kapcsolatos egyéb dokumentumokat az elnök őrzi. A jelöléssel és döntéssel kapcsolatos iratokat bizalmasan kell kezelni.
7. A díjjal való jutalmazásra a *fib* MT bármely tagja javaslatot tehet.
8. A Kuratórium minden év második negyedében Javaslattelevő Felhívást tesz közzé a *fib* MT VASBETONÉPÍTÉS c. lapjában.
9. A javaslatokat minden év szeptember 15-ig kell eljuttatni a Kuratóriumnak címezve a *fib* MT vezetőségéhez.
10. A javaslatnak 5-10 oldalon tartalmaznia kell:
 - a kitüntetésre javasolt személy nevét,
 - rövid szakmai életrajzát és tevékenységének leírását,
 - a kitüntetésre okot adó alkotás (vagy alkotások) megnevezését, ismertetését,
 - a javaslat indoklását a javaslattevő(k) nevének felüntetésével.
11. A Kuratórium minden év október 30-ig értékeli a javaslatokat és dönt.
12. Az értékelés során az alábbi fő szempontokat kell figyelembe venni:
 - az alkotás(ok) jelentősége
 - újszerűsége
 - hatása a szakmai életben
 - hasznossága (erkölcsi és anyagi értelemben)
 - részesült-e már más elismerésben ezért (ez lehet negatív szempont).
13. A Kuratórium a döntését a *fib* MT VASBETONÉPÍTÉS c. lapjában való közzététellel hozza nyilvánosságra.
14. A Kuratórium a megalapozott döntéshozatalhoz szükséges mennyiségű ülést tart az igényeknek megfelelő időpontokban.
15. A Kuratórium elnöke évente köteles beszámolni a kuratórium tevékenységéről a *fib* MT közgyűlésének.
16. A Kuratórium a tevékenységét ellenszolgáltatás nélkül, a *fib* MT tagságának érdekében végzi.

Budapest, 2000. április

A „PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ” Kuratóriuma

4. A VÖLGYHIDAK ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIAI ÉRDEKESSÉGEI I.



Fodor József

A cikksorozat előző három részében részletes ismertetést adtunk a beruházás előkészítéséről, a nyertes pályázat kiválasztásáról, bemutattuk a két völgyhidat, valamint azt a nem mindennapi tervezési munkát, melynek során a két műtárgy megszületett. A következő két részben megpróbálunk egy átfogó képet adni a szakaszos előretolós hídépítési technológiáról, amellyel a völgyhidak épülnek. Azért a múlt idő, mert a cikk megjelenésekor a völgyhidak szerkezetei már elkészültek. A szakaszos előretolós technológia nagyon sokféle segédszerkezetet, segédberendezést igényel, így a tervezési feladat is igen szerteágazó. A hídszerkezet adottságai miatt számos új, a hazai hídépítési gyakorlatban eddig még nem használt megoldást alkalmaztunk. Elég csak utalnom az íves kialakítású gyártópadra, a teljes zsaluzatrendszer hidraulikus munkahengerekkel végzett mozgatására, a pályalemez könnyűszerkezetes belső zsaluzatára, az első betonozási ütem vasszerelésének teljes zömhosszon való előszerelésére és mozgatására, valamint a támaszok feletti zömök acélszerkezetű diafragma-zsaluzatára. Jelen cikk a felszerkezetek gyártását és a gyártópadokat, a következő pedig az építéshez szükséges további segédszerkezeteket, segédberendezéseket ismerteti.

Kulcsszavak: szakaszos előretolás, emelő-toló sajtó, technológia, segédszerkezetek, gyártópad

1. BEVEZETÉS

A technológiai és segédszerkezeti szakág mindig is mostoha-gyermek volt a tervezésnek. Egy kicsit mindig háttérbe szorult, és nem kapta meg a kellő elismerést és publicitást. Ezért különösen örömeinkre szolgál, hogy lehetőséget kaptunk technológiai tervezési módszereink és tapasztalataink közzétételére. Ehhez persze kellett egy olyan volumenű műtárgy is, mint a Nagyrákoson épülő 32 nyílású 1400 m hosszú feszített vasbeton vasúti híd, amely Közép- és Kelet-Európa egyik leghosszabb vasúti hídjának minősül.

Egy építendő szerkezetet sohasem szabad különválasztani az alkalmazott építési technológiától, hiszen az mindig visszahat a szerkezetre. Ezért a szerkezet tervezőjének és a technológiai tervezőnek szoros együttműködése szükséges ahhoz, hogy a lehető legjobb szerkezet szülessen meg. Különösen igaz ez a szakaszos előretolós építés esetében, ahol az alkalmazott technológia és a segédberendezések döntően befolyásolják a sikeres megvalósítást.

A magyar-szlovén vasútvonal Zalalövő és Bajánsenye közötti szakaszán két, méreteiben jelentősebb völgyhíd épül. Az I. jelű völgyhíd kb. 1400 m, a II. jelű 200 m hosszú. A két völgyhíd felszerkezete azonos keresztmetszetű, feszített vasbeton szekrénytartó, mely szakaszos előretolós technológiával épül. A keresztmetszeti kialakítást és a méreteket a cikksorozat előző részei bemutatták. A technológiát a Hídépítő Vállalat vezette be Magyarországon és ez a 12. műtárgy, amely ezzel a technológiával épült.

Az építési módszer lényege a következő: A felszerkezet tengelyében – a helyi adottságoktól függően hídfő mögött vagy hídfő előtt – telepítünk egy gyártóhelyet. A gyártóhely magában foglalja a gyártópadot és a szerelőteret. A gyártópadban készülnek az előre megtervezett hosszúságú hídszakaszok (zömök), a szerelőtérben pedig a zömökbe kerülő vasszerelés előregyártása folyik. Az elkészült zömöket hidraulikus sajtókkal előretoljuk a gyártópadon, majd kontakt betonozással hozzá-

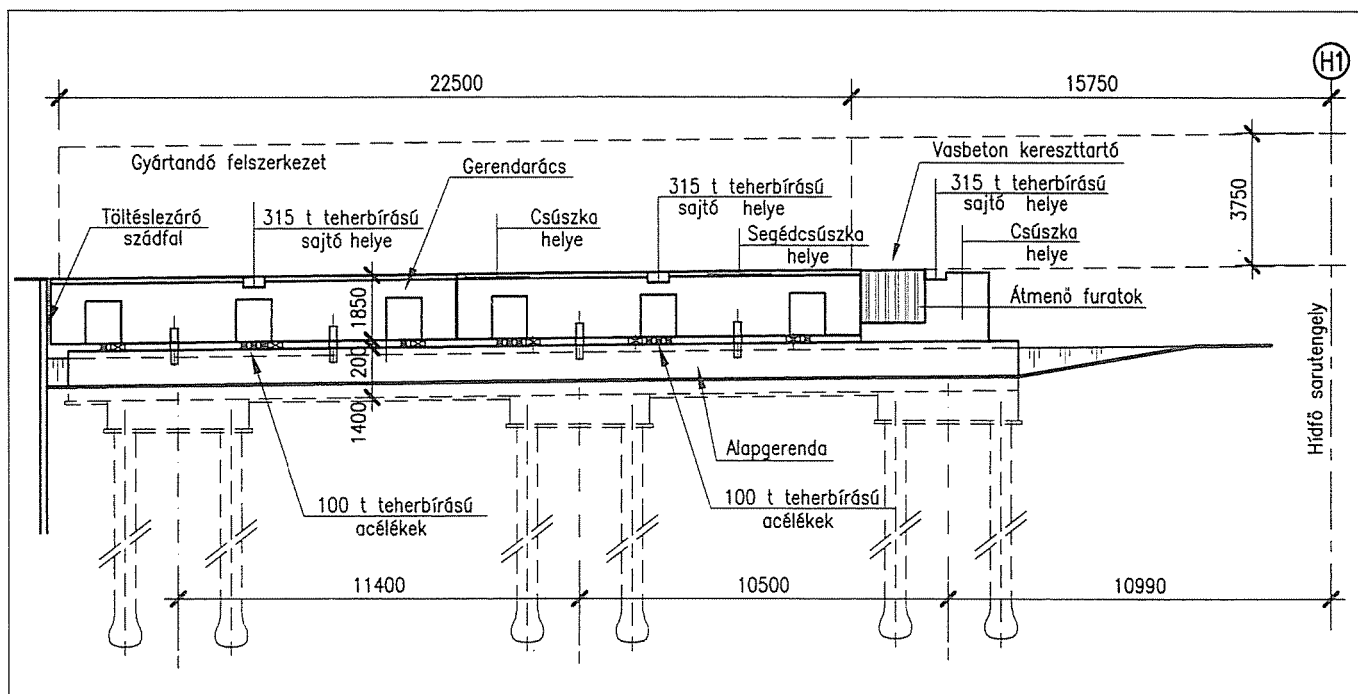
építjük a következőt. Az új zömöt a kellő betonszilárdság elérése után feszítópázmákkal hozzáfeszítjük az előzőhöz, majd előretoljuk a pad elejéig helyet adva a következő zöm építésének. A munkamenet a teljes felszerkezet elkészültéig ciklikusan ismétlődik. Előretolás közben az igénybevételek csökkentése érdekében szerelőcsórt alkalmazunk. Az acélszerkezetű szerelőcsórt az első elemhez feszítéssel rögzítjük.

Az előretolás során a felszerkezet teflonbetétes csúsztatószerkezeteken támaszkodik a végleges saruhelyeken, illetve – ha szükséges – a közbelső segédjármokon. Az iránytartást oldalvezető keretek biztosítják. Kétféle előretolási technikát használunk. Az egyik az emelő-toló sajtóval való tolás, a másik a hátulról végzett tolás. Ebben a projektben mindkét tolási módszert alkalmaztuk. Az I. jelű völgyhíd emelő-toló rendszerrel juttattuk a helyére, a II. jelű völgyhidat hátulról toló sajtókkal toltuk előre. A kétféle módszer alkalmazását a rendelkezésre álló vállalati eszközkészletek indokolták.

2. GYÁRTÓPADOK

2.1 AZ I. JELŰ VÖLGYHÍD

Az I. jelű, 1400 m hosszú völgyhidat építéstechnológiai tekintetben három szakaszra osztottuk. A két szélső szakasz előretolós technológiával, a középső, kétnyílású hídszakasz helyben, állvánnyal alátámasztott zsaluzatban épül. A szélső hídszakaszok – hosszuk 704, illetve 614 m – a hídfők mögött telepített gyártópadokon épülnek kétütemű betonozással. A munkahézag (ütemhatár) a konzolkiékelés alsó vonalában van. A gyártandó maximális zömhossz 22.50 m, ezért a gyártópadot 23,00 m hosszúra építettük. A híd 1 – 17 jelű támaszok közötti szakasza, mely az 1 jelű hídfő mögötti gyártópadon épül, egyenes tengelyű, míg a 19 – 33 jelű támaszok közötti szakasza, mely a 33 jelű hídfő mögötti gyártópadon épül, 2400 m sugarú íves tengelyű. Magyarországon ez az első kör-



1. ábra Az alapozás hosszmetsete

ív menti előretolással épülő híd. Az íves hidalak igénye szerint természetesen a 33 jelű hídfő mögötti gyártópad is ves kialakítású. A két gyártópad – az ívességét leszámítva – teljesen azonos kialakítású.

A gyártópadal szemben támasztott követelmények :

- minden munkafázisban teljes mértékben szolgálja ki a technológiai igényeket
- kezelése egyszerű és gyors legyen kellően merev és süllyedésmentes, vagy süllyedés esetén visszaállítható.

A gyártópad felépítése:

- alapozás;
- vasbeton gerendarács;
- fenékszaluzat;
- külső zsaluzat;
- belső zsaluzat.

Alapozás (1. és 2. ábra)

A gyártópadal szemben támasztott követelmények között említettük a süllyedésmentességet, vagy visszaállíthatóságot süllyedés esetén. A hazai általajviszonyokat tekintve gazdaságosan elkészíthető, süllyedésmentes alapozás biztonsággal nem garantálható, ezért áthidaló megoldást választottunk. Az alapozást úgy alakítottuk ki, hogy esetleges süllyedés esetén a pad visszaemelhető legyen eredeti, tervezett helyére. Épült egy Franki-cölöpökkel alátámasztott vasbeton gerendarács a hídfelszerkezet bordáinak vonalában és fölötté egy vasbeton gerendarács. (Süllyedésmentesség esetén csak a gerendarácsra lenne szükség).

Az alapgerendák és a gerendarács között 20 cm függőleges hézag van. Ebben a hézagban 100 tonna teherbírású csavarorsókkal állítható acélékek vannak, melyek az alapgerendákra támasztják a gerendarácsot. Az alapozás süllyedése esetén az acélékek mellé behelyezett hidraulikus sajtókkal az egész zsaluzatrendszer alátámasztó vasbeton gerendarács visszaemelhető és az ékek utánállításával rögzíthető. Itt jegyezzük meg, hogy az eddigi tapasztalatok szerint a gyártópad süllyedésének túlnyomó része az első egy-két zöm gyártásakor lezajlik, utána a pad további igazítására nincs szükség.

Az alapgerendák 1,0x1,40 m keresztmetszetű vasbeton gerendák, a cölöpök Ø 60 cm, 16 m hosszú Franki-cölöpök. Az alapgerendák a hídfő felé túlnyúlnak a zsaluzaton, mert végü-

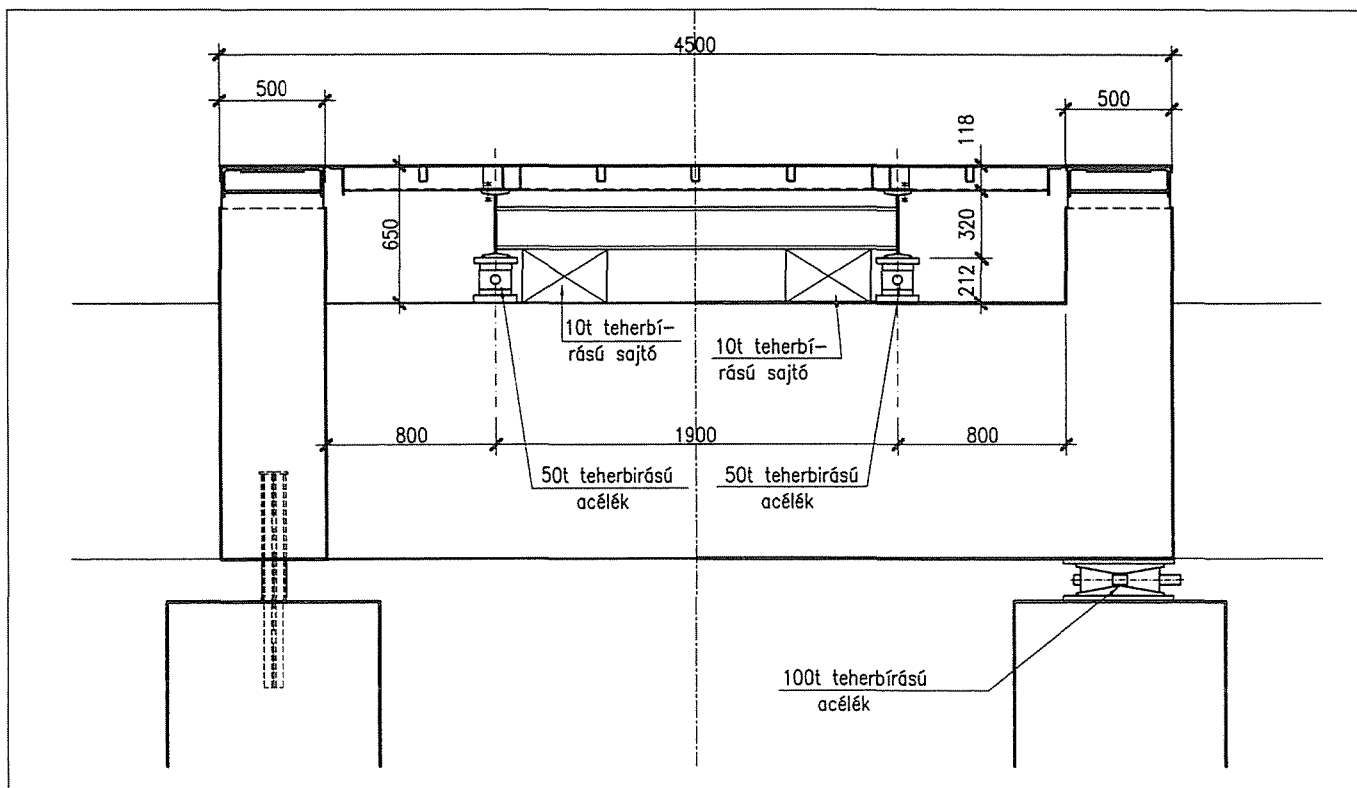
kön két fontos szerkezeti elem kapott helyet. Az egyik a két alapgerendát összekötő vasbeton keresztartó, a másik pedig az ez előtt lévő vasbeton számfal, amely az előretoláshoz szükséges csúsztató szerkezetet támasztja alá.

A vasbeton keresztartó szerepe a következő: A gyártópadon előretolt, egyre növekvő hosszúságú felszerkezet a tolátámaszok kivételével mindenhol teflonbetétes csúszkákon támaszkodik, melyek mozgó saruként viselkednek. A zömök gyártása idején az előretolt hídszakaszon szükséges fix támaszt is létrehozni a hőtágulásból adódó hosszirányú mozgások kéz-bentartására. Kézenfekvőnek tűnhet a megoldás, hogy a fix támaszt a tolátámaszon hozzuk létre az emelő-toló sajtó fel-emelt, tolási helyzetbe hozott állapotával. Az ekkor létrejövő súrlódási erő bőven elegendő lenne a hőmozgásból eredő teflonsúrlódási erők felvételére. Ez azonban nem ilyen egyszerű.

A tolátámasz kb. 48 m-re van a gyártópad végétől, azaz a gyártandó új zöm elejétől. A 48 m-es, hátra nyúló szakasz hőmozgása ± 5 °C hőmérsékletváltozás esetén ± 2,4 mm. A hőmozgás minden esetben megrepesztene a frissen betonozott zöm kötésben lévő betonját. Belátható tehát, hogy a fix támaszt közvetlenül a gyártópad előtt kell kialakítani, hogy a pad irányába ne jöjjön létre hőmozgás. Ezt a célt szolgálja a két alapgerendát összekötő vasbeton keresztartó. Az előretolt hídszakasz végét a keresztartóhoz feszítjük le Ø 36 mm-es Dywidag-rudakkal, ezzel létrehozva egy fix megfogást. A gyártópad alapozását méreteztük a teljes előretolt hídszakasról átadódó teflonsúrlódási erőre. Az zömvégeken meghatározott raszter szerinti függőleges furatok vannak. A keresztartón a teljes raszterhálózat összes furata megtalálható. A zömökön mindig csak annyi furat van, amennyi feszítőrúd szükséges a teflonsúrlódási erő megfogásához az adott fázisban.

Az előretolások utolsó szakaszában a zömvégeken lévő furatokat fedésbe kell hozni a keresztartón lévő furatokkal, hogy a feszítőrudak elhelyezhetők legyenek.

Az alapozást az AXIS-3D térbeli rúdszerkezet programmal számítottuk. A méretezésnél a cölöpök vízszintes terhelése miatti hajlítás volt a mértékadó. A cölöpök vízszintes ágyazását a talajmechanikai szakvélemény adatai alapján vettük fel. Az alapozás süllyedése (10, 20 mm) nem haladta meg a számítottat (16 mm), amely gyorsan – az első két zöm gyártása során – lezajlott. Ezután még összesen 2 mm süllyedést tapasztaltunk.



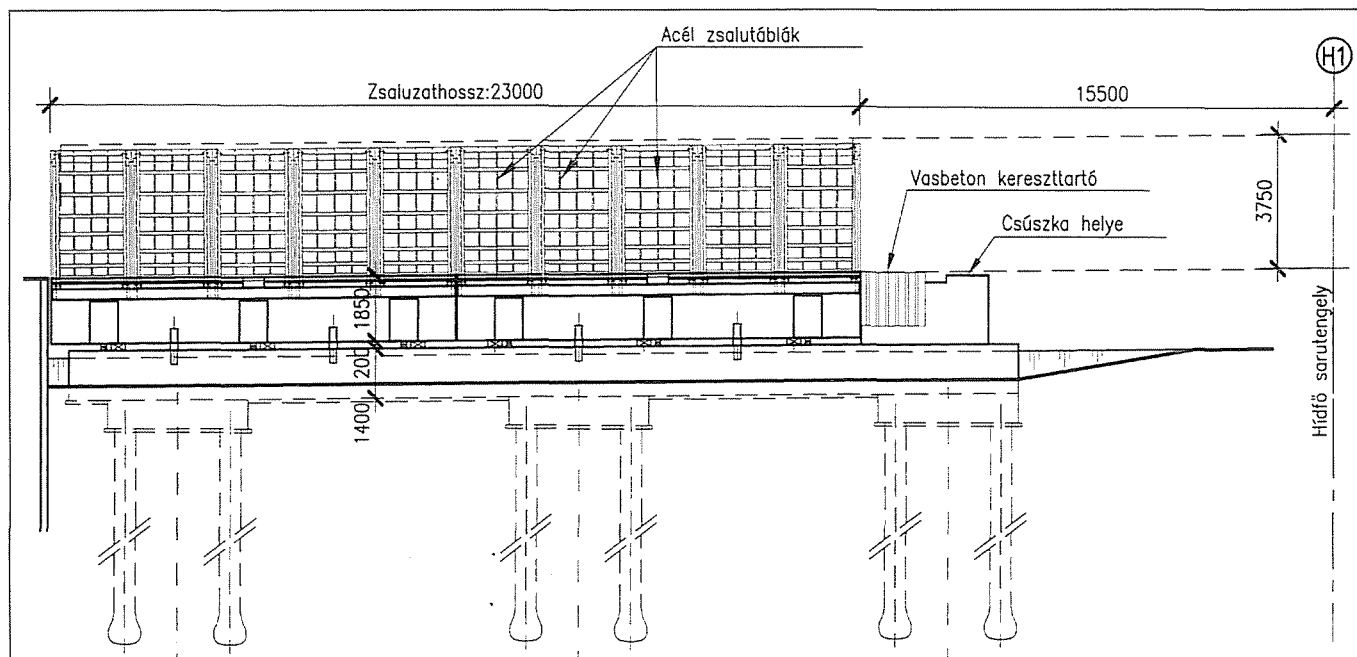
3. ábra A fenékszaluzat keresztmetszete

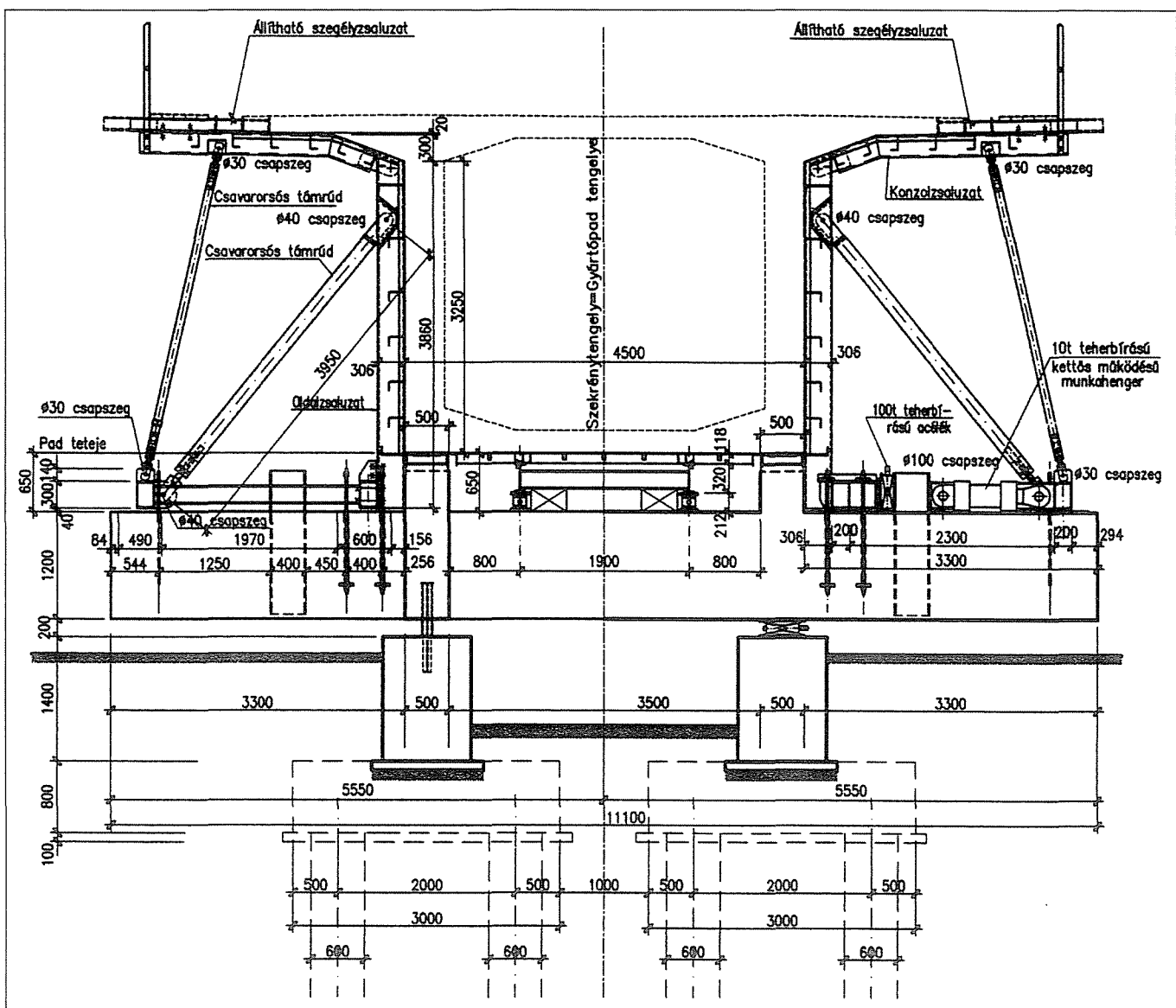
egységek hossza 11,5 m a teljes fenékszaluzat hossza 23 m. Utóbbi 10 db 2,30 m elméleti hosszúságú zsalutáblából áll. A külön mozgatható zsaluzati egységek 5-5 db zsalutáblából állnak, melyeket 2-2 db I-320-as hossztartóra, csavarozott kapcsolattal rögzítettünk. A zsalutáblák 8 mm vastag acéllemez-ből készültek és alulról dunaujvárosi, hidegen hajlított U-szelvényekkel merevítettek. A merevítések a padtengelyre merőlegesek és közvetlenül az I-320-as hossztartókra támaszkodnak. A merevítőbordák szakaszos sarokvarrattal kapcsolódnak a 8 mm vastag zsalulemezhez. A táblák hosszanti széleit hengerelt szögacélok merevítik. A teljes fenékszaluzat szélessége 4500 mm. A szélső 500 mm-es fix zsaluzatsávok és a leereszthető középső acélzsaluzat között mindkét oldalon 2 mm hézagot hagytunk, így az acél fenékszaluzat szélessége 3496 mm-re adódott.

Az I-320-as hossztartók tengelytávolsága 1800 mm. A hossz-tartókat a vasbeton gerendarács keresztartóinak középvoná-lában I-200-as acél keresztartók kötik össze. Az I-200-as ke-reszttartók homloklemez, csavaros kapcsolattal csatlakoz-nak a hossztartókhoz, könnyítve ezzel a helyszíni összeszere-lést. A hossztartók 50 tonna teherbírási csavarorsós acélékek-kel támaszkodnak a gerendarács keresztartóira. A zsalutáblák között 2 mm széles hézagot hagytunk, így a 2300 mm elméleti zsalutábla-hossz 2298 mm valós táblahosszat eredményezett.

A 33. jelű hídfő mögötti gyártópad íves fenékszaluzatát úgy hoztuk létre, hogy a zsalutáblák közötti 2 mm-es hézagot az ív belső oldalán 0-ra zártuk, az ív külső oldalán pedig 4 mm-re nyitottuk. Ez az összeállítási mód csak úgy volt lehetséges, hogy a zsalutáblákon és a hossztartókon egymásra merőleges oválfuratokat készítettünk a táblaelfordítás mértékének meg-

4. ábra A külső zsaluzat oldalnézete





5. ábra A külső zsaluzat keresztmetszete

felelő ovalítással. A zsalutáblákat így sugárirányba forgattuk, a hosszartók pedig a körív húrjai mentén helyezkednek el. A zsalutáblák közötti hézagokat elasztikus anyaggal töltöttük ki.

A fenékszaluzat leeresztését és visszaemelését a zsalutáblákra és a gerendarács belső felületére felhegesztett ütközők segítik. Leeresztéskor a fenékszalu az alsó ütközőn ül fel, visszaemeléskor a felső ütköző biztosítja, hogy a mozgatható fenékszaluzat mindig azonos síkra kerüljön a fix zsaluzatsávokkal. Így a zömgyártás előtti geodéziai ellenőrző méréseket csak a gerendarács tetején, a hosszbordák acéllemez borításán kell elvégezni.

Külső zsaluzat (4. és 5. ábra)

A külső zsaluzat tervezésekor is szakítottunk a hagyományokkal. Az eddigi gyakorlatban kézi mozgatással keresztben kibillenthető külső zsaluzatokat használtunk. Könnyen belátható, hogy a kibillentés íves zsaluzat esetén nem működik a zsalutáblák összefeszülése miatt, ezért egy teljesen új, önmagával párhuzamosan elmozdítható zsaluzatrendszert terveztünk. A mozgatást hidraulikus berendezés végzi. A megoldás kiválóan működött a gyakorlatban, gyors és egyszerű kiszaluzást tett lehetővé. Az acélszerkezetű külső zsaluzat az oldalzszaluzatból, konzolzszaluzatból, a főtartóból és a kitámasztó, állítható, csavarorsós rudakból áll. A zsaluzat teljes hossza 23 m, ami oldalanként 10 – 10 db konzol- és oldaltáblából áll. A zsalutáblák tengelytávolsága 2300 mm, a táblák között 4 mm

hézag van, így a táblaszélesség 2296 mm. A táblák közötti hézagokat a zsaluzat összeállítása és pontos beállítása után hézagoló lemezekkel kell kitölteni, és a táblákat a hézagoló lemezekon keresztül össze kell csavarozni. Erre szolgálnak a zsaluzatszéleken lévő furatokkal ellátott laposacél peremek, ezek közé kell elhelyezni a hézagoló lemezeket. A gyakorlatban a hézagoló lemezek helyett 4 mm vastag gumiszalagot alkalmaztunk, ezek szolgáltak hézagzáró elemként.

A zsalutáblák 6 mm vastag acéllemezből készültek, hidegen hajlított szelvényekkel merevítve. A zsalutáblák szélein levő főtartók melegen hengerelt U-szelvényekből készültek.

A konzol zsalutáblái csuklósan kapcsolódnak az oldalzsaluzathoz, Ø 30 mm-es csapszegekkel. A teljes külső zsaluzat a gerendarács vasbeton konzoljaira fektetett sarokmerv kialakítású rácsozott főtartókra van szerelve. Egy-egy oldali külső zsaluzat két különálló és külön is mozgatható hosszirányú egységből áll.

Kiszaluzáskor és a zsaluzat beállításakor egy-egy zsaluzati egységet 2 db kettős működésű hidraulikus munkahenger mozgat. A munkahengerek a zsaluzatot mozgatáskor a padtengelyre merőlegesen 5-6 cm-t tolják ki -be. A zsaluzat a főtartókra hegesztett acéllemez papucsokon és a vasbeton konzol tetejébe bebetonozott acéllemezekon, zsírozott felületen csúszik, megfelelően beállított és rögzített oldalvezetés mellett. A bebetonozott acéllemezek és a papucsok között a pontos magasságot beállító hézagoló lemezek vannak, a zsaluzat tulajdonképpen ezeken csúszik.

Az oldalvezetések csak a zsaluzat pontos beállítása után szabad felhegeszteni a vasbeton konzolokba bebetonozott acéllemezekre. A zsaluzat pontos keresztmetszeti beállítását a csavarorsós támrudak teszik lehetővé. Minden egyes zsalutábla két-két rúddal állítható. A támrudak acélcsőből készültek, az állítást végző csavarorsók trapézmenetesek, az orsók bronz perselyben forognak. Az oldalzsaluzatot csak egyszer kell beállítani, a zömgyártás megkezdése előtt, a továbbiakban csak akkor, ha az ellenőrző mérések alapján ez szükséges.

A konzolzsaluzat leeresztése viszont minden kiszaluzáskor szükséges, mert felszakításkor csak minimális mértékben távolodik el a zsaluzat a betontól és előretoláskor a beton konzol sűrűlőhat a zsaluzaton, ami nehezíti az előretolást. Zömgyártáskor a külső zsaluzatot a vasbeton konzolokba függőlegesen bebetonozott I-400-as hengerelt tartókhoz támasztjuk ki 100 tonna teherbírási csavarorsós acéllekekkel. A betonnyomás felborító hatása miatt a zsaluzatot a belső oldalon $\varnothing 26,5$ mm-es Dywidag-rudakkal kötöttük le a gerendarács konzoljához. A zsaluzat mozgatásakor a lekötések meg kell lazítani, hogy a zsaluzat szabadon mozoghasson.

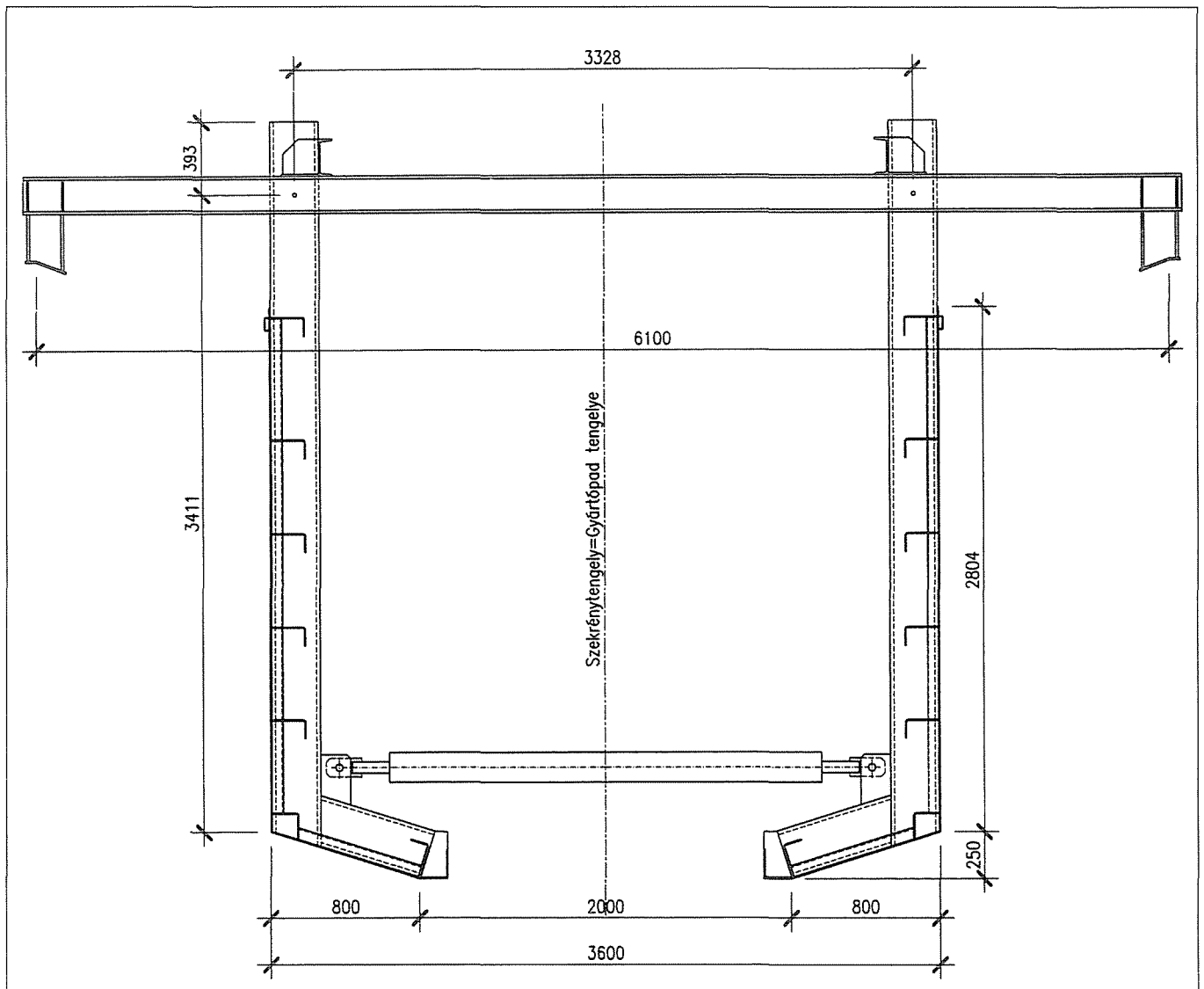
Kiszaluzáskor – a zsaluzat kihúzásakor – a zsaluzat külső oldalán keletkezik felemelő erő, amit a konzolokba bebetonozott M 24 csavarszárakkal lazán lecsavarozott U-tartók fognak meg. A laza lecsavarozás annyit jelent, hogy a lekött U-tartó a főtartó felemelkedését megakadályozza, ugyanakkor a vízszintes mozgatást nem gátolja. A gyártópadba beépített csúsztató szerkezetek és felszakító sajtók hozzáférhetősége ér-

dekében ezek beépítési helyein az oldalzsalu-táblák alsó részén leszerelhető ablakokat készítettünk. A konzol-táblákon a konzol oldalfelületének zsaluzására szögacélból készített, állítható szegélyzsaluzat van. Az egyenes hídszakasznál az állíthatóságra nincs szükség, azt csak egyszer – az első elem gyártásakor – kell beállítani. Az íves hídszakasznál a konzolhossz folyamatos változása miatt minden egyes zömnél állítani kell a szegélyzsalukat.

A konzoltáblák külső oldalán acélkorlát készült. A korlát és a zsalulemez közötti le nem fedett sávban pallóterítéssel kezelőszintet kell készíteni és a pallókat elmozdulásmentesen rögzíteni kell. A 33. jelű hídfő mögötti gyártópad íves oldalfelületének kialakítását a zsalutábláknak a rácsos acél főtartóra való felerősítésével oldottuk meg. A zsalutáblák felcsavarozásakor a húrmagasság szerint változó vastagságú alátétlemezeket helyeztünk a zsalutábla váz-tartója és a főtartó közé.

A zsaluzat főtartóit 23,00 m-es körívhosszon húr-irányú egyenesben helyeztük el. A maximális húrmagasság, melyet alátétlemezekkel kellett kiegyenlíteni 22 mm volt. A két zsaluzási oldalon természetesen ellentétes hézagolást kellett végezni a homorú és domború oldalfelületek kialakítása érdekében. Az egymással szembekerülő két hézagoló lemez összvastagságának a teljes húrmagasságot kell kiadnia. Az egyes zsalutáblák így sugárirányra merőlegesen helyezkednek el. A konzoltáblák 4 mm széles vízszintes hézagai a belső ív mentén 2 mm-re záródnak, a külső ív mentén 6 mm-re nyílnak. A hézagkitöltést megfelelő vastagságú gumiszalag végzi.

6. ábra A belső zsaluzat keresztmetszete



Belső zsaluzat (6. ábra)

I. betonozási ütem:

Acélszerkezetű típuszsaluzatot csak az általános nyílásközei és támasz fölötti elemekhez terveztünk. Az eltérő zömök belső oldalzsaluzatához is ezeket a zsaluzatokat használjuk kisebb darabszámban beépítve és a szükséges mértékben egyedi fatáblás zsaluzattal kiegészítve. A támasz fölötti zömök diafragmáinak zsaluzásához külön zsaluzó egység készült, amely kb. 6 m hosszú és egy darabban mozgatható. Ezzel jelentős időt takarítunk meg a zsaluzási munkáknál.

A zsalutáblák a külső zsaluzathoz hasonló acélszerkezetek. U-260-as főtartóiknál fogva csapszegekkel kapcsolódnak a külső zsaluzat konzoljaira támaszkodó függesztő keretekhez. A függesztő kereteken lógó, egymással szemben lévő zsalutáblák alul 2-2 db állítható csavarorsós rúddal vannak egymáshoz kitámasztva. A csavarorsós rudakkal lehet a zsaluzatot beállítani, kizsaluzáskor pedig ezekkel lehet lefeszíteni a betonról. A zsalutáblák alsó részén a hídkeresztmetszet belső kiékelését követő kontrazsaluzat van.

Kizsaluzáskor az ellenmenetes csavarorsós rudakkal összehúzzuk a zsaluzatot, amely a felső csapszeges függesztéseken el tud fordulni, majd a függesztő keretknél fogva a kiszolgáló toronydaruval kiemeljük. Egy zsaluzati egység hossza 2150 mm és összeállítva tartalmazza a függesztő keretet, a két szemben lévő zsalutáblát és a 2 db csavarorsós támrudat. Az így összeállított egységeket szorosan egymás mellé kell elhelyezni és a zsaluzéleken lévő, furatokkal ellátott peremknél össze kell csavarozni a szomszédos táblákat. Így kellő merevség érhető el és betonozáskor a táblák egymáshoz képest nem tudnak elmozdulni. Egy általános nyílásközei zömben 8 db zsaluzati egységet használunk, támasz fölötti, keresztartós zömben 3-3 darabot, kétoldalról csatlakoztatva a diafragmás zsaluzati egységhez. A zömvégeken, a lehorgonyzó tömbök környezetében egyedi, táblás fazsaluzat készül, csatlakoztatva az acélzsaluzathoz. Ugyanúgy egyedi táblás fazsaluzattal készülnek a szabadkáberek iránytörő bordái.

II. betonozási ütem:

A második betonozási ütemben épül a konzolos pályalemez. A konzolok zsaluzatát a külső zsaluzat konzoltáblái és a rajtuk lévő, állítható szegélyzsaluzat képezik. A bordák közötti pályalemez-szakasz zsaluzását könnyűszerkezetes tartóvázal és táblás fazsaluzattal oldottuk meg. Itt is eltértünk az eddigi gyakorlattól, ugyanis az esetek túlnyomó többségében ezt a zsaluzatot bennmaradó vasbeton kéregelemmel készítettük. Egyedül a szolnoki Holt-Tisza hídnál készült olyan zsaluzókocsi, amely visszanyerhető acélzsaluzattal megoldotta ezt a feladatot, de ott a belső geometriai kialakítás lehetővé tette ennek alkalmazását. Az itteni szűk belső tér miatt ennek alkalmazására gondolni sem lehetett, a kéregelemes zsaluzat pedig a hid hossza miatt tetemes költséget emésztett volna fel. Ezért választottuk ezt az új megoldást.

A zsaluzatot kifejezetten kézi módszerekkel történő szereléshez, illetve bontáshoz, vagyis kézi erővel könnyen mozgatható szerkezeti egységekből alakítottuk ki. Ez azért fontos, mert betonozás után zárt térben kell a kizsaluzást végezni és a zsaluzatot innen kell kiszállítani emelő berendezések segítségével.

A zsaluzat teherviselő vázszerkezete vékonyfalú hidegen hajlított szelvényekből készült. Fő teherviselő elemei a vonórúddal ellátott keresztartók, melyeket hosszirányban 1,00 m-enként helyeztünk el. A keresztartókat a közéjük befüggesztett hosszartók kötik össze. A hosszartók a keresztartókra hegesztett papucson támaszkodnak, a rögzítést csapszegek

végzik. Az összeszerelt vázszerkezet 22 mm vastag fatáblás héjalást kap. A fatáblák elmozdulásmentes rögzítéséhez a vázszerkezetre acélsapokat hegesztettünk, a fatáblákba pedig befűrtünk a csapok helyén. A vázszerkezet keresztartói a hídfelszerkezet bordáinak belső oldalára felszerelt acélpapucsokon hosszában végigfektetett 15/15 cm keresztmetszetű fagerendákon támaszkodnak. A papucok és azok rögzítése speciális kialakítású. A rögzítés 4-4 db csappal történik. A fogantyúval ellátott csapokat egyenként kell bedugni a felszerkezet vasbeton bordájába bebetonozott, acélsőből készült hüvelyekbe a papucok homlokmezén lévő furatokon keresztül. Az egymással szemben lévő papucokat fagerendák támasztják egymáshoz. A kitámasztás megakadályozza a csapok kihúzóását. A gyakorlatban jól bevált a megoldás, amely így szerzőnk nélküli gyors szerelést tesz lehetővé. A papucok legfontosabb szerkezeti eleme a beállítást és a zsaluzat leeresztését biztosító csavarorsós fej. A 15/15 cm-es hosszgerendákat csavarozással rögzítettük a fejekhez. Kizsaluzáskor a zsaluzat leereszthető, elemeire bontható és kézi erővel kiszállítható az elkészült zöméből.

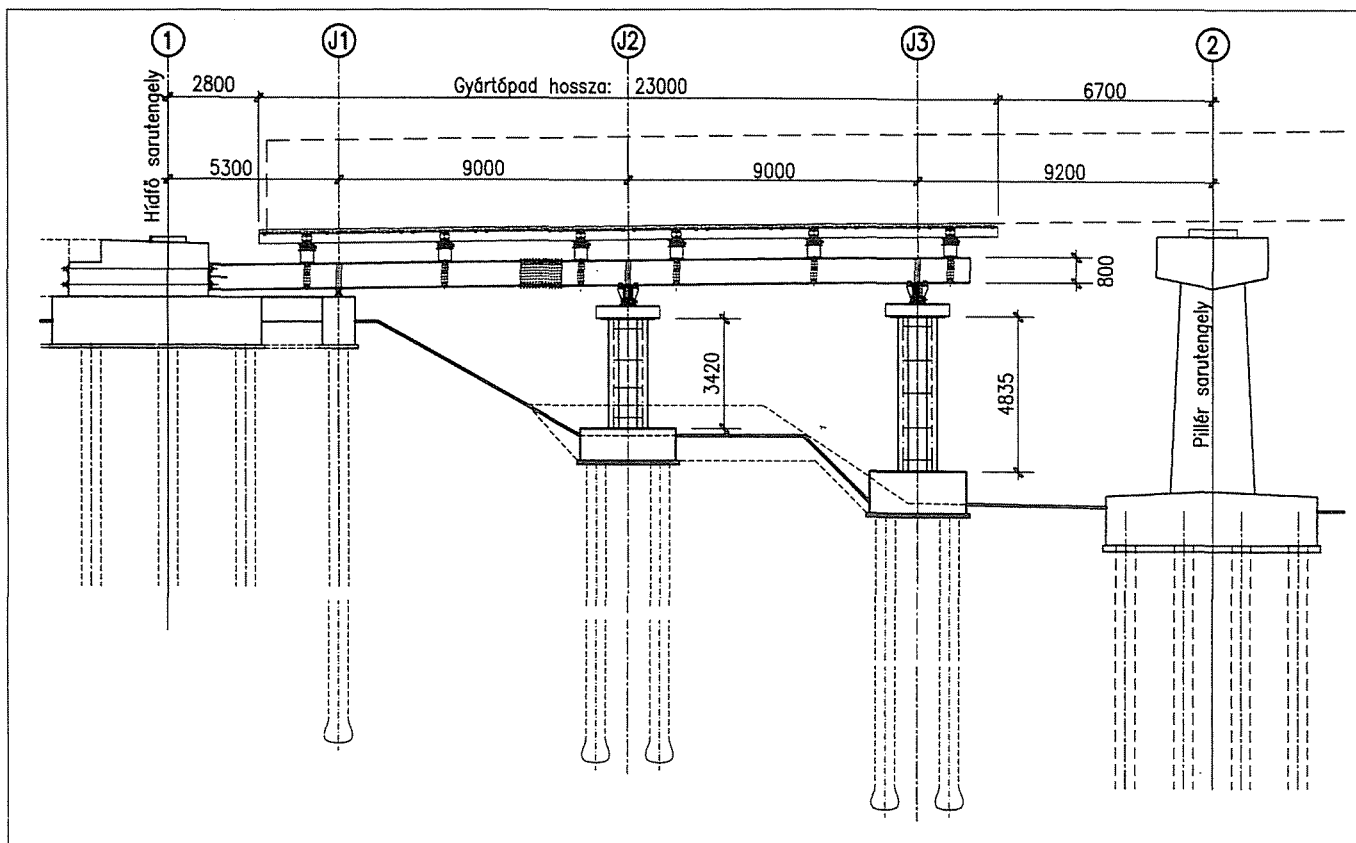
2.2 A II. JELŰ VÖLGYHÍD

A gyártópádot a 7. és 8. ábra szemlélteti. A hid 200 m hosszú, ötnyílású, szakaszos előretolással épülő szerkezet. Az I. jelű völgyhid tolási technológiájával szemben alapvető különbség, hogy ennél a hídnál hátulról toló sajtókat használunk, nem pedig emelő-toló sajtókat, mint azt tettük az I. jelű völgyhid esetében. A hátulról végzett tolási technológia lényege, hogy a felszerkezetet függőleges mozgás nélkül, az eredeti, tervezett hossz-szelvény mentén toljuk előre az elkészült hídszakasz hátsó homlokfelületének támaszkodó tolósajtókkal.

Az alkalmazott hidraulikus sajtók (2 db) 1000 kN tolóerővel rendelkeznek darabonként. Lökethosszuk 500 mm. Előretoláskor a sajtóknak követniük kell a felszerkezetet, tehát végig kell haladniuk a gyártópádon. Ehhez a gyártópád fenékzsaluzatába olyan szerkezetet kell beépíteni, amely minden tolási mozzanatban kellő biztonsággal képes megtámasztani a felszerkezetet előretoló hidraulikus sajtókat. Ezt teszik lehetővé a gyártópád fenékzsaluzatának két szélén beépített fogasléces tolósinék. A kettős működésű sajtók mind a felszerkezethez, mind a fogasléces tolósinéhez speciálisan kialakított acélpapucssokkal kapcsolódnak. A tolósinén lévő papucs a tolósajtó dugattyújának visszahúzásakor előre akadálytalanul tud mozogni, toláskor viszont beakad a tolósin fogai-ba, átadva a sajtó tolóerejét a sínre. A sín fogkiosztása szinkronban van a sajtó 500 mm-es lökethosszával. A felszerkezetben lévő papucok 4 db csavarral kapcsolódnak a homlokfalba bebetonozott acél tolólapokhoz.

A hid előretolási építési technológiájának pikantériája, hogy a hidat túltoljuk 5,45 m-rel a tervezett végleges helyéhez képest. Ennek oka a következő: Ahhoz, hogy az utolsó zömöt is el tudjuk készíteni, a zömnek a padról a hídfőig hátranyúló szakaszát külön egyedi zsaluzattal kellene bezsaluzni, ami nem lenne túl egyszerű és gazdaságos megoldás. Ezért az utolsó előtti zömöt is előretoljuk a pad elejéig, mint az előzőket és így az utolsó elemet is teljes hosszában a gyártópád zsaluzatában tudjuk megépíteni. A visszatoláshoz a 6. jelű hídfő mögött is telepítettünk fogasléces tolósinéket, melyeket a hídfő sárszármolyaihoz kötöttünk feszítőrudakkal. A tolósinék alátámasztását egymásra rakott előregyártott vasbeton útlapok végzik.

A helyi terepadottságok miatt a gyártópádot nem tudtuk a hídfő mögé telepíteni, ezért az első hídynyílásban, az I. jelű



7. ábra A II. jelű völgyhíd gyártópadjának hosszszelvénye

hídfő és a 2. jelű pillér között helyeztük el. A pad zsaluzatrendszerében és méreteiben teljesen azonos az I. jelű völgyhíd egyenes szakaszának gyártópadjával. A különbség csak annyi, hogy a zsaluzatként is szolgáló gerendarács hosszbordáinak helyébe a fogasléces tolósíneket építettük be. Zömgyártás idején a tolósinék 560x800 mm-es, merevítésekkel ellátott csúszólapokkal vannak lefedve, melyek zsaluzatként szolgálnak. Toláskor a csúszólapok együtt csúsznak a felszerkezettel és a sín elején kipotyognak, ahol összegyűjtve őket vissza kell szállítani a gyártópadba és újból le kell takarni velük a síneket a következő zöm gyártásához. A gyártópad fő szerkezeti eleme a 4 db 23,60 m hosszú HE-B 800-as acéltartó, melyeket hat helyen keresztartók kötnek össze. Az I-400-as szelvényű keresztartók homloklemez, csavaros kapcsolattal csatlakoznak a főtartókhoz. A négy főtartó közül a két belső nekitámaszkodik a hídfőnek és 4 - 4 db Ø26,5 mm-es feszítőrúddal össze is kötöttük vele. Ez a kapcsolat adja a pad hosszirányú, fix megfogását. A tolásból és a felszerkezet hőmozgásából származó vízszintes erőket így az 1. jelű hídfőre hárítottuk. A főtartók tetején 12 m hosszú dupla I-400-as hengerelt acéltartókból kialakított keresztartók vannak. A 6 db keresztartó a vasbeton gerendarács keresztartóinak felel meg. Erre épül fel a teljes zsaluzatrendszer. A keresztartókat csavaros kapcsolattal rögzítettük a főtartókhoz.

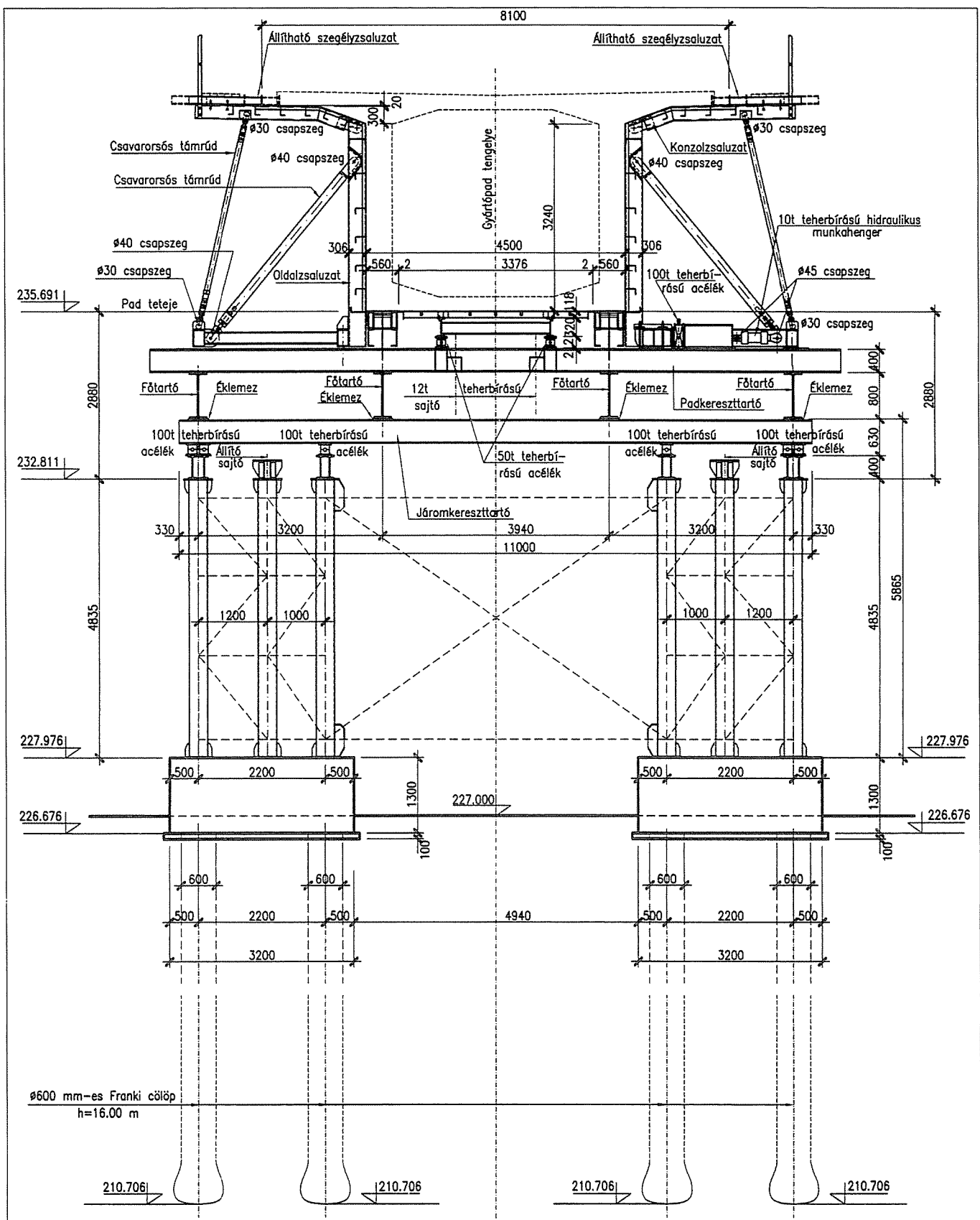
Minden olyan szerkezeti elemet beépítettünk a gerendarácsokba, melyek a zsaluzatok lekötéséhez, megtámasztásához és mozgatásához kellenek. Az összes zsaluzati egység a keresztartók tetején támaszkodik. Ezek a külső zsaluzatok, a fenékszuszat és a fogasléces tolósinék, amely szintén része a fenékszuszatnak. A tolósinék a fenékszuszat szélső, 56 cm széles sávjait foglalják el. A közbenső zsaluzatsáv – éppúgy mint az I. jelű völgyhídnál és ugyanazon okok miatt – hidraulikus berendezéssel függőlegesen mozgatható. A fogasléces tolósinék csavaros lekötéssel kapcsolódnak a keresztartókhoz és hátul nekitámaszkodnak a hídfőnek. A főtartók és a tolósinék így együtt adják át a sajtók tolóerejét a hídfőre. Ezen a gyártópa-

don is megtalálható a híd-felszerkezet fix lekötésére szolgáló keresztgerenda, ami az I. jelű völgyhídnál az alapperendákat összekötő vasbeton keresztartó volt a feszítőrúdak számára kialakított furatokkal. Ez a gerenda itt egy merev acéltartó, amely közvetlenül a fenékszuszat előtt a két tolósinét köti össze. A zárt, szekrény keresztmetszetű acéltartón a feszítőrúdak számára átmenő furatokat készítettünk. Az acéltartót csomólemezes, csavaros kapcsolattal rögzítettük a tolósinékhez. A külső, belső és fenékszuszat szerkezete és működése mindenben megegyezik az I. jelű völgyhíd ugyanezen szerkezetével, ezért ennek ismertetésétől eltekintünk.

A gyártópad alapozása

A padot hosszirányban három helyen támasztottuk alá. Az első alátámasztás közvetlenül az 1. jelű hídfő előtt van. Ez egy 1,00 m x 1,50 m keresztmetszetű, 11,40 m hosszú hídtengyelre merőleges vasbeton gerenda 4 db Ø 60 cm-es 16,00 m hosszú Franki-cölöppel alátámasztva. A gerenda a hídfő előtti szakaszon kiszélesedik és össze van kötve a hídfő alaptestével, miáltal növeli a hídfő vízszintes irányú terhelhetőségét. A gyártópad HE-B 800-as főtartói 100 tonna teherbírású acélelék közvetítésével közvetlenül a vasbeton gerendára támaszkodnak. A cölöpök megközelítőleg az alátámasztási helyek alatt vannak, így a gerenda csak kismértékű hajlítási igénybevételt kap. A hídfő előtt jelentős lejtésű hegyoldal van, így a másik két alátámasztásnál a magasságkülönbségek áthidalására acélcső jármokat kellett a pad alá beépíteni. Egy-egy alátámasztás keresztirányban 2-2 db Ø 324-8 mm-es acélcsőből készült hatoszlopos acéljáromból áll, melyeket 4 - 4 db Ø 60 cm-es 14,50 m hosszú Franki-cölöppel alapoztunk. A csőjármok a cölöpösszefogó vasbeton gerendára támaszkodnak és le vannak hegesztve a gerendába bebetonozott acél alaplemezekhez.

Az acélcső jármok tetején a gyártópadról átadódó függőleges erők elosztására, illetve a pad beállításához szükséges hidraulikus sajtók alátámasztására szolgáló gerendázat van. A gyártópad főtartói csavaros kötéssel kapcsolódnak az acél járom-



8. ábra A II. jelű völgyhíd gyártópádjának keresztmetszete

blokkokat keresztirányban összekötő dupla I-400-as acél keresztartókhoz. A keresztartók a járomblokkok szélső oszloppárjain átfektetett hosszartókra támaszkodnak 100 tonna teherbírási acélékek közvetítésével. Az ékek a pad magassági állíthatósága miatt szükségesek. A járomblokkok középső oszloppárjain átfektetett hosszartók a pad magassági állításához szükséges sajtók alátámasztására szolgálnak. A sajtók a főartókat alátámasztó keresztartók emelésével mozgatják a padot. A pad mozgása a két alátámasztási helyen 2-2 db saj-

tóval történik. A hídfő előtti alátámasztási helyen nincs szükség a pad utánállítására, mivel itt relatív mozgás a pad és a hídfő között nem jöhet létre a közös alátámasztás és összekapcsolás miatt. A járomblokkokat helyszínen elhelyezett keresztirányú rácozással kötöttük össze. A keresztirányú mozgások megakadályozására, illetve az oldalirányú erők felvételére az elosztó gerendázatra acél ütközőket hegesztettünk. Az alátámasztó jármok a gyártópád saját hőmozgásán kívül semmilyen hosszirányú igénybevételt nem kapnak, mivel ezeket az

igénybevételeket a hídfőre hártottuk, így a jármokat hosszirányban nem merevítettük egymáshoz. A hőmozgásból származó igénybevételeket a jármok rugalmas alakváltozással leépítik.

A gyártópad terepszint feletti legnagyobb magassága kb. 7,50 m. A pad kezeléséhez függesztett kezelőállványt építettünk, körben védőkorláttal ellátva. A pad előtti munkavégzéshez (lefeszítés, tolólapok összegyűjtése, stb.) a gyártópad és a 2. jelű pillér között könnyűállványt építettünk.

3. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Ez a tervezési feladat minden tekintetben embert próbáló volt. Az időt és fáradságot nem kímélő munkán túlmenően számos új megoldást kellett kitalálni mind szerkezeti, mind technológiai tekintetben, annak érdekében, hogy a diktált igen szoros határidő tartható legyen. A tervezés gondos és körültekintő előkészítése ellenére sokszor versenyfutásba kerültünk a kivitelezéssel, de az egymás munkáját segítő kollegiális kapcsolattal leküzdöttük az előttünk álló akadályokat. Ez a munka nagy-szerű példája volt a gyakorlati tervezésnek, hiszen itt nem egy előre, minden részletre kiterjedően megtervezett hidat kellett megépíteni, hanem a tervezést a kivitelezéssel párhuzamosan kellett végezni. A tervezés sokszor csak pár lépéssel előzte meg a kivitelezést. Csak azt tudtuk, hogy milyen hidat akarunk építeni és hogyan, hiszen ezt már eldöntöttük az ajánlatadás idején, de akkor még nem tudtuk hogyan sikerül ezt megvalósítani. Optimizmusunk, melynek voltak reális alapjai is, minket igazolt. A szükséges pillanatban a kiviteli tervek ott voltak az építők kezében. A kiviteli tervek készítése során az átadási határidő mellett ügyelni kellett a költségekre is. A betervezett segédstruktúrák költsége nem haladhatta meg túl nagy mértékben az ajánlati tervben szereplő értéket, mivel az már a nyereség rovására ment volna. Ezért ahol csak lehetett a Hidépitő Rt. meglévő eszközkészletét használtuk és építettük be. Úgy gondolom, hogy valamennyien, akik részt vettünk ebben a tervezési munkában, egy új tervezői szemlélettel és számtalan gyakorlati tapasztalattal gazdagodtunk, melyet remélhetőleg kamatoztathatunk majd hasonlóan szép tervezési feladatok során.

4. HIVATKOZÁSOK

- Mihalek T.–Wellner P. (2000) "A magyar-szlovén vasútvonal völgyhídjai – 3. A völgyhidak tervezése", *VASBETONÉPÍTÉS* 2000/2, pp. 53-60.
- Vörös J. (1999) "A magyar-szlovén vasútvonal völgyhídjai – 1. A beruházás előkészítése", *VASBETONÉPÍTÉS* 1999/4, pp. 95-99.
- Wellner P.–Mihalek T. (2000) "A magyar-szlovén vasútvonal völgyhídjai – 2. A hídstruktúra általános ismertetése", *VASBETONÉPÍTÉS* 2000/1, pp. 20-25.

Fodor József (1955.) okl. hidépitő üzemmérnök. Tervezői pályáját 1976-ban az Út-, Vasútervező Vállalatnál kezdte. Beosztott tervezőként néhány kisebb műtárgy tervezése után érdeklődése inkább a változatosabb és több újdonságot nyújtó technológiai tervezés felé fordult. Speciális szakterülete a nagy folyami hidak (szabadon betonozott – feszített, öszszvér, ill. ortotrop pályalemez acélhidak) technológiai és segédstruktúrái tervezése, valamint a szakaszos előretolások technológia mindent átfogó technológiai tervezése. Négy műtárgy kivételével az összes – hazánkban ilyen technológiával – épült műtárgy tervezésében részt vett. UVATERV-es pályafutását szakosztályvezetőként a Lágymányosi Duna-híd technológiai tervezésével zárta le 1994-ben. Azóta a Hidépitő Rt. tervezőmérnöke. Fő érdeklődési területe az új építési technológiák kutatása és kifejlesztése, mind hidépitési, mind az egyéb szerkezetépítési területeken.

VIADUCTS ON THE HUNGARIAN-SLOVENIAN RAILWAY LINE

4. THINGS OF INTEREST IN THE CONSTRUCTION TECHNOLOGY OF THE VIADUCTS I.

József Fodor

In the three former sections of the series of articles we gave detailed information about the preparation of the investment, the selection of the successful tender, we introduced the two viaducts as well as the unusual design work that brought to life the two engineering structures. In the next two sections we try to give a coherent picture in relation to the incremental launching technology related to bridge construction which was applied for the construction of the viaducts.

The incremental launching technology requires a number of auxiliary structures, assisting equipment, thus, even the design procedure is very sophisticated. Because of the circumstances of the bridge structure, a number of new (in the domestic bridge construction till now not yet used methods were here applied). It is sufficient to refer only to the manufacturing stand in a curved shape, to moving the entire shuttering system by means of hydraulic jacks, to the light inner formwork of the deck slab, to mounting and forwarding the reinforcement in the total length of the bulk in the course of the first concrete casting phase as well as to the squat steel shuttering for the diaphragm structure over the bearings. This article describes the manufacturing process of the superstructure and the manufacturing stand, while the next one will deal with the further auxiliary structures and assisting equipment necessary for the construction.

Beszámoló a IV. Vasúti Hidász találkozóról

2000.május 23-25. között rendezte meg Szombathelyen a Vasúti Hidak Alapítvány és a MÁV Rt. a IV. Vasúti Hidász találkozót. A konferencia célja a korszerű vasúti hidépitési technológiák, és híddiagnosztikai módszerek bemutatása volt, amelyen a műszaki-tudományos élet, a hatóságok, tervezők, kivitelezők, vizsgáló intézmények mintegy 300 képviselője vett részt. A konferencia résztvevői szakmai program keretében megtekintették a magyar-szlovén új vasúti kapcsolat kivitelezési munkáit, többek között Közép-Európa épülő leghosszabb vasúti hídját, amely 1400 m hosszú és Nagyrákosnál a Zala-völgyét hidalja át.

A konferenciát Kazatsay Zoltán úr, a KHVM helyettes államtitkárának előadása nyitotta meg, amelyben a magyar vasút helyzetét elemezte a küszöbön álló EU csatlakozás szempontjából. A konferencia résztvevőit Pál József úr, a MÁV Rt. vezérigazgatóhelyettese köszöntötte. A konferencián elhangzott szakmai előadások rövid tartalmát a következőkben ismertetem.

Vörös József „A vasúti hídszolgálat elmúlt három éve, a soron következő feladatok” c. előadásában ismertette a MÁV

Rt. hálózatán a kiemelkedő hidépitéseket, a folyamatban lévő hidépitéseket, az előkészítés alatti hidépitéseket, a hídrehabilitációs munkákat. A legjelentősebb előkészített vasúti hidépitések a Kunszentmártoni Hármaskörös-híd mederhídjai, az Érdi háromcsuklós betonhíd és a Déli összekötő vasúti híd 3. szerkezete.

Dr. Farkas György a „Nagysebességű vasutak utófeszített vasbeton hídjai” c. előadásában a TGV vasútvonalon épített hidak példáit mutatta be. A 300 km/h sebességre alkalmas Ventabren híd kétvágányú, összesen 1730 m, és szakaszos előretolások technológiával, beforgatással építették. Az Avignon-viaduktot 100 m támaszközü szerkezetekkel, szabad szereléses technológiával kétvágányú szerkezettel, földrengésre és 200 km/ó széllelőkre méretezve tervezték. A Vernegues viadukt 1210 m hosszú, kétvágányú, szerkezet, amelyet szakaszos előretolások technológiával építettek meg. A hidat helyi körülmények miatt jelentős szeizmikus teherre kellett méretezni.

Dr. Medved Gábor „Vasúti hidak Japánban” c. előadásában többek között ismertette a szerkezeti típusok szerint világrekorder vasúti hidakat. Ezek között van az 1100 m támaszközü

Minami Biszan Szeto és a 990 m támaszközű Kita Bisza Szeto közúti-vasúti kábel hidak egészen az 1998-ban átadott, a föld-rengéséről ismert Kobe város közelében épült, 1990,80 m fesz-távú Akasi-Kaikjó-híd előtt világrekorderek voltak. A 300 m magas pilonokat a földrengések miatt lengéscsillapítóval lát-ták el. Az egyaránt 420 m fesz-távolságú Hicu-idzsima és Iwakorudzsima ferdekábeles vasúti hidak szintén legnagyobb-bak a világon ferdekábeles hidak között.

Dr. Kollár Lajos „Vasúti hidak esztétikája” c. előadásában konkrét példákkal igazolta, hogy a mérnöki alkotások esztéti-kájánál a rendezettség, arányosság, megformáltság, karakter-ség, könnyedség vagy stabilitási megjelenés és a környezetbe való illeszkedés követelményeire kell figyelmet fordítani.

Dr. Kazinczy László „Pályatervezési szempontok a vasúti hidak építésénél” c. előadásában a legújabb felépítmenyi rend-szereket és a vasúti hidakon alkalmazott síndilatációs készü-lékeket ismertette.

Rege Béla „Vasúti pálya átvezetése a hidakon” c. előadásában a pálya- és hidak követelményrendszerét mutatta be. Hazai és külföldi példákat ismertetett a síndilatációs készülék elhagyására hosszabb hidakon, a felépítmény kialakítására, a zajvédelmi szem-pontokra, a vasúti hídon lévő és a folyópálya csatlakozására. Bemutatta nyíltpályás hidakon vasbetonalj alkalmazását hídfa he-lyett, amely megoldás szabadalmi oltalom alatt áll.

Dr. Domanovszky Sándor „A lisszaboni Tejo közúti kábel-híd helye a kábelhidak sorában, megerősítése és átalakítása a vasúti forgalom számára ismertette Európa legnagyobb fesz-távolságú (középnnyílása 1013 m), 1966-ban felavatott közúti hídjának a vasúti forgalom átvezetésére történő átalakítását. A hidat már az I. ütemben úgy tervezték, hogy a vasúti forgalom az alsó övben később átvezethető legyen. Az átalakítást pót-kábelek beépítésével, az oszlopfejek magasításával, új lehor-gonyzó tömbök betonozásával, acélszerkezetek beépítésével oldották meg.

Mohay Kálmán, Bella Tamás, Tápai Antal és Hámori Ottó a „Szobi ötnyílású vasalt beton boltozatú vasúti híd átépítése” c. előadásukban a közel 150 éves műtárgy vasúti forgalom alatti megerősítését mutatták be. A konferencia résztvevői megte-kintették a Magyar-szlovén vasúti projekt keretében Zalalövő – Bajánsenye között épülő vasútvonal építési munkáit. A hely-színen elsősorban a híd és alagútépítéssel kapcsolatos előadá-sok hangzottak el.

Dr. Vigh Tibor a „Magyar-szlovén vasúti összeköttetés il-leszkedése az európai és hazai vasúti hálózatba” c. előadásában a beruházó részéről adott ismertetést a kivitelezési munkák szakaszolásáról, a kürt versenytárgyalásokról és azok lebonyo-lításáról.

Evers Antal a „Völgyhidak engedélyezése” című előadásá-ban tájékoztatást adott arról, hogy az eddigi gyakorlattól eltérően a vasúti hatóság a völgyhidak építésére három létesítési engedélyt adott. Ennek célja az volt, hogy a különböző építési technológiák (öszvér szerkezet, feszített vasbeton híd) azonos eséllyel indulhasson a versenyen. Egyúttal a hatóság számos olyan különleges feltételt írt elő, amelyeket az eddigi hídépi-tési gyakorlatban nem volt használtak. Ilyen például az önrez-gésszám mérése, saruk függőleges állíthatósága, kisiklott jár-műre való méretezés stb.

Zsigmondi András a „Felkészülés a völgyhidak építésére” c. előadásában elmondta, hogy a Hidépitő Rt milyen szem-pontok szerint állította össze ajánlatait a különböző változa-tokra. A tenderterven kismértékű változtatásokat végeztek a saját technológia feltételeik és a rendkívül rövid kivitelezési határidő miatt.

Wellner Péter és Mihalek Tamás a „Völgyhidak tervezése” a kiviteli tervek készítésének különlegességeit ismertették. A

felszerkezet feszítésénél négy kábelcsaládot alkalmaztak, töb-bek között a lemezekben, a bordákban egyenes és íves vonal-vezetéssel burkoló csövekben kiinjektálva, a hasznos teher fel-vételére irányváltoztató bordákon át szabadvezetésű kábele-ket terveztek.

Barta János a „Völgyhíd alapozása és alépítményi szerke-zetei” című előadásából megismerhettük, hogy az 1400 m hosszú völgyhíd 1,2 m átmérőjű fűrt, vasbeton Soil-Mec típu-sú cölöpalapozású, míg a 200 m hosszú völgyhíd 60 cm átmé-rőjű, vert Franki típusú cölöpalapozású. A cölöpök számát egy-egy alaptestben próbaterheléssel állapították meg, két helyen végeztek vízszintes irányú próbaterhelést.

Fodor József, Becze János, Hoffman György a „Hídépítés építéstechnológiai érdekességei” c. előadásukban a gyártás, be-tolás, feszítés különlegességeiről tartottak beszámolót.

Reinhard Bukowsky a „Ballahegyi alagút építése” c. elő-adásában e műtárgy megvalósítási nehézségeiről, a kivitele-zés közbeni változtatásokról tartott ismertetést. Az alagút-haj-tás egyirányban történt, a kivitelezési pontosság a várakozá-sokat felülmúlta (kb. 15 mm volt).

Kolozsi Gyula a „Mérnöki feladatok a völgyhíd építésé-nél” c. előadásában a műszaki ellenőrök feladatait és eredmé-nyeiket nagyságrend és fontosság szempontjából mutatta be.

Gruber Péter a „Vizsgáló laboratóriumok és a Mérnök sze-repe a hidak diagnosztikájában” c. előadásában a mérnök, a vizsgáló laboratórium kapcsolatáról a projekt megvalósítása folyamatában, a meglévő szerkezetek kiértékeléséről és a vizs-gálatokban alkalmazott új módszerről, a georadarról tartott is-mertetést.

Nagy Ákos a „Vasúti hidak műszeres vizsgálata” c. előadá-sában a próbaterheléshez kapcsolódó mérésekről, eszközökről tartott ismertetést. A hagyományos eszközökön kívül (szintező, teodolit, Farkas féle kinométer, Mitutoyo mérőórák) beszámolt a lézeres elmozdulásmérő készülékről, a magnetoinduktív elmozdulásmérőről, a digitális hőmérsékletmérőről is.

Rikker Tibor és Duka István a „Műtárgyak alapozása Fran-ki rendszerű cölöpözéssel” c. előadásukat videó filmmel egé-szítették ki.

Dr. Pozsonyi Iván és Orosz Károly a „Bajai Duna-híd vas-úti pályaszerkezetének rekonstrukciója” c. előadásukban a köz-úti és vasúti közlekedésnek e hídon való teljes szétválasztásá-nak tervezési és kivitelezési különlegességeit mutatták be.

Gyurity Mátyás, Gál András és Sélley Tivadar a „Vasúti acélhidak tervezése, gyártása és szerelése” c. előadásukban a MÁV Rt. vasútvonalain megépült, építés és engedélyezés alatti hidakról tartottak ismertetést. A Székesfehérvár-Komárom vas-útvonaton megépült 35,46 m fesz-távú acélhíd különlegessége a rácsos főtartó alsó övének elhagyása és a pályatartók és a rácsos főtartó együttműködésének figyelembe vétele volt.

Dr. Halász József vezette bizottság értékelte az előző kon-ferencia ajánlásait illetve javaslatot tett a IV. Vasúti Hidász találkozó ajánlásaira, amelyeket a jelenlévők rövid vitát köve-tően egyhangúlag elfogadtak.

Rege Béla ismertette a Vasúti Hidak Alapítvány eddigi mun-káját és az Alapítvány Tervezői Nívódíját az MSC Kft. tervező kollektívájának adta át, amelyet az értékelő bizottság döntése alapján a Gaja patak híd tervéért ítelt meg. Ugyancsak a Gaja patak-híd kiviteli munkáiért a MÁV Hídépítő Kft. kivitelezői nívódíjat kapott.

A konferencia munkáját Dr. Zsákai Tibor értékelte, ame-lyet szakmai színvonal és rendezés szempontjából nagyon si-keresnek ítelt meg. A konferencia anyagát a konferencia kiad-ványaként a SÍNEK VILÁGA 2000/1 számában jelent meg.

Rege Béla, Vasúti Hidak Alapítvány Kuratóriumának elnöke

Dr. Dulácska Endre 70 éves



Kevés mérnök életében fonódott össze, épült egymásra ilyen mértékben a tervező, a kutató és az oktató tevékenység.

1950-ben a BUVÁTI-ban statikus rajzoló-szerkesztőként választotta életpályául a tartószerkezetek tervezését. Az itt szerzett szakmai gyakorlat és tapasztalat jó alap volt az elméleti ismeretek elsajátításához, az építészmérnöki oklevél megszerzéséhez 1956-ban. Egyenes volt az út a statikus tervezői, szakosztályvezetői, osztályvezetői, majd – 32 év után munkahelyet változtatva – a statikus szakági főmérnöki munkakörhöz. Mintegy 150 épület tartószerkezeteinek a tervezése, 100 épület szerkezettervezésének az irányítása fűződik a nevéhez Budapesten és vidéken. (Pl. épületek a Múzeum körúton és a az Üllői úton, a lágymányosi lakótelep III. üteme, a Sugár áruháza, szegedi áruháza, szegedi könyvtár, a Közép-Európai Egyetem.)

A gazdag tervezői tapasztalat szerteágazó szakmai érdeklődéssel, kiváló műszaki érzékkel, elméleti felkészültséggel, irigylésre méltó munkabírással társult. Ennek eredménye mintegy 200 – részben bírósági felkérésre kidolgozott – statikai szakértői vélemény. A budapesti Metro építése kapcsán több mint 500 épületről készült kármegeelőző szakvélemény irányításával vagy személyes munkájaként (pl. Szent István Bazilika, Szervita téri templom, Lehel téri templom). De nem elégszik meg a hibák megállapításával, okainak feltárásával. Keresi – elméleti és ha kell, kísérleti úton – a tervezési gyakorlatban felmerülő problémák hiányzó vagy az eddiginél jobb megoldását. Amilyen változatos tervező munkája, olyan szerteágazó kutatási tevékenysége is. Csak néhány témát kiemelve:

- héjszerkezetek stabilitása (eredményeit akadémiai doktor disszertációja és a Buckling of Shells c. könyv tartalmazza),
- a szerkezetek és a talaj együttdolgozása, különös tekintettel a talajmozgás okozta épületkárokra (eredményeit a Soil Settlement Effects on Buildings c. könyvben közölte),
- az épületek földrengés elleni méretezésének fejlesztése, egyes téves előírások korrekciója,
- különösen nyomott vagy feszített vasbeton elemek alakváltozásának a számítása a berepedt állapotban,
- acélszalerősítésű betonszerkezetek méretezésének a vasbetonéval analóg módszere.

Tudományos – részben külföldi – publikációinak száma eléri a 200-at.

Kutatómunkájával, publikációival mindig a szerkezettervezést kívánja szolgálni. Közreműködött – esetenként irányító jelleggel – a vasbeton, falazott, faanyagú szerkezetek tervezésével foglalkozó hazai szabványok kidolgozásában. Szerkesztője és részben szerzője a Statikusok könyve 1974 és 1989 évi kiadásának, szerzője a „kisokos” c. ötletes zsebkönyv-segédletnek. Részt vesz az EUROCODE előírásrendszer hazai honosításával foglalkozó bizottságok munkájában. Aktív tagja a Magyar Mérnöki Kamara vezető testületeinek.

Tudományos tevékenysége révén bekapcsolódott több nemzetközi szakmai szervezet, ill. azok magyar tagozatának a munkájába. Ilyenek:

- a Nemzetközi Betonszövetség (fib),
- a Térbeli és Héjszerkezetek Nemzetközi Egyesülete (IASS),
- az Európai Földrengésmérnöki Egyesület (EAEE), ill. a Nemzetközi Földrengésmérnöki Egyesület (IAEE); ezek magyar nemzeti bizottságának az elnöke,

Ilyen igényes és eredményes tervező, szakértő és tudományos tevékenységnek természetes folytatása az oktató munka. Korábbi fiatalabb munkatársai nagy szeretettel emlékeznek vissza arra, hogy milyen készségesen osztotta meg velük tudását és tapasztalatait. Előbb címzetes egyetemi tanár a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, szakmérnöki tanfolyamok előadója. 1991-től egyetemi tanár az Éptészmérnöki Karon, a Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék vezetője. Előadja a Vasbetonszerkezetek 1. és Vasbetonszerkezetek 2. tárgyát, a Tartószerkezetek diagnosztikája c. választható tárgyat, konzultál a komplex és diplomatervek készítőivel. Több jegyzet és oktatási segédlet szerzője. Ez év tavaszáig vezette a Kar Doktori és Habilitációs Bizottságát. – Oktató tevékenységét nyugdíjba vonulása után is folytatni kívánja.

Ilyen szakmai életútból nem maradhatnak el a hivatalos elismerések sem. Hogy csak a legutóbbiakat említsük:

- Eötvös díj 1990-ben,
- Akadémiai díj 1994-ben,
- Széchenyi díj 1998-ban.

Kedves Bandi, az eddigiekhez hasonló szakmai kíváncsiságot, munkakedvet és munkabírást, és mindehhez jó egészséget kívánnak korábbi és jelenlegi munkatársaid, tanítványaid és tisztelőid.

D. Gy.

Dombi József emlékére (1936–2000)



Dombi József Győr Gyárvaros kerületében született. Apja jóképességű művezető, anyja fantázia-dús, családjának élő asszony volt.

A tehetséges gyerek 1950-54 között építőipari technikus oklevelet szerzett. Azt követően volt a szigetközi nagy árvíz. Az ifjú technikus részt vett az árvíz utáni újjáépítési munkában. Mindenáron építésmérnök akart lenni. A műegyetemen 1960-ban abszolvált. Csak rövid ideig dolgozott kivitelező cégnél. Majd munkás életét nyugdíjazásáig az Építőanyagipari Központi Kutató és Tervező Intézetnél töltötte el.

Ezt követően élt a rendszerváltás adta lehetőséggel és megalapította a Dómbeton Kft-t.

Elsősorban a *tudományos kutatótól* búcsúzom. Szerette munkáját. Tevékenységét a kapcsolatteremtő képesség, a tudományos gondolkodás, a rendkívüli alaposág, ötletgazdagság jellemezte. Különös érzéke volt a kísérleti kutatói munkához. Legyen szabad példát említenem:

A beton gőzölése egyik hibája volt, hogy a hidratációhő miatt a beton hőmérséklete nagyobb lett a gőztér hőmérsékleténél és a beton kiszáradt. Úgy vezérelte a gőzölési programot, hogy ez ne következhesse be.

Az acélszálerősítésű SIOME csövek megrepedtek. Dombi József a csőgyártáshoz szigorú szemmegozslási görbéket és betonösszetételt dolgozott ki. Tökéletesítette a csövek vizsgálati módszerét. Kimutatta, hogy csak akkor szabad egyenletesen megoszló élteherrel terhelni a csövet, ha a terhelést átadó gerenda hajlítómerevsége legalább 100-szorosa a cső hajlítómerevségének.

Dombi József megjavította a nyomóvizsgálatot is általában (különösen a csövekből kifűrészelt) kis próbatestek vizsgálatára. Kimutatta, hogy a meglévő törőgépek csak úgy alkalmasak a nyomószilárdság vizsgálatára, ha a próbatest és a törőgép nyomólapja közé próbatesthez illesztett gömbecsuklót iktat. Arra az eredményre jutott, hogy az acélszálerősítésű betonból készített cső törőterhe arányos a száladagolás mennyiségével.

Kimutatta, nem kell félni attól, hogy agresszív közegben a betonban lévő acélszál korróziója miatt megy tönkre a szerkezet.

Sok új eredményt ért el a vízzáró betonok kutatása terén. Darcy-elven működő vízzárósági vizsgálatot dolgozott ki szerkezetből kifűrt magmintákra. Szerinte minden beton átveszti a vizet, ez csak a víznyomás nagyságától függ.

Kutatásai alapján építették meg az Óbudai Kórház utcai pi-ac egyik épületének ferde vasbeton tetejét úgy, hogy nem volt szükség vízszigetelésre.

Amikor vállalkozó lett, akkor új oldalát mutatta meg. Meseterien, a gyakorlat embereként mutatta meg, hogy a betonismeretet hogyan kell alkalmazni a betontechnológiában. A szakma iránti alázattal bizonyította, hogy a minőséget jól össze lehet kapcsolni a gazdaságossággal. Néhány példa:

- Kitűnő kapcsolata a HÍRÓS-ÉP Kft-val a szennyvízkezelő medencék felületi problémáinak megoldásával kezdődött. Majd a Kecskeméti és a Szombathelyi Kórház

Onkológiai Intézeténél a 2 m vastag sugárvédő beton következett.

- A Vasudvar (Budapest) felmenő falai elkészítése szálerősítésű betonból.
- Korszerűsítette a READYMIX-Danubiusbeton gyára betonreceptúráit, ezzel a vállalatot szorított piaci pozícióból gazdaságosabb helyzetbe hozta.
- A napjainkban sok gondot okozó térburkolatok egész sorát építették betontechnológiai tervei alapján.
- A bajai kikötő vízépítési műtárgyai, horgonygerendái megépítése műszáladagolású beton felhasználásával.
- Részt vett számos bevásárlóközpont, irodaház, középület betonjának beton- és építéstechnológiáján (TESCO-GLOBÁL, WEST-END, MATÁV székház, Csörsz utcai MOM Park, Budapest Bank székháza).

Legnagyobb *szintű betontechnológiai ismereteit* a monolitbeton, az előregyártott beton, a különleges követelményeknek megfelelő beton, az építés, a diagnosztika területén egyaránt bizonyította.

Búcsúzom a *kiváló oktatótól*, aki közel 40 éven át segítette az Építőanyagok Tanszék munkáját. Világos előadásai alapján nemcsak megismerték, de meg is szerették az építőanyagokat. Amióta a hallgatók osztályozzák az oktatók munkáját, ő mindig a legjobb osztályzatot kapta.

Búcsúzom az SZTE Betonszakosztály egyik legaktívabb tagjától. Előadásai mindig érdeklődésre tarthattak számot. De igyekezett a szakosztálynak pártoló tagokat is szerezni.

Fájó szívvel búcsúzom földimtől, aki hallatlan optimizmusával, szólás-mondásaival mindig felvidított bennünket. Pl.: Akinek lelki baja van, azt a templomban gyógyítják, akinek testi baja van, azt a kórházban. De mindkettőt együtt a kocsmában. Nem volt kocsmalakó, sőt alig ivott, de tudta, hogy a nép lelkét a kocsmában lehet megismerni. Tanszéki összejöveteleinknek Ő volt a lelke. Az éneklés és a nótázás iránti szeretetét, tudását, gazdag magyarnóta kincsét igyekezett nekünk továbbadni.

Isteni adottság volt kitűnő hangja, hallása. Élete szerves része volt a kórusban éneklés. A kórusban bejárta a világot. A kórusához haláláig hű maradt.

Bizonyára érezte, hogy ereje fogy, de sohasem mutatta, amit belül érzett. Büszke volt arra, hogy magyarnak született. Fájt neki mindenfajta igazságtalanság (Trianon, Donnál elvesztett hadsereg, Recsk, stb.). Tisztelte a kereszténység, a magyarság jelvényeit (Szent Korona, Turul). A Turulról irodalmat gyűjtött. Fényképezte a világháborús emlékeket.

Most, amikor búcsúzunk a kiváló kutatótól, a zseniális betontechnológustól, a jó oktatótól, a családját szerető, mindig jó kedélyű, szeretetteljes, önzetlen Dombi Józseftől, a jó barától, most kezdjük érezni, hogy mit veszítettünk. Legyen élete példakép előttünk, vigyük tovább azt a zászlót, ami kezéből kiesett.

Dr. Balázs György, ny. egyetemi tanár
a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék,
az SZTE Beton Szakosztály és a *fib* Magyar Tagozat
névében

Jávor Tibor emlékére (1931–2000)



Jávor Tibor 1931. augusztus 18-án született Malackán. A brünni egyetem építőmérnöki karán szerzett oklevelet 1954-ben. Építésvezetőként dolgozott, majd kiküldetésben Leningrádban végzett tervező munkát. Ezt követően a mérnöki szerkezetek kutatóintézetébe került Pozsonyban. Értékes kutató munkája nyomán 1958-ban elnyerte a kandidátusi fokozatot. 1963-ban docensként habilitált a zsolnai közlekedési főiskolán, majd Pozsonyban, a Szlovák Tudományos Akadémia ítélte oda számára a műszaki tudományok doktora fokozatot 1985-ben. 1990-ben lett a kassai egyetemen a betonszerkezetek és hidak professzora. Ugyanabban az évben választotta tiszteletbeli professzorává az argentinai San Juan egyetem.

A pozsonyi kutatóintézetben hídszerkezetekkel kapcsolatos nagyszámú kutatási téma vezetője volt. Előadásokat tartott a brünni, zsolnai és pozsonyi egyetemen, s sok helyen külföldön. Tagja volt több intézmény tudományos ill. habilitációs bizottságának. Sok kandidátusi, PhD és akadémiai doktori címre pályázó mérnök tudományos vezetője volt Prágában, Brünnben, Pozsonyban és Kassán. 15 értekezésnek volt opponense, csaknem 400 szakmai-tudományos munkája jelent meg, ezek között 15 egyetemi jegyzet és monográfia. Publikációira igen sokan hivatkoztak. Hét szabadalmát vezették be.

Jávor Tibor a feszített vasbeton szerkezetek, az atomerőművek vasbeton szerkezeteinek biztonsága, a vasbeton hidak, hídszerkezetek kísérleti vizsgálata, a híddiagnosztika kiváló szakértője volt. Mindezeknek a területeknek zászlóvivője és propagátoraként ismerték.

Szlovákiai és nemzetközi projektek vezetője volt. Betöltötte egy periódusban karán a nemzetközi ügyek dékánhelyettesének posztját, tagja volt az építőmérnöki kar tanácsának.

Számos nemzetközi szakmai-tudományos szervezet tagja és tisztségviselője volt, így pl. tagja volt a RILEM elnökségének, a FIP és a IABSE nemzeti csoportjának elnöke volt egy-egy időszakban, dolgozott az ASCCS, az ACI, a NATO szakmai szervezete és sok más nemzetközi egyesület bizottságában.

Sok nemzetközi rendezvény szervező ill. tudományos bizottságában kapott helyett. Számos országban tartott előadás-sorozatot, így Kanadában, az Egyesült Államokban, Argentí-

nában, Ausztráliában, Új-Zélandon, Kínában, Dél-Koreában, s sokhelyütt Európában.

Kétszer részesült állami díjban, többször kitüntették tudományos kutató munkájáért. Sok nemzetközi elismerésben is részesült, így Párizsban elnyerte a RILEM aranyérmét, a nemzetközi vasúti egyesület kitüntetését, a pozsoni és gdanski egyetem érmét.

A szlovákiai társadalmi változás után Pozsonyban EXPERTCENTRUM néven szakértői-kutatói céget alapított, melynek keretében sok értékes vizsgálatot végzett. Megszervezte az EXPERTCENTRUM éves konferenciáit – változó szlovákiai helyszíneken. Ezek a rendezvények egy-egy jelentős téma megvitatására adtak fórumot sok ország szakemberei részére.

Jávor Tibor magyar anyanyelve, a magas szinten művelt szlovák és cseh nyelv mellett előadói szinten beszélt angolul, oroszul és németül, s járatos volt más nyelvekben is. E soknyelvűség volt az egyik kulcs, amely feltárta előtte a világot, a másik pedig barátságos természete, közvetlensége, segítőkészsége volt.

Természetesnek tartjuk, mégis kitüntetésnek érezzük azt a figyelmet, amit a Magyarországon folyó építő munkának, oktató és kutató tevékenységnek szentelt. Az 50-es évek közepe óta rendszeresen volt vendégünk a BME-n, főiskoláinkon, kutató és szakigazgatási intézményeinkben.

Nagyon sok nemzetközi rendezvényen vett aktívan részt Budapesten és más magyar városokban.

Nagyon sok barátot szerzett a magyar mérnökök között, s nagylelkűen segítette barátait csehszlovákiai ill. szlovákiai szakmai útjaikon. Sok magyar szakember számára nyújtott publikációs lehetőséget hazájában.

A *fib* Magyar Tagozata elismerte és nagyra becsülte Jávor Tibor professzor munkáját. Szerettük közvetlenségét, derűt sugárzó egyéniségét, szívéllyességét.

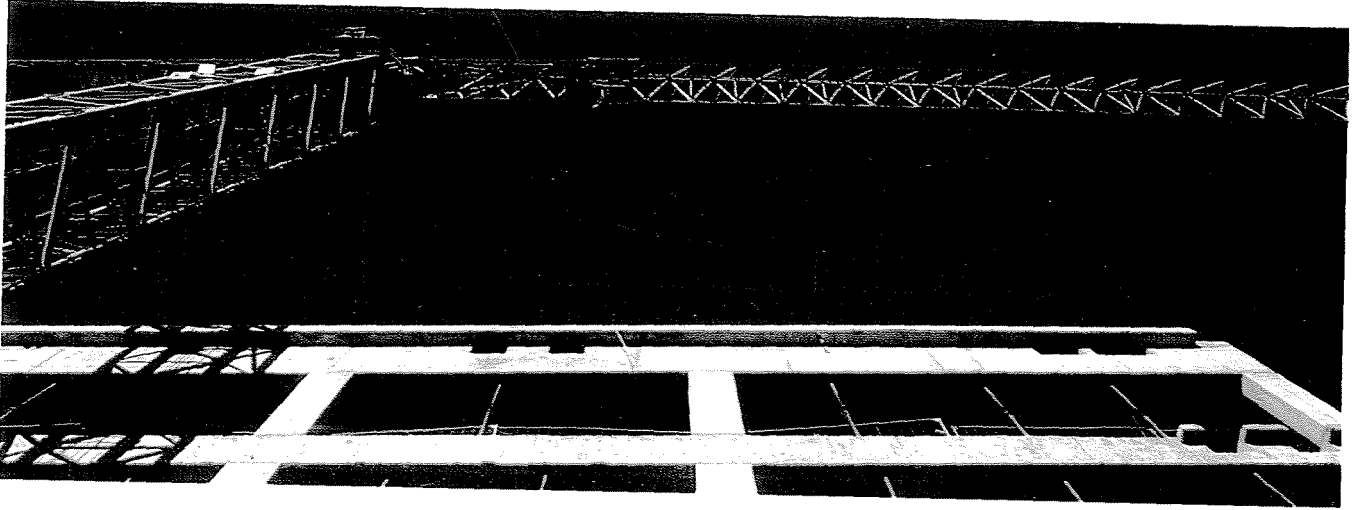
Mélyen megrendített bennünket nagybecsült kollégánk, jó barátunk 2000. július 17-én bekövetkezett hirtelen halála. Együtt érzünk családjával, munkatársaival. Ragyogó mérnöki pályafutásának, kimagasló egyéniségének emlékét megőrizzük.

Dr. Tassi Géza
egyetemi tanár

ÉMI-TÜV Bayern

Minőségügyi és Biztonságtechnikai Kft.

A TÜV Súddeuschland Holding AG és az ÉMI Rt. leányvállalata



**Vizsgálat, minősítés, tanúsítás, szakvéleményezés,
folyamatos minőség-ellenőrzés.**

A jó minőség és a biztonság szolgálatában.

felvonók, mozgólépcsők,
színpadtechnikai berendezések,
épületgépészet,
építő-, emelő- és anyagmozgató gépek,
nyomástartó edények,
kazánok,
gázpalackok,
hegesztési technológiák,
hegesztők, tartószerkezetek,
épületek és szakipari szerkezetek,
építőanyagok,
szórakoztató- és szabadidő-
berendezések,
környezetvédelem,
akusztika,
nukleáris létesítmények,
minőségbiztosítási és
menedzsment-rendszerek

Központ:

2000 Szentendre,

Dózsa György út 26.

Tel.: 06-26-501-120

Fax: 06-26-501-150

E-mail: emituv@mail.matav.hu

www.tuv-bayern.hu

Budapesti iroda:

1113 Budapest,

Diószegi út 37.

Telefon/fax: 06-1-466-9843

E-mail: gmadaras@mail.emi.hu

Ügyvezetők:

Dr. Madaras Gábor

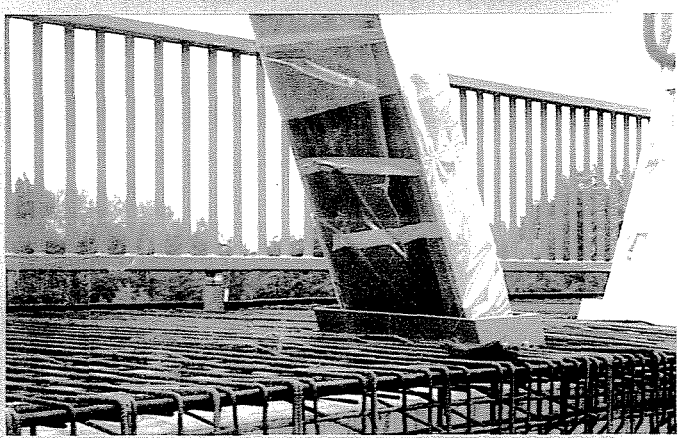
(szóvivő)

Dipl.-Kfm. Andreas Nolte





Kivitelező: HIDÉPÍTŐ RT.



Kivitelező: HIDÉPÍTŐ RT. GANZ ACÉLSZERKEZETI RT.



SZOLNOK, ÁRTÉRI TISZA-HÍD

4 sz. főút, szolnoki ártéri Tisza-híd felújításának kivitelei terve

- Felszerkezet: előregyártott szekrénytartó elemek-ből, hosszirányban feszítéssel összekapcsolt gerenda szerkezet, mely a keresztirányban is meg van feszítve
- Erősítési munka: a többtámaszúsított szerkezet erősítését a híd két szélén vezetett külső kábeles feszítőelemek iránytöréséből származó erők segítségével oldottuk meg

TAKSONYI DUNAÁG-HÍD

50 m nyílású közúti híd kivitelei terve

- Az 1998-ban épült rácsos acélszerkezetű, alsó pályás acélhíd vasbeton pályaszerkezettel készült, melynek pályalemeze a keresztirányban együtt öszvérszerkezetet alkot
- Támaszköz: 51.50 m
- Pályabeosztás: 1.50 m gyalogjárda + 7.50 m kocsipálya + 2.40 m kerékpárút
- Pályalemez: 22 cm vastag vb. Lemez

TISZAUGI TISZA-HÍD

44 sz. út, tiszaugi Tisza-híd kapacitás bővítése, kivitelei terv

- Felszerkezet: 52.30 + 103 + 103 + 52.30 m nyílásbeosztású, két főtartós, ortotrop pályaszerkezetű, a középső pillér fölötti kiékeléssel készülő acél gerenda híd
- Alépitmény: a meglévő keszon alapok széle-sítése, vasbeton előregyártott kéregelem védelme alatt készülő fűt, nagytármérfű cölöpökkel

Mérnökeink munkáját dicsérik a közelmúltban elkészült, illetve kivitelezés alatt álló műtárgyak tervei:

- Bajai Duna-híd oldalpálya erősítése
- Esztergomi Mária Valéria híd
- Tiszaugi Tisza-híd
- Dunaföldvári Duna-híd pályaszerkezet átépítése

A Pont-TERV Rt.

tevékenységi körebe elsősorban a közlekedési létesítmények tanulmánytervi, engedélyezési tervi és kivitelei tervi szintű tervezése tartozik, de vállalkozunk magas- és mélyépítési műtárgyak terveinek elkészítésére is. Ez felöleli az autópálya-, a közúti-, vasúti-, kerékpárúti és gyalogoshidak, infrastrukturális létesítmények, mélyépítési műtárgyak, alagutak, alapozások, magasépítési szerkezetek és épületek valamint az ipari objektumok igen széles körét. Szakembereink otthonosan mozognak a vasbeton, feszítetbeton és acélszerkezetek területén egyaránt. Állandó és megbízható partnereink közreműködésével vállalkozunk vonal-as létesítmények, utak, autópályák, kerékpárutak, városi forgalmi létesítmények tervezésére is.