

Kaján László—Zámolyi Ferenc

FESZÍTETTBETON RÚDSZERKEZETEK ÁLLAPOTVÁLTOZÁSÁNAK VIZSGÁLATA

A szabadon szerelt vagy betonozott hidak tervezéséhez olyan számítási eljárást és gépi programot fejlesztettünk ki, amely alkalmas az állvány nélküli, szakaszonként épített feszített betonhidak építés közbeni állapotainak modellezésére, figyelembe veszi a beton lassú alakváltozását, zsugorodását, a feszítőacél relaxációját és az építés bármely vizsgált időpontjában megadja a szerkezet deformált alakját továbbá az önsúlyból, a technológiai terhekből valamint a feszítésből eredő igénybevételi állapotot. A számítási eljárást általános rúdszerkezetekre, a számítógépes programot gerendahidakra dolgoztuk ki, a program továbbfejleszthető oszlopos keret-hidakra is.

A módszer kidolgozása során a következő részfeladatokat kellett megoldani:

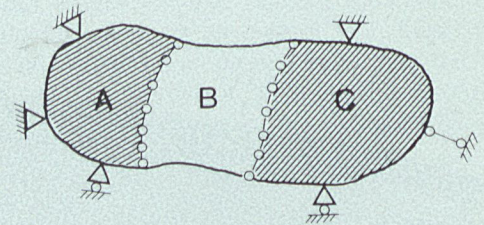
- a szerkezet építési állapotainak numerikus modellezése,
- az építés során változó inhomogén beton-kábel keresztmetszetek modellezése,
- a feszítés okozta terhek elegendő pontosságú figyelembevétele,
- az időben lezajló alakváltozások (a beton lassú alakváltozása, zsugorodása, a feszítőacél relaxációja) hatására bekövetkező elmozdulási-igénybevételi állapotváltozás számítása.

A megoldás során alapvető szempont volt a részletek egységes, automatikus kezelése. Összefoglaló elméleti vezérfonalként a rúdszerkezetek általános elméletéből levezetett mozaik-elmozdulás módszert alkalmaztuk. Alapösszefüggéseiből kiindulva jutottunk el a rúdszerkezet általános reológiai modelljéhez, amelynek numerikus megoldását valósítja meg a számítógépes program. A gépi számítás gyorsaságának nagy előnye, hogy rövid idő alatt több variáció próbálható ki, így könnyen kikísérlelhető a legcélszerűbb építési sorrend.

Építési állapotok numerikus modellezése

Az elemekből épülő szerkezetek építés közbeni állapotainak vizsgálata két okból is igen fontos. A gyártás, illetve építés előtt meg kell határozni a szerkezeti elemek gyártási, építési alakját, hogy adott sorrendben végzett építés esetén az elemeket lehetőleg feszültségmentesen (kényszer-igénybevételek keletkezése nélkül) lehessen kapcsolni, és a szerkezet végleges állapotban vegye föl a tervezett alakot. Ellenőrizni kell, hogy az építés folyamán valamelyik szerkezeti elemre nem hárul-e a megengedettnél nagyobb igénybevétel. Ezt az

építési sorrend célszerű megválasztásával lehet és kell kiküszöbölni. Kézi számítás esetén kézenfekvő megoldás a szerkezetet az építési állapotokban különálló rész-szerkezeteknek tekinteni, mivel ilyenkor a rész-szerkezetek többnyire egyszerűen számítható, statikailag határozott szerkezetek. Ez a módszer gépi számítás esetén rendkívül bonyolult adminisztrációhoz vezetne. Gépi számítás esetén az a célszerű, ha a szerkezetet igen kis merevségű elemekből egy lépésben építjük fel, majd az elemek beépítésének időpontjában merevségüket a tényleges értékre növeljük. Ennek a megoldásnak a feltételei, hogy a már megépült részek önmagukban állékonyak, a még meg nem épült részek terheletlenek legyenek. Az építés során természetesen teljesülnek ezek a feltételek, hiszen ideiglenes megtámasztással mindig biztosítani kell az állékonyt, a zsaluzaton nyugvó elemek pedig nem viselik saját súlyukat. Ezek a természetes feltételek a számítógépen numerikusan is jelentkeznek, ami jelzi, hogy a számítógépes modell jól jellemzi a tényleges szerkezetet.



A modell helyességét egyszerű példán bizonyítjuk. Az építendő szerkezet két egymástól független, állékony, megépült (A és C), valamint egy meg nem épült részből (B) áll. Ekkor a teljes szerkezetet egységesen vizsgáljuk, felírjuk egyenletrendszerét mozaik-elmozdulásmódszer esetén, az egyes részek szerinti blokkokra particionálva:

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{AA} & \tilde{\underline{K}}_{AB} & \underline{K}_{AC} \\ \tilde{\underline{K}}_{BA} & \tilde{\underline{K}}_{BB} & \tilde{\underline{K}}_{BC} \\ \underline{K}_{CA} & \tilde{\underline{K}}_{CB} & \underline{K}_{CC} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{U}_A \\ \underline{U}_B \\ \underline{U}_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{F}_A \\ \underline{F}_B \\ \underline{F}_C \end{bmatrix}$$

\underline{U}_i : az „i” rész elmozdulásai

\underline{K}_{ij} : merevségi mátrix, a „j” szerkezeti rész elmozdulásaiból az „i” szerkezeti részen keletkező erőket tartalmazza.

$i = A, B, C \quad j = A, B, C$

$\tilde{\underline{K}}_{ij} = \epsilon \underline{K}_{ij}$, ahol ϵ olyan kis szám, amely tíznek legalább

akkora negatív hatványa, ahány tizedesjegy ábrázolható a számítógépen. Pl. ha a számítógép öt értékes jegyet tud ábrázolni, akkor

$$\epsilon = 10^{-5} \text{ esetén } 12345 + \epsilon \cdot 12345 = 12345.$$

Ebben az esetben a gépi számábrázolás véges pontossága miatt mindig teljesülniük kell a következő egyenlőségeknek:

$$\underline{\underline{K}}_{ij} + \tilde{\underline{\underline{K}}}_{LM} = \underline{\underline{K}}_{ij}$$

$$\underline{F}_i + \underline{F}_j = \underline{F}_i$$

\underline{F}_i : az „i” szerkezeti rész terhelései.

A szerkezet felépítéséből következik, hogy $\underline{\underline{K}}_{CA} = \underline{\underline{K}}_{AC} = \underline{\underline{0}}$ és $\underline{F}_B = \underline{\underline{0}}$. Az egyenlőségek következetes megtartásával végrehajtván a blokkonkénti Gauss-eliminációt:

$$\begin{bmatrix} \underline{\underline{K}}_{AA} & \epsilon \cdot \underline{\underline{K}}_{AB} & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & \epsilon \cdot \underline{\underline{K}}_{BB} & \epsilon \cdot \underline{\underline{K}}_{BC} \\ \underline{\underline{0}} & \underline{\underline{0}} & \underline{\underline{K}}_{CC} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{U}_A \\ \underline{U}_B \\ \underline{U}_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{F}_A \\ -\epsilon \cdot \underline{\underline{K}}_{BA} & \underline{\underline{K}}_{AA}^{-1} & \underline{F}_A \\ \underline{F}_C \end{bmatrix}$$

$\underline{\underline{K}}_{AA}$ és $\underline{\underline{K}}_{CC}$ nem szinguláris, mivel a megépült részek önmagukban állékonyak. $\underline{\underline{K}}_{BB}$ szintén nem szinguláris, mert a perempontok nem tartoznak „B”-hez.

$$\underline{U}_A = \underline{\underline{K}}_{AA}^{-1} \underline{F}_A$$

$$\underline{U}_C = \underline{\underline{K}}_{CC}^{-1} \underline{F}_C$$

$$\underline{U}_B = \underline{\underline{K}}_{BB}^{-1} (-\underline{\underline{K}}_{BA} \underline{U}_A - \underline{\underline{K}}_{BC} \underline{U}_C)$$

Látható, hogy \underline{U}_A és \underline{U}_C olyan lesz, mintha „A”-t és „C”-t külön szerkezetként számítanánk, a „B”-t pedig az „A”-val és „C”-vel határos pontjain előírt elmozdulások terhelik.

Az egyenletrendszer utolsó blokkosora a még meg nem épült rész egyenlete az elmozdulási peremfeltételekkel.

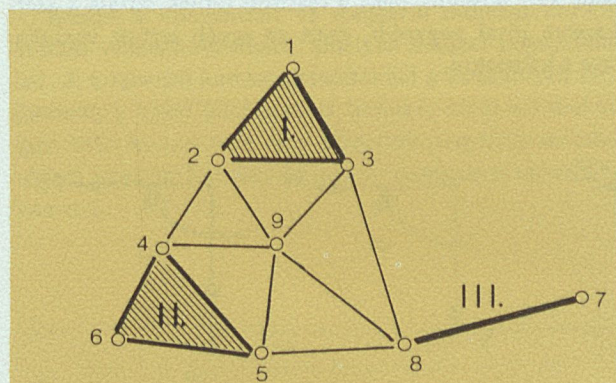
Az inhomogén beton-kábel keresztmetszet

A szabadon szerelt vagy betonozott technológiáknál egyaránt követelmény a repedésmentesség, sőt a tengelyirányú húzófeszültség-mentesség is. Kimutatható továbbá, hogy a véletlen jellegű görbeségek miatti súrlódás is elegendő ahhoz, hogy a feszítőkábelek a feszítés után felkerülő terhek hatására ne csússzanak meg a kábelüregben. Célszerű lenne tehát az építés során az egyes hatásokból keletkező elmozdulásokat és igénybevételeket az ideális keresztmetszet súlypontjára vonatkoztatni. Ez a tengely azonban az építés során befeszített újabb kábelek valamint a lassú alakváltozás okozta feszültségátrendeződés következtében állandóan vándorol, így vonatkoztatási tengelynek nem alkalmas.

A mozaik-elmozdulásmódszer alkalmazhatóságához egy célszerűen választott állandó helyzetű vonatkoztatási tengelyre van szükség, hogy az egyes építési fázisokban belépő új terhekből keletkező elmozdulások és igénybevételek szuperponálhatók legyenek, valamint hogy a kábelek saját merevségét egységesen figyelembe tudjuk venni a szerkezet merevségében. Ez a vonatkoztatási tengely célszerűen a homogén betonkeresztmetszet saját súlyponti tengelye. Két keresztmetszet között a betonrudat egyesnek tekintjük.

A kábelek merevségnövelő hatása

Minden megadott keresztmetszetben jellemezhetjük a feszítőkábel helyzetét a vonatkoztatási tengelytől (a betonsúlyponttól) mért előjeles távolságával (y) és a hossz tengellyel bezárt irányszögével (α). A kábelnek csak tengelyirányú merevsége van, hajlítási merevsége elhanyagolható, ezért a kábelt két szomszédos keresztmetszet között igen jól modellezhetjük a két merev sík véglap-hoz csuklósan kapcsolódó egyenes rúddal, amelynek felülete és rugalmassági modulusa a kábelével azonos. Az így egyszerűsített kábel merevsége a rúddal α szöget bezáró koordináta-rendszerben igen egyszerűen felírható, majd az elmozdulásokat és az erőket transzformálva megkapjuk a homogén betonrúd súlypontjára vonatkoztatott koordináta-rendszerben a feszítőkábel merevségi mátrixát, amelyet egyszerűen összegezni kell a betonrúd merevségi mátrixával:



Épülő összetett szerkezet együttható mátrixa

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	■								
2	■	■	X						X
3	■		■					X	X
4		X		■	■				X
5				■	■			X	X
6									
7							■	■	
8			X	X				■	X
9	X	X	X	X				X	X
	1	2	3	4	5	6	7	8	9



tényleges merevségű blokk



igen kis merevségű blokk



zérusblokk

$$\begin{bmatrix} N_A \\ T_A \\ M_A \\ N_B \\ T_B \\ M_B \end{bmatrix} = \frac{E_K A_K C}{l} \begin{bmatrix} C^2 & -C \cdot S & Y_A C^2 & -C^2 & C \cdot S & -Y_B C^2 \\ -C \cdot S & S^2 & -Y_A C \cdot S & C \cdot S & -S^2 & Y_B C \cdot S \\ Y_A C^2 & -Y_A C \cdot S & Y_A^2 C^2 & -Y_A C^2 & Y_A C \cdot S & -Y_A Y_B C^2 \\ -C^2 & C \cdot S & -Y_A C^2 & C^2 & -C \cdot S & Y_B \\ C \cdot S & -S^2 & Y_A C \cdot S & -C \cdot S & S^2 & -Y_B C \cdot S \\ -Y_B C^2 & Y_B C \cdot S & -Y_A Y_B C^2 & Y_B C^2 & -Y_B C \cdot S & Y_B^2 C^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_A \\ V_A \\ \varphi_A \\ U_B \\ V_B \\ \varphi_B \end{bmatrix}$$

Tömören felírva: $F = \underline{K}_K U$

Az elemi rúd merevségi mátrixa m darab kábel befejezése után:

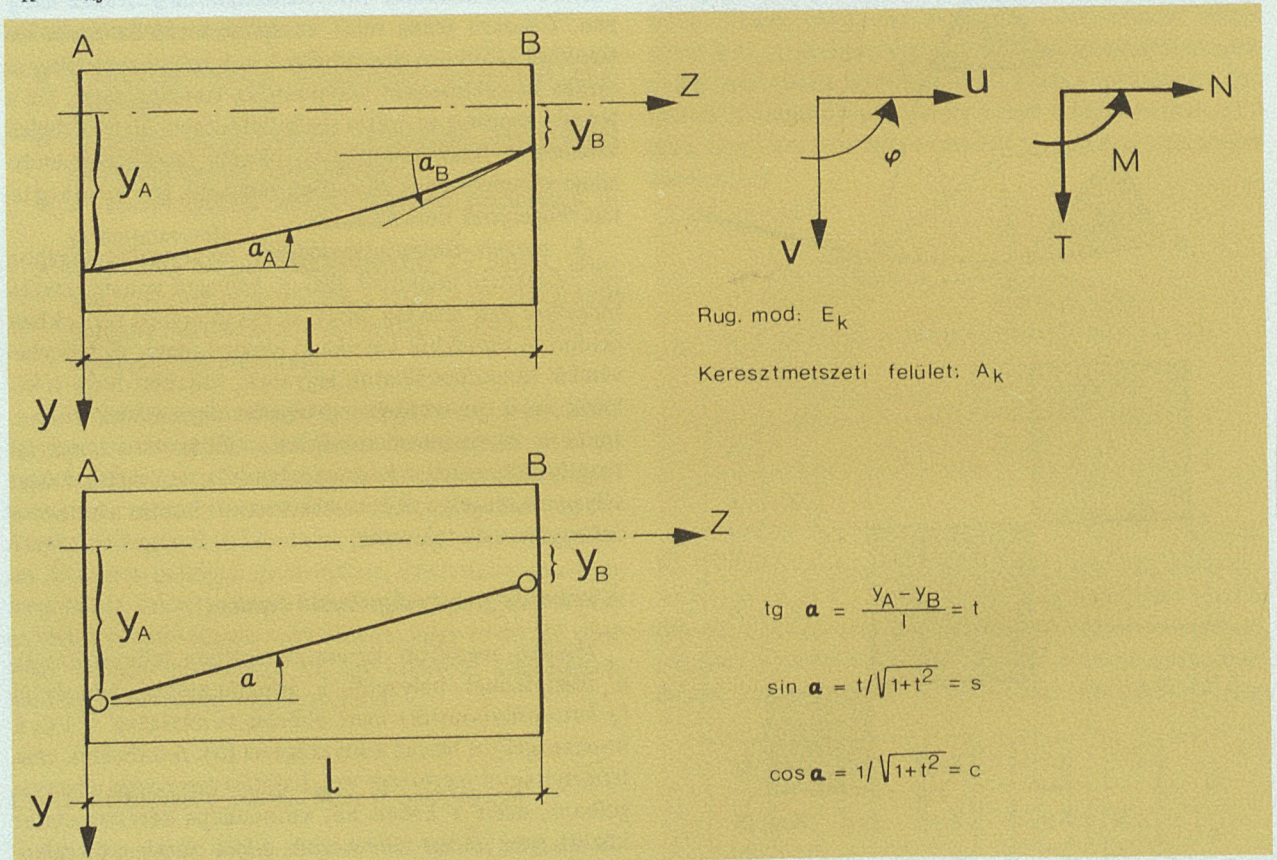
$$\underline{K} = \underline{K}_B + \sum_{j=1}^m \underline{K}_K^j$$

- \underline{K} : az elemi rúd merevségi mátrixa
- \underline{K}_B : a homogén betonrúd merevségi mátrixa
- \underline{K}_K^j : a „j”-ik kábel merevségi mátrixa.

metsheteh képest általában kicsi, sokszor figyelembe se kell venni.

A feszítés okozta terhek számítása

A feszítési terhek számításához a kábel merevségének számításához használt modellnél pontosabb modelt kell felvenni, mert a feszítési terhek hatása a szerkezetre jóval nagyobb, mint az egyéb terhek visszahatása a kábelekre.



Látható, hogy a rúdtengely irányú elmozdulásból nemcsak normálerő keletkezik, hanem hajlítónyomaték és nyíróerő is, tehát pl. a zsugorodás következtében a feszítés kulponosságja miatt hajlítási és nyírás kénysererők keletkeznek a feszített betonszerkezeten. Az egyszerűsített kábelmodell alkalmazása a merevségek számításakor mindenképpen megengedhető számítástechnikai eszköz, mert a kábel merevsége a betonkereszt-

A kábelt jellemző adatok:

- Y_A, Y_B : előjeles távolsága a betonsúlyponttól
- a_A, a_B : előjeles hajlásszöge (irányszöge)
- σ_A, σ_B : a súrlódási, ékcsúszási, visszaeresztési stb. veszteséggel csökkentett feszítő feszültség a keresztmetszetekben.

A kábel alakja és feszültsége a rúd mentén folytonos,

de függvényüket pontosan nem ismerjük, ezért feltételezzük, hogy a normálerő és a nyírőerő lineárisan, a nyomaték parabolikusan változik a rúd hossza mentén.

Ennek figyelembevételével a terhelőerők:

$$N_A = \sigma_A A_K \cos a_A \quad N_B = -\sigma_B A_K \cos a_B$$

$$T_A = -\sigma_A A_K \sin a_A \quad T_B = \sigma_B A_K \sin a_B$$

$$M_A = \sigma_A A_K \cos a_A \quad M_B = -\sigma_B A_K \cos a_B Y_B$$

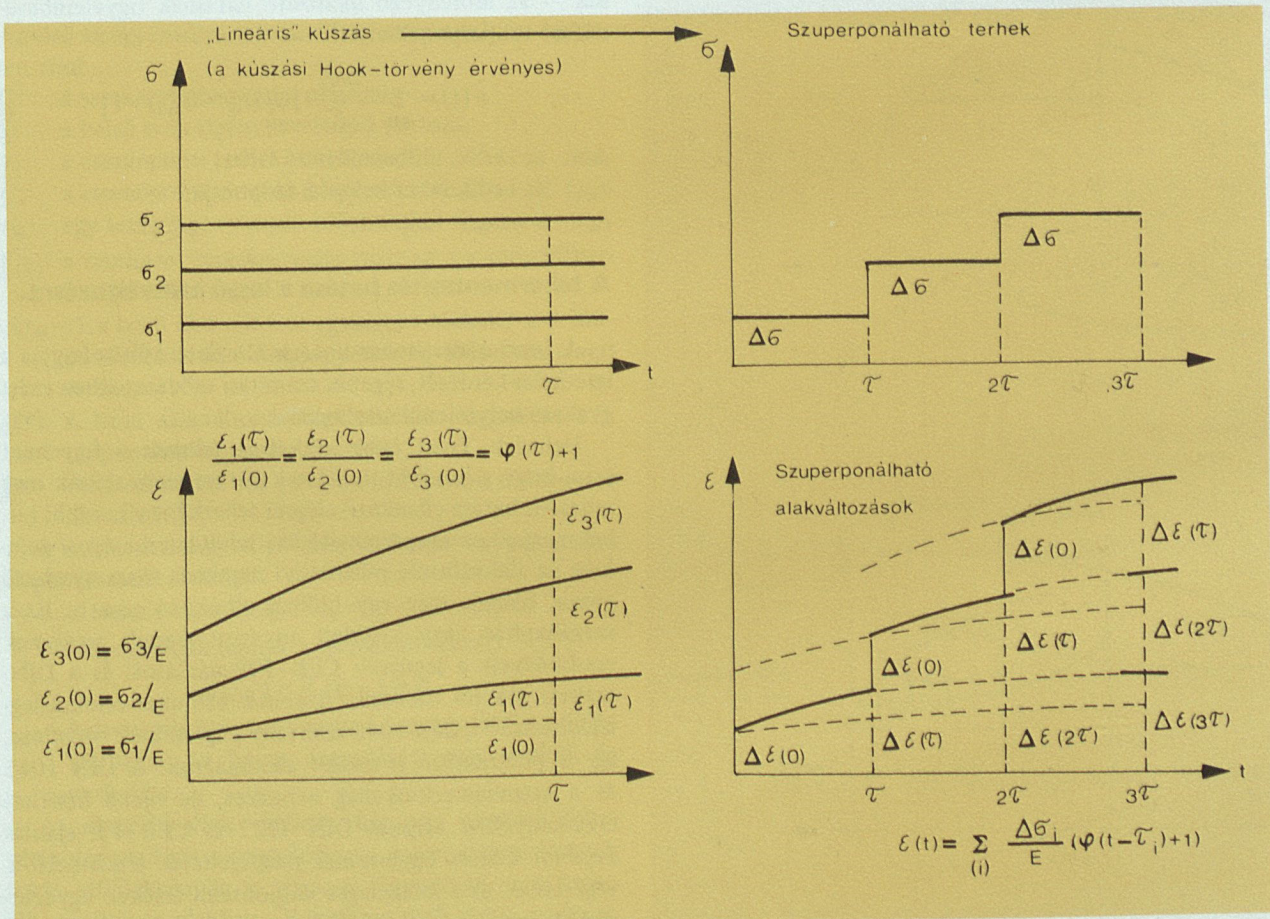
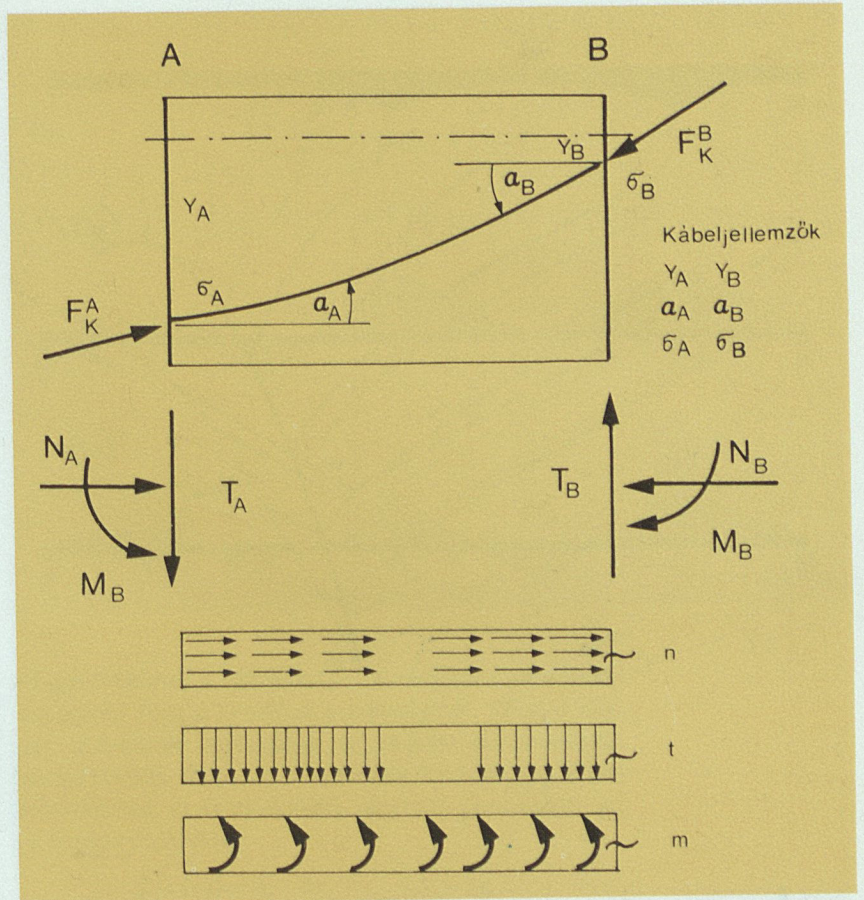
$$\dot{n} = \frac{A_K}{l} (\sigma_B \cos a_B - \sigma_A \cos a_A);$$

$$t = \frac{A_K}{l} (-\sigma_B \sin a_B + \sigma_A \sin a_A)$$

$$m = \frac{A_K}{l} (\sigma_B \cos a_B \cdot y_B - \sigma_A \cos a_A \cdot y_A) +$$

$$+ \frac{A_K}{2} (\sigma_B \sin a_B + \sigma_A \sin a_A)$$

Ezeket a koncentrált és megoszló terheket elő kell állítani valamennyi rúdon, amelyen a kábel keresztülhalad. A közbelső keresztmetszeteknél a koncentrált erők kiesnek, a kábel által átadott terheket tehát a kábel végén ható koncentrált és a közöttük megoszló erőrendszerrel vesszük figyelembe, amely önmagával egyensúlyban van.



A lassú alakváltozás lineáris elmélete

Az általunk kifejlesztett számítási eljárás lényeges alapfeltevése, hogy a lassú alakváltozás mértéke a kezdeti rugalmas alakváltozással arányos, amennyiben a terhelőerő (így a rugalmas alakváltozás is) időben állandó. Másképpen megfogalmazva: kétszeres, háromszoros, időben állandó terhelőerőhöz kétszeres, háromszoros alakváltozás tartozik t idő elteltével is. A kezdeti rugalmas és a t időpillanatban vett lassú alakváltozás hányadosát nevezzük $\varphi_e(t)$ függvénynek.

Az elméletet alátámasztó kísérlet azt igazolja, hogy ha $\sigma_0 < 0,6 - 0,7\sigma$ törő, a számítási eljárás kielégítően fedi a valóságot, tehát az érvényben levő szabványok szilárdsági követelményeinek teljesítésével a lineáris kúszáselmélet érvényességének feltétele automatikusan teljesül. A különböző nagyságú terhelésekhez tartozó lassú alakváltozás időbeli lefolyását az idő-alakváltozás sík fölött kifeszített σ -felületnek az alapsíkkal párhuzamos síkmetszetei adják.

A φ_e lassú alakváltozási tényezőt sok melléktényező befolyásolja, ezek közül legjelentősebb a beton „örege-dése”, ezért φ_e kétváltozós függvény: $\varphi_e(\tau_w, t_w)$ ahol τ_w a terhelés, t_w a vizsgálat időpontja a beton gyártásától számítva. A w azt jelenti, hogy az időskála megválasztásakor a hőmérséklet befolyásoló hatását figyelembe kell venni. Erős hatása van a lassú alakváltozásra a légnedvességnek, a betontest méretének, valamint a cementminőségnek is. A lassú alakváltozás lineáris elméletével a terhek – és az általuk okozott alakváltozások – az időtényező módosító hatásnak figyelembevételével szuperponálhatók:

$$\epsilon(t) = \sum_{(i)} \frac{\Delta\sigma_i}{E} [\varphi_1(t_w - \tau_{wi}) + 1]$$

$\Delta\sigma_i$: az i -edik, időben állandó teher,

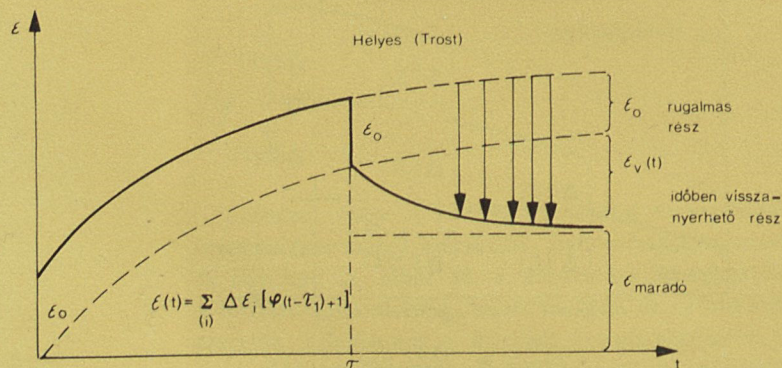
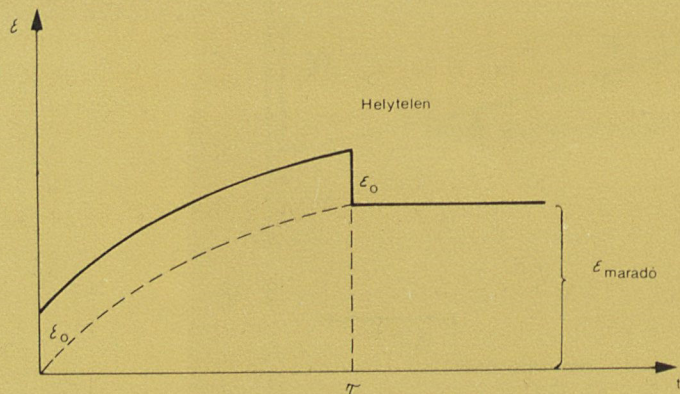
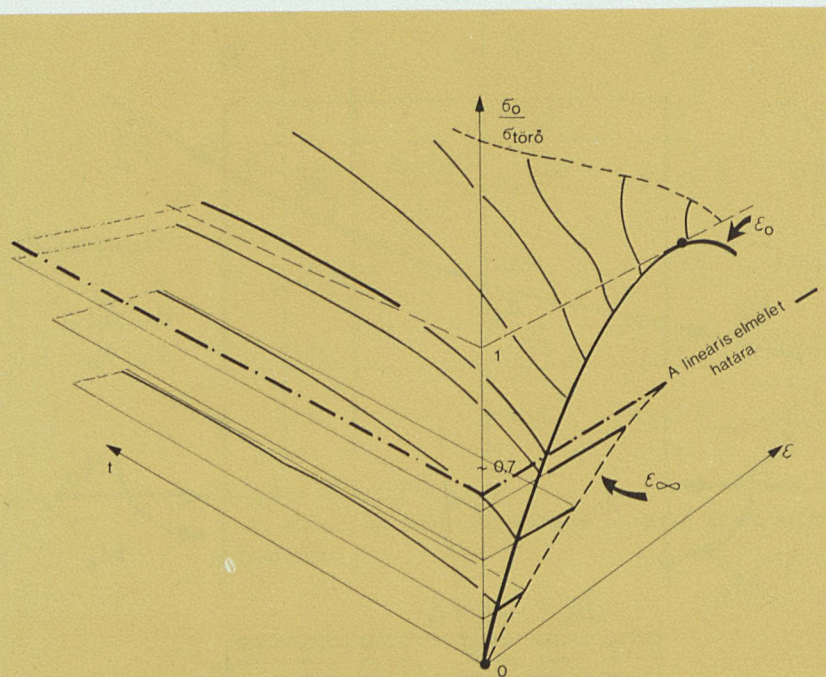
τ_{wi} : az i -edik teher belépési időpontja,

t_w : a vizsgált időpont.

A tehermentesítés hatása a lassú alakváltozásra

A lassú alakváltozás lineáris elmélete nyitva hagyja a leterhelés kérdését, régebbi számítási módszerekben ezért gyakran helytelenül értelmezik.

Heinrich Trost több cikkében felhívta a figyelmet arra, hogy a korábbi terhelések hatása nem szűnik meg teljesen; hatása ellenkező előjelű teherként a korábbi terhek hatásához szuperponálódik, tehát leterheléskor nemcsak az alakváltozás pillanatnyi rugalmas része nyerhető vissza, hanem még egy időben elhúzóó rész is. Ez a megállapítás nagy kísérleti anyagon alapul, amelynek eredményeit a legújabb CEB-FIP-ajánlások és a DIN-szabványok jól tükrözik. Számítástechnikai célokra legalkalmasabb a DIN 1045 szabvány képleteinek beépítése, így a programban is ezeket alkalmaztuk. A DIN 1045 és a számítástechnikailag nehézkes, de újabb kísérleti eredményeken alapuló DIN 4227 és CEB-FIP-ajánlás képletei között egyértelmű megfeleltetés létesíthető a végértékek és a tetszőleges időpontbeli értékek egyeztetését kifejező egyenletek felírásával.



A zsugorodás hatása

A zsugorodás mértéke nem függ a terheléstől, csupán az alkalmazott cement minőségétől, a beton méretétől, a légnedvességtől és a hőmérséklettől. A zsugorodás mint hosszirányú terhelő alakváltozás okoz hajlító igénybevételt is a feszítés miatt. Ezt a hatást is a DIN 1045 szabvány szerint vesszük figyelembe.

A feszítőacél relaxációja

Relaxációt csak a feszítési feszültségekből számolunk, a másodlagos feszültségváltozásokból (terhelésekből, igénybevétel-átrendeződésekből) nem. A relaxációt a legújabb CEB-FIP-ajánlások alapján vesszük figyelembe terhelő alakváltozásként.

A rúdszerkezet általános reológiai modellje

Az eddigiek során ismertetett elemi összefüggések és a mozaik-elmozdulásmódszer alapján felírtuk a rúdszerkezet általános reológiai mátrix-egyenleteit differenciál-egyenletrendszer alakjában:

$$\underline{\underline{G}} \cdot \underline{\underline{S}}(\tau_K) + \underline{\underline{q}}(\tau_K) = \underline{\underline{Q}}$$

$$\underline{\underline{G}} \cdot \underline{\underline{U}}(\tau_K) + \underline{\underline{F}}(\tau_K) \cdot \underline{\underline{S}}(\tau_K) +$$

$$\int_{\tau_0}^{\tau_K} \underline{\underline{F}}(\tau) \cdot \underline{\underline{D}}[k(\tau)] \cdot \varphi(\tau_K - \tau) \cdot \underline{\underline{S}}(\tau) d\tau + \underline{\underline{i}}(\tau_K) = \underline{\underline{Q}}$$

Az első az egyensúlyi, a második a kompatibilitási egyenlet, ahol

$\underline{\underline{G}}$: a szerkezet geometriai mátrixa,

$\underline{\underline{S}}$: a belső erők (igénybevételek) vektora,

$\underline{\underline{q}}$: a csomóponti terhek vektora,

$\underline{\underline{U}}$: a csomóponti elmozdulások vektora,

τ_K : egy tetszőleges vizsgált időpont,

$\underline{\underline{F}}(\tau)$: a szerkezet hajlékonysági mátrixa a τ időpontban belépő terhekre,

$\varphi(\tau_K - \tau)$: a lassú alakváltozás egységre redukált, a τ időpontból kiinduló függvényének τ_K időpontban vett értéke,

$k(\tau)$: a lassú alakváltozás végértékének függvénye a τ időpontban megerhelte betonra,

$\underline{\underline{D}}$: diagonálmátrix (a pont az idő szerinti differenciálást jelenti).

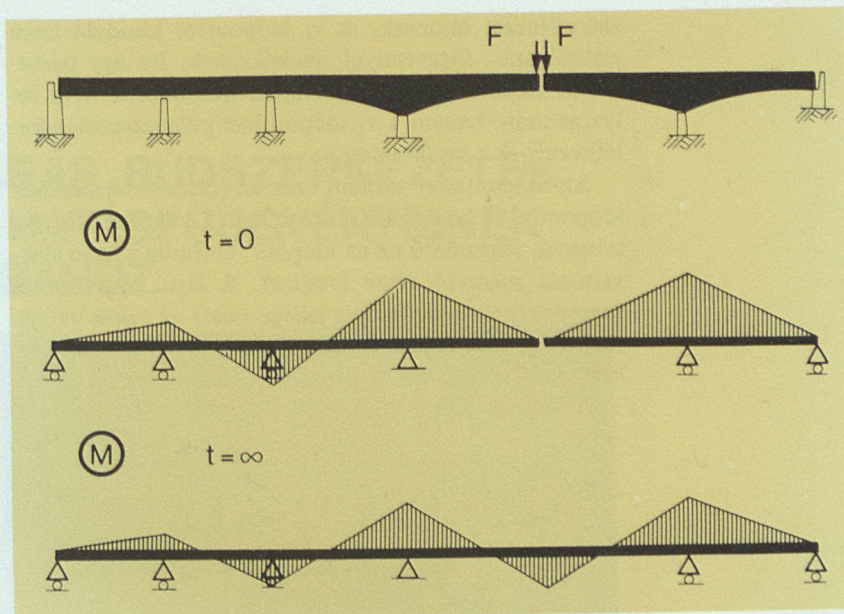
A differenciálegyenlet megoldásakor a következő alapfeltevésekkel élünk:

- a terhelések a vizsgált $\tau_0 < \tau_1 < \dots < \tau_i < \dots < \tau_n$ időpontoktól hatnak a szerkezetre; ezért

$$\underline{\underline{q}}(\tau_K) = \underline{\underline{Q}} \quad \underline{\underline{i}}(\tau_K) = \underline{\underline{0}}$$

- két vizsgált időpont között a rugalmassági modulus változását (a beton öregedését) nem vesszük figyelembe.

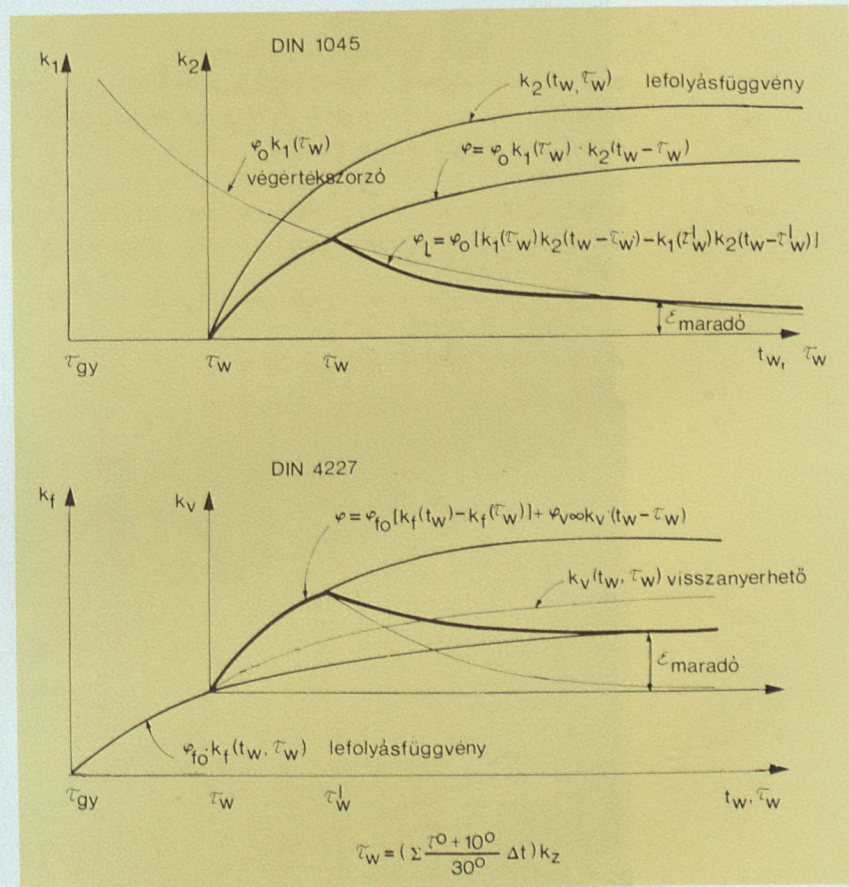
Az alapfeltevések mellett még egy közelítő feltételre van szükség a megoldáshoz, mivel a lassú alakváltozás időfüggvényét és végértékfüggvényét nem ismerjük analitikus alakban. Közelíteni kell tehát ezeknek



a függvényeknek a változását is. A megoldás pontossága lényegesen függ a közelítés pontosságától. Mivel a vizsgált időpontok egybeesnek az elemek beemelésének, betonozásának időpontjaival, (amelyek viszonylag sűrűn helyezkednek el az időskálán), elegendő pontosságot ad a következő közelítés:

$$\underline{\underline{D}}[k(\tau)] = \underline{\underline{0}}, \quad \text{ha } \tau_{i-1} < \tau \leq \tau_K$$

Ez azt jelenti, hogy a lassú alakváltozás következtében a τ_{i-1}, τ_i időintervallumban keletkező igénybevétel-átrendeződések keletkezésük ideje alatt csak rugalmas



alakváltozást okoznak, és τ_i időponttól kiinduló lassú alakváltozási függvénnyel rendelkeznek. Ez úgy jelentkezik, mintha az igénybevétel-átrendeződések nem folyamatosan, hanem a τ_i időpontban pillanatszerűen keletkeznének a szerkezeten.

Az időpontokat sűríteni csak az építés befejezésének időpontja és a végtelen között kell. Gyakorlatilag végtelennek tekinthető az az időpont, ameddig a lassú alakváltozás mérhető része lezajlott. A lassú alakváltozás függvényének logaritmikus jellege miatt az építés befejezése után közel exponenciálisan növekvő időpontokat vehetünk fel a számítási pontosság romlása nélkül.

A rekurzív eljárás képletei:

$$\Delta \underline{S}(\tau_i) = - \left\{ \underline{F}^{-1}(\tau_i) \cdot \underline{G} \cdot \Delta \underline{U}(\tau_i) + \underline{F}^{-1}(\tau_i) \cdot \Delta \underline{L}_i + \sum_{j=0}^{i-1} \underline{D}[k(\tau_j)] \cdot \underline{D} \left[\frac{E(\tau_j)}{E(\tau_j)} \right] \cdot [\varphi(\tau_i - \tau_j) - \varphi(\tau_{i-1} - \tau_j)] \cdot \Delta \underline{S}(\tau_j) \right\} \underline{F}^{-1}(\tau_i) \cdot \Delta \underline{L}_i$$

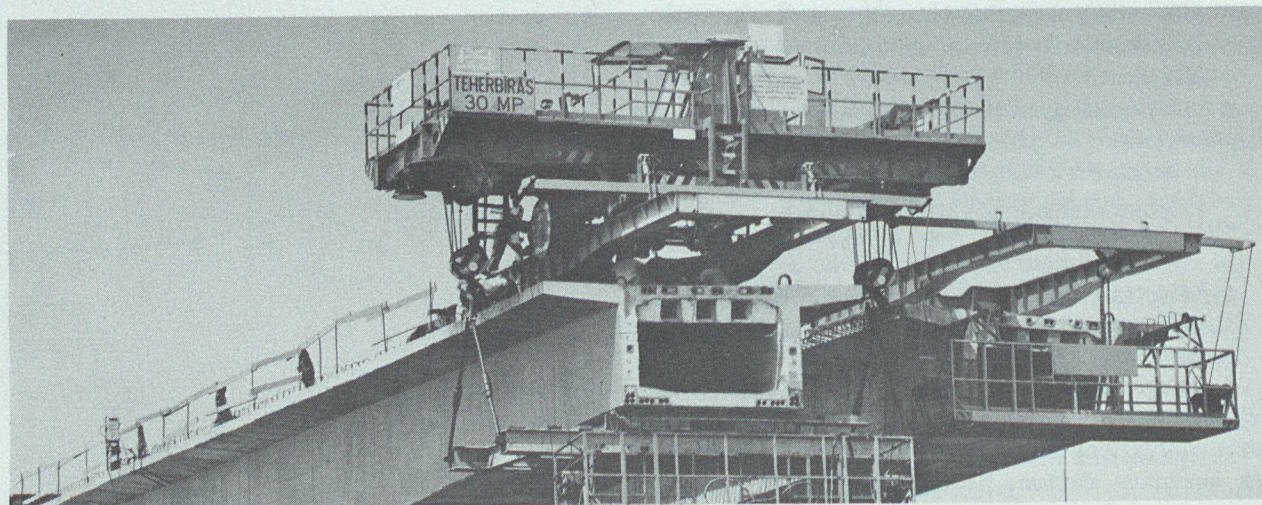
$$\Delta \underline{U}(\tau_i) = \underline{K}^{-1}(\tau_i) \left\{ \Delta \underline{q}_i - \underline{G}^* \cdot \underline{F}^{-1}(\tau_i) \cdot [\Delta \underline{L}_i + \Delta \underline{L}_i] \right\}$$

$$\underline{S}_i = \sum_{j=0}^i \Delta \underline{S}(\tau_j)$$

$$\underline{U}_i = \sum_{j=0}^i \Delta \underline{U}(\tau_j)$$

A felhasználás szempontjából lényeges, hogy a módszer alkalmas a lassú alakváltozás, a zsugorodás, az acél-relaxáció okozta deformációk és igénybevétel-átrendeződések, a feszítőkábelek rugalmas feszültségvesztései és az időben lezajló támaszsüllyedések hatásának együttes számítására tetszőleges, időben változó statikai vázú, különböző korú elemekből összeépített feszítettbeton rúdszerkezeteken.

A körösladányi Sebes-Körös-híd építése



A számítógépes program felépítése

A mátrix-differenciálegyenlet rendszer együttható mátrixának és tehervektorainak felírása sok alapot, kiszámítása nagy futási időt igényel, ezért az adatellenőrzés és javítás lehetőségére, a program újraindíthatóságára, az értékes eredmények részenkénti, de esetleg többszöri kiírathatóságára különös gondot kell fordítani.

A keresztmetszeti jellemzőket, a kábelgeometria és a súrlódási, ékcsúszási, visszaeresztési veszteségek adatait a programrendszer két, már korábban elkészült programja számítja és mágnesszalagon adja át az adatgyűjtő programrésznek. Az építési sorrend adatai, a külső terhek, a szilárdsági, reológiai jellemzők kártyáról vihetők be, de a keresztmetszeti és kábeladatok is módosíthatók kártyáról. Az alapadatgyűjtő program ezek alapján egy adatbankot hoz létre mágneslemezen, amely a számító program rész előtt módosítható, aktualizálható.

Az igénybevételt és deformációt számító rész építési fázisonként kiszámítja és mágneslemezen összegyűjti a tervezéshez szükséges adatokat. A számításokhoz részint az alapadatbankot, másrészt a már kiszámított eredményeket használja fel.

A kiírató rész lehetővé teszi az eredmény-mágneslemezeiről – szükség esetén ismételt is – tetszőleges fázis vagy fázisok eredményeinek kiíratását. Külön utasításra kiíratható az alapadatbank tartalma is adatellenőrzés céljából. A számító rész vezérelhető úgy is, hogy csak egy bizonyos fázistól kezdve végezze a számítását, ha az alapadatokon végzett módosítások az előző fázisok eredményeit nem érintik.

A programrendszer ilyen szervezése lehetővé teszi, hogy körütekintő használatnál a központi egységet és a sornyomatót optimálisan működtessük, hiszen nem kell a szerkezet vagy az építési sorrend kis változása esetén a teljes adatbeviteli, számítási és eredménykiíratási eljárást megismételni . . .

A programot a szabadon szerelt békési Körös-híd számítására használjuk fel első ízben, illetve ellenőrzésként az épülő körösladányi hídon végzett mérésekkel vetjük össze az eredményeket.