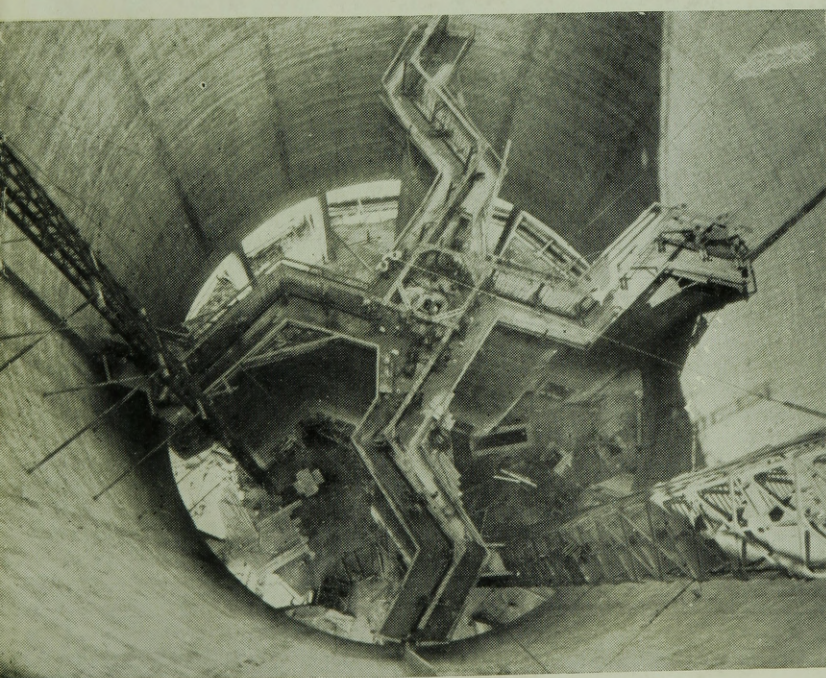
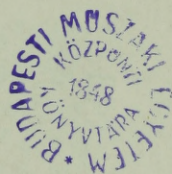


AZ ÉPÍTŐIPARI TUDOMÁNYOS EGYESÜLET FOLYÓIRATA * 1961. 5.



MAGYAR ÉPÍTŐ- IPAR

Sztatikus ankét

BREUER GYÖRGY

Hogyan méretezzem ezt a változó keresztmetszetű, középen daruval terhelt pillért kihajlásra? ..

Hogyan számítsam a homok talajhatárfeszültségét az alapértékből? Az egyik szabvány szerint (MSz 15004) C_2 érték B/1-től függ, a másik szerint (MSz 15029) u/B-től. Melyiket használjam?

Milyen könnyűbeton anyagot használhatnék falpanelemhez? Mik a tulajdonságai?

Hogyan találhatnék külföldi szak-cserepartnert?

Milyen a tervező irodák legcélszerűbb szervezeti beosztása?

Ilyen és hasonló kérdések naponta merülnek fel mindnyájunk életében és műszaki gyakorlatában, szeretnénk rá kielégítő, használható választ kapni, de rendszeresen nem kapunk. Kérdéseink válaszolatlanok maradnak egyrészt mert éppen nincsenek jelen a válaszadásra illetékesek, másrészt az egyszerű dolgozó nem is tudja, ki az illetékes. De gyakran a „nem egyszerű” dolgozó sem tudja, néha még az „illetékes” sem tudja, hogy ő illetékes-e? A felmerült kérdéseket így a kérdezők vagy fel sem teszik, vagy hasonlóan tájékozatlan kollégáikkal próbálják megbeszélni, jól-rosszul tisztázzák.

Ismerve ezt a körülményt, határozta el az ÉTE sztatikus szakosztályának vezetősége, hogy — a rádióból, és televízióból ismert „Kérdezz — Felelek” játék mintájára — módot nyújt a gyakorló sztatikusoknak az őket érdeklő kérdések tisztázására.

A kezdeményezés kedvező fogadtatásra talált a tagok körében, és így az ankét 1961. január 11-én nagyszámú hallgatóság részvételével zajlott le a *Technika Házában*. A kérdéseket az ősz folyamán kellett benyújtani. A válaszadók kiválasztásánál igyekeztünk a „legilletékesebbeket” vagy, ha a tárgykörben több ilyen is akadt, az „egyik legilletékesebbet” felkérni. A kérdések igen változatosak. Van köztük elméleti jellegű, szabályzattal foglalkozó, anyaggazdálkodási, kivitelezési területet érintő vagy szervezeti problémákat fesszegető. Azt gondoljuk, számos kérdés szélesebb körű érdeklődésre tarthat igény, ezeket — a reájuk adott válaszokkal együtt — az alábbiakban közöljük.

1. Kérdés: Miért nincs előírás kiskülponossági csavarvonalkengyeles vasbeton oszlopokra, mikor vasbeton szerkezetek méretezésében elkerülhetetlen a kismértékű külponosság?

Gábory Pál (ÉTI) válasza: A csavarvonalkengyeles oszlopok általában csak mint központosan nyomott oszlopok gazdaságosak. Ha mégis adódik valamely szerkezetnél pl. kerethatás és külponosság, akkor a méretezési eljárás a következő:

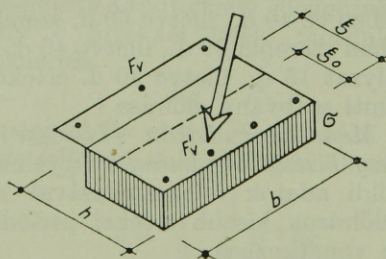
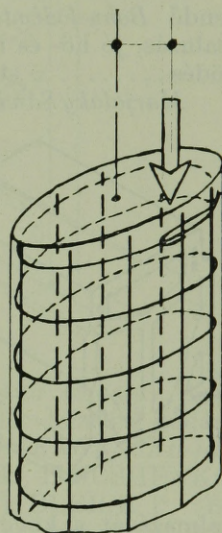
A csavarvonalkengyeleket $m\sigma_{CH}/\sigma_{VH}$ feszültséggel és $F_C = dF_K\pi/n$ keresztmetszettel, függélyes teherhordó vasakkal helyettesítjük, amelyeket egyenletesen elosztva az oszlopban a hossz-vasbetétekhez hozzá lehet számítani.

Tekintettel arra, hogy az

$$m = 4 \left(1,25 - \frac{\lambda}{70} \right)$$

szorzó a karcsúságtól függ, pl. $\lambda = 84$ esetén már $m = 0$ és a csavarvonalkengyeleknek semmiféle teherbírásnövelő hatásuk nincs. (A jelölések értelmezését lásd az említett szabványban.)

2. Kérdés: Az MSz 150022 4.141 bekezdése szerint a nyomott vasbetétellátott derékszögű négyszög keresztmetszet teherbírását a nyomott vasbetétrel 1/3-al lehet növelni. Pillérek méretezésekor ez gyakran nagyon nehezen tartható be. A 4.152 bekezdése szerint $\xi > \xi_0$ esetén a húzott vasbetét határfeszültségét redukálni kell.

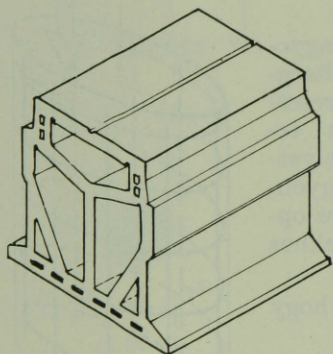


Milyen esetre értetődik ez? Ha a pillér határelejét mégis $\frac{1}{3}$ fölé emelik? Hiszen egyébként a 4.141 szigorú betartása esetén ξ nem lehet ξ_0 nagyobb-nál!

Gábor Pál (ÉTI) válasza: A semleges tengely határhelyzete alakváltozási feltételből adódott, tehát ez mind a hajlított, mind a külpontosan nyomott keresztmetszetre érvényes. Ha $\xi > \xi_0$ adódik, akkor a húzott vas határfeszültségét a szabvány értelmében minden esetben csökkenteni kell. A nyomott vasbetétekkel megerősített keresztmetszet teherbírásának $\frac{1}{3}$ -al való növelése csak hajlított tartókra vonatkozik. Külpontosan nyomott tartóknál ez több is lehet. A gazdaságossági vizsgálatok egyébként azt mutatták, hogy akár a hajlított, akár a külpontosan nyomott keresztmetszetbe — nyomott vasbetétek esetében — akkor kell összesítve a legkevesebb vas, ha a semleges tengely éppen a határon van. Ezért nem érdemes a tervezés során $\xi > \xi_0$ esettel számolni. Más a helyzet ha valamilyen meglevő szerkezet ellenőrzéséről van szó. Ekkor előfordulhat a $\xi > \xi_0$ kedvezőtlen eset is.

3. Kérdés: Miért nem gyártanak újabban elegendő Bohn-födémteglát, noha előnyei: ritkított zsaluzás, jó hő- és hangszigetelés, lemezszerű működés..... stb. közismertek?

Marjalaky Sándor osztályvezető (ÉM) válasza:



Az 1960. évben elegendő Bohn-födémteglát gyártottak, ezt bizonyítja az a tény, hogy jelenleg a téglagyárakban mintegy egymillió födémteglát tárol.

Az említett födém alkalmazási területei korlátozottak és általában a foghíjbeépítéseknel használják ezt. Alkalmazását a következő okok korlátozzák:

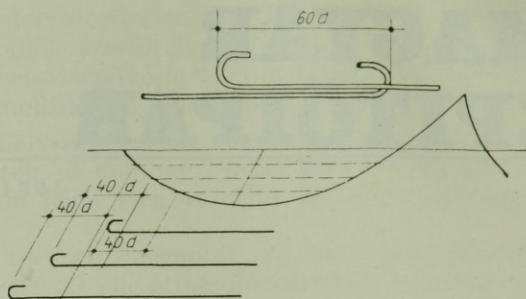
- gyártása munkaigényes,
- lágvasbetétet igényel, amiből pedig nincs eleendő készletünk;
- drágább, mint a korszerű nagyelemű födém; 1 m² Bohn födém ára 5,00 m támaszközre 236,— Ft/m²;

ezzel szemben:

- 1 m² feszített-panel födém ára 5,00 m támaszközre 206,— Ft/m².

4. Kérdés: Az MSz 15022 szabvány 7.22 és 7.232 pontjai előírják a vasbetétek túlnyújtási, illetve toldási hosszait. B.140. beton és 50.35. B.m. acél esetében ez 40 d., illetve 60 d, szemben a régi előírásokban szereplő 20 d., illetve 40 d. és a szovjet szabályzat 15 d., illetve 30 d. értékével. Nem túlzott fenti szabvány előírása?

Dr. Mennyhárd István (Iparterv) válasza: A szabvány kísérleti eredmények figyelembevételével külföldi adatok felhasználásával készült. A szovjet előírások kisebb értékei periódikus acélbetétekre vonatkoznak.



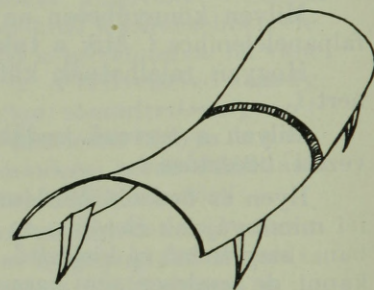
5. Kérdés: Héjszerkezetek esetén az MSZ 15022 4.45 pontja csökkentett határfeszültséget ír elő. Nyilvánvalóan a nagyobb kihajlási veszély miatt. A gyakorlatban a héj rugalmas kihajlási vizsgálata alapján számítják a kihajlási hosszat

és ezzel a $\varphi = \frac{1}{1 + \left(\frac{\lambda}{70}\right)^2}$ képlet segítségével a

határfeszültséget. Ez nem lehet nagyobb a 4.45 pont alattinál. Helyes ez az eljárás?

Dr. Mennyhárd István (Iparterv) válasza:

A héjszerkezetek kihajlását más tényezők befolyásolják, mint rúdszerű szerkezetekét. A héjszerkezeteknél általában figyelembe nem vett lokális hajlítások miatt kell a feszültséget a szokványos értékekhez képest csökkenteni. A betonminőség lokális változása héjszerkezetben kismértékű hajlítást idézhet elő.



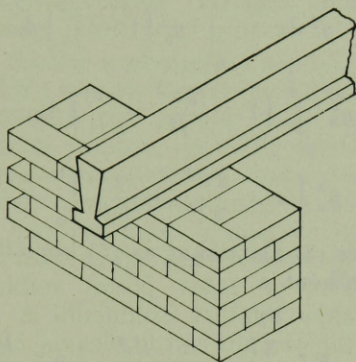
6. Kérdés: Ha a sztatikus egy építész csoport beosztott tervezője, függő viszonyban van ugyan-csak építész főnökétől, nincs módjában tehát határozott állásfoglalásra az építész tervezők sok esetben gazdaságtalanul megválasztott szerkezeteivel kapcsolatban. Ilyen részlegekben a sztatikus munkák szakmai és mennyiségi kiegyenlítődése nehezen oldható meg. Országos szinten szükség lenne intézkedésre a sztatikusok beosztását illetően.

Ruzicska Béla főmérnök (ÉM) válasza: A sztatikus tervezők beosztását illetően országos szintű intézkedés nem látszik indokoltnak. Tudatosítanunk kell azt a tényt, hogy egy-egy tervező vállalat belső szervezettségét a vállalat vezetősége a vállalati profilnak, illetve a megoldandó feladatoknak megfelelően szabadon választja meg. Egy-egy vállalatban belül a sztatikus szakági főmérnök feladata — a szerkezettervezés keretein belül — a gazdaságos tervekészítés feltételeit biztosítani és észrevételeit megtenni olyan esetekben, amikor valamely szakág indokolatlan igényei következtében a megvalósításra váró építmény gazdaságtalansága nyilvánvalóvá lesz. Olyan szemlélet kialakítása a feladatunk, amely a szigorúan vett szakmai nézőponton túlmenően az építmény teljességét, a különböző szakágak összefonódását, a kivitel technológiáját is mérlegelni tudja, a gazda-

ságosság szempontjait összességében szemléli. Megemlítem továbbá, hogy több vállalatunk főmérnöki tisztségét sztatikus beosztású kartárs tölti be. Irodavezetők, szakosztályvezetők stb. állásokban is találhatunk sztatikusokat.

7. Kérdés: Miért változnak az üzemben előregyártottgerendák és kiváltók hosszmeretei 40 cm-ként? Főleg átalakítási munkákhoz (födémcsere, kiváltások) a 20 cm-kénti változás jobb lenne!

Szabó Béla főmérnök (ÉM) válasza: Az üzemi gyártás szempontjai nem teszik lehetővé olyan sokféle elem gyártását. Az egységesítésre való



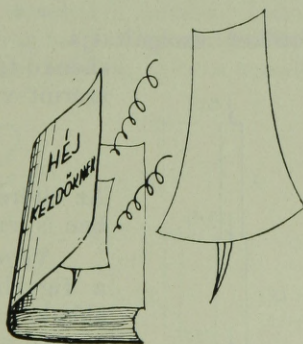
törekvés ezt nem is indokolja. Új épületekhez a különböző fesztávokat is figyelembe véve — elegendő választék áll rendelkezésre. Átalakításoknál szükség szerint monolit részek készíthetők.

8. Kérdés: A héjszerkezetek nagobbmértvű alkalmazását — a faanyag szűk kapacitásán kívül — elsősorban a tervezők matematikai képzettségének hiányossága gátolja. Mi a lehetőség olyan színvonalú közérthető szakkönyv írására „bőséges számpéldákkal”, amelyet a műegyetemi „Anal”-t nagyrészt már elfelejtett, gyakorló mérnökök megérthetnének és gyakorlatilag hasznosítani tudnának? Esetleg mi a lehetősége valamely külföldi munka lefordításának?

Dr. Szabó János docens, igazgató (ÉTI) válasza: A héjsztatika műveléséhez — a tulajdonképpen héjsztatikán kívül — szükség van az elméleti rugalmasságtan, a differenciálgeometria és a parciális differenciálegyenletek elméletének ismeretére. Ezért olyan tankönyv, amely e

szétágazó szakterületeket együttesen tárgyalja és így a héjsztatikában „közérthető” bevezetést nyújt, nehezen képzelhető el. Kíváncsinos lenne a magyar és külföldi héjsztatikus szakkönyvekben már közölt — fontosabb eredményeit — egy összefoglaló, világosan megírt munkában kiadni, a matematikai alapok ismertetésével együtt.

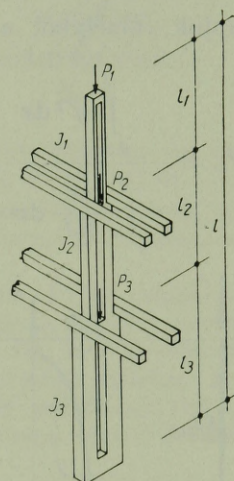
A héjsztatika elsajátítását nem tankönyv kiadásával lehetne biztosítani. A Mérnök Továbbképző Intézet tanfolyamain a vonatkozó szakterületeknek megfelelő rendszeres előadásokon kellene



tanítani. Eme előadássorozat rugalmasságtani és matematikai tárgyainak anyagát úgy kell megválasztani, hogy azok elsősorban a héjsztatika műveléséhez szükséges ismereteket tartalmazzák.

Az egyes gyakorlati méretezési feladatok — megoldását gyakran alkalmazott héjformák (pl. peremtartós kördongahéj) számítása — elektronikus számológépekkel is lehetővé kell tenni. Így a tervezők részére mód nyílik hosszú és bonyolult számítások elkerülésével az egyes feladatok közvetlen megoldására.

9. Kérdés: Milyen gyakorlatilag jól használható közelítő eljárás vagy képlet van, illetve ajánlható változó keresztmetszetű vasbeton vagy téglapillérek kihajlásának számítására. Továbbmenve, milyen képlet, illetve eljárás alkalmazható, ha egyúttal az erők egyrésze is, nem az oszlop tetején támad (előregyártás, darupályák stb.).



Dr. Csonka Pál professzor válasza: A probléma megoldására szolgáló közelítő eljárások egyike az ún. VIANELLÓ—ENGESSER-féle eljárás, továbbiak találhatók TIMOSHENKÓ S. (Theory of Elastic Stability), BLEICH P. (Buckling Strength of Metal Structures) és BÜRGERMEISTER G.—STEUP H (Stabilitätstheorie und Erläuterungen zu DIN 4114) műveiben.

Itt a TIMOSHENKÓ, S. által bevezetett energetikai módszert ismertetjük.

A Timoshenko-féle eljárás a rúdtengelyt valamely elképzelhető vonal szerint meggörbültnek tételezi fel, s azt állapítja meg, hogy a stabilitás határállapotában a deformációval kapcsolatos külső és belső munkák egymással egyenlők:

$$L_K = L_B$$

A külső munka azáltal jön létre, hogy a P erő támadáspontja a rúdtengely meggörbülése folytán valamely δ értékkel lefelé mozdul (1. ábra). E munkaérték

$$L_K = P_\delta$$

Ha a meggörbült rúdtengely alakját az $y = f(x)$ függvény jellemzi, akkor (kisgörbületről lévén szó)

$$\delta = \frac{1}{2} \int_0^l y'^2 dx \quad (1)$$

vagyis :

$$L_K = \frac{P}{2} \int_0^l y'^2 dx \quad (2)$$

A belső munka a hajlítás alakváltozásából

$$L_B = \int_0^l \frac{M}{2 EJ} dx$$

Minthogy

$$M = Py$$

így

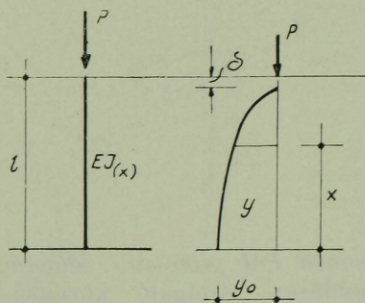
$$L_B = \frac{P^2}{2} \int_0^l \frac{y^2}{EJ} dx \quad (3)$$

Ha a (2) és (3) alattiakat egymással egyenlőségbe állítjuk,

$$\frac{P}{2} \int_0^l y'^2 dx = \frac{P^2}{2} \int_0^l \frac{y^2}{EJ} dx$$

összefüggést kapjuk, amelyből a $P = P_{kr}$ erő értéke

$$P_{kr} = \frac{\int_0^l y'^2 dx}{\int_0^l \frac{y^2}{EJ} dx} \quad (4)$$



1. ábra

Ha a rúd EJ hajlítómerevsége végig állandó, akkor

$$P_{kr} = EJ \frac{\int_0^l y'^2 dx}{\int_0^l y^2 dx} \quad (5)$$

Alkalmazzuk az imént vázolt közelítő eljárást a 1. ábrán vázolt ismert feladatra, amelynek pontos megoldása :

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = 2,46 J \frac{EJ}{l^2} \quad (6)$$

Válasszuk közelítő kihajlágörbeként az 1. ábrán feltüntetett másodrendű parabolát. (Ez a görbe eléggé eltér a tényleges kihajlási görbétől, hiszen az oszlop végén a hajlítónyomaték zérus, ezért ott y'' -nek is zérusnak kell lennie, holott parabola esetében $y'' \neq 0$).

A választott parabola egyenlete

$$y = y_0 \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right)$$

Ez esetben

$$Y' = -\frac{2 y_0}{l^2} X$$

s így

$$\begin{aligned} \int_0^l y'^2 dx &= \int_0^l \frac{4 y_0^2}{l^4} x^2 dx = \\ &= \frac{4 y_0}{l^4} \left[\frac{x^3}{3} \right]_0^l = \frac{4 y_0}{3 l} \end{aligned} \quad (7)$$

Ugyanakkor

$$\begin{aligned} \int_0^l y^2 dx &= \int_0^l y_0^2 \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right) dx = \\ &= y_0^2 \int_0^l \left(1 - \frac{2x^2}{l^2} + \frac{x^4}{l^4}\right) dx = \\ &= y_0^2 \left[x - \frac{2x^3}{3l^2} + \frac{x^5}{5l^4} \right]_0^l = \frac{8}{15} l \end{aligned} \quad (8)$$

A (7) és (8) alattiakat az (5) képletbe betéve, kihajlító erőként a

$$P_h = EJ \frac{\frac{4 y_0}{3 l}}{\frac{8}{15} l} = \frac{60}{24} \frac{EJ}{l^2} = 2,5 \frac{EJ}{l^2}$$

értéket kapjuk. Ez az érték mindössze 1,3%-kal tér el a (6) alatti pontos értéktől.

A Timoshenkó-féle eljárás célszerűen alkalmazható változó keresztmetszetű és oly oszlopokra is, amelyeket a rúdtengely különböző pontjain központos erők terhelnek.

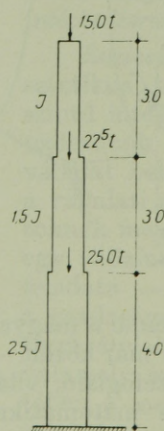
Az eljárás pontossági fokának igazolására azt a számpéldát (2. ábra) választjuk, amely BÜRGERMEISTER G.—STEUP H. idézett könyvében a 325. oldalon található.

E számpélda esetében a Vianelló—Engesser-féle eljárás négy iterációs lépés után biztonsági tényezőként a

$$\nu = 2,67$$

értéket szolgáltatja, a fent ismertetett Timoshenkó-féle energetikai eljárás szerint viszont

$$\nu = 2,70.$$



2. ábra

összehasonlításra alkalmas célokra használható fel. A gyakorlati tervezés során nagyon célszerűen használható viszont az az eljárás, amelyet Kollár L.

az IPARTERV által kiadott *Építészeti és Szerkezeti Tájékoztató* 1960. évi 1. füzetében a 37—48. oldalakon közölt „Lépcsősen változó keresztmet-zet, változó erővel nyomott oszlop” címen.

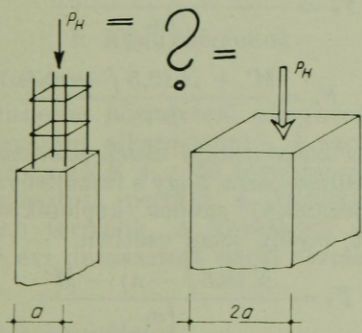
10. Kérdés: Mi a lehetősége a hosszabb időre szóló *külföldi mérnökcseré* megvalósításának? A cserefeltételek szerint az azonos képességű tervezőmérnökök egymás munkahelyein kölcsönösen mintegy félévet tölthetnének, fizetésüket a külföldi cserepartner fizetésének megfelelően külföldi munkahelyükön kapnák. Ez a módszer széleskörű tapasztalatcserére nyújtana lehetőséget, nem érintené egyik tervező vállalat, illetve ország létszám, vagy bérkereteit sem.

Izsák Sándor a nemzetközi kapcsolatok osztály-vezetője (ÉM) válasza: A kérdés feltevése logikus. Első pillanatban úgy látszik, hogy tényleg csak pozitív oldalai vannak. Az eddig szerzett tapasztalatok viszont azt mutatták, hogy ennek anyagi lebonyolítása nem oldható meg. A baráti országok egész sorában mind a magyar szakemberek kiutazását, mind a saját szakembereinek kiküldését határozatokhoz kötik, tehát a *cseré-alap nem járható út*. A különböző külföldi vállalatok által tett hasonló javaslatok — függetlenül a magyar állásponttól is — ezen buknak el.

Jelenleg a Pénzügyminisztérium rendelkezései is tiltják a hasonló cserét, mert ez az eljárás kimeríti a forint kияjánlás tényét.

Az 1959. évtől kezdve a *szakemberek tanulmányúti lehetőségeit* (műszaki tudományos együttműködés, tőkés országokba való kiutazás, nemzetközi szervezetekben való részvétel, a KGST állandó bizottságainak munkacsoportjaiban való részvétel) megnövelték a Műszaki Fejlesztési Alap terhére szervezett utazások. A nagyobb időtartamú cserék, vagy segítségnyújtás csak államközi szerződés alapján oldhatók meg.

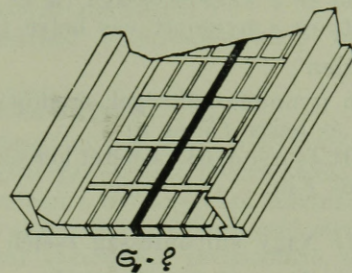
11. Kérdés: Vasbetonoszlop és azonos minőségű betonoszlop teherbírásában az alsó vasalási határ átlépésekor lényeges ugrás van. Ez az ugrás a betonoszlop kisebb határfeszültségéből, valamint a kisebb kihajlási szorzóból adódik. Indokolt-e ez figyelemmel arra, hogy a vasalatlan beton bedolgozási lehetőségei jobbakként, mint a vasalt betonszerkezeteké?



Dr. Menyhárd István (Iparterv) válasza: Vasbeton oszlopon — a hosszvasalás és a kengyelezés hatására — a külpontosságából adódó esetleges nagyobb mértékű hajlítás felvétele általában biztosított s a kengyelezés a keresztirányú kontrakciót akadályozza, ezért a beton törése sokkal

későbbben következik be, mint a vasalatlan betoné. Vasalatlan betonpillér betonjának minőségi változásából eredő hajlítások felvételére is csak a betonfeszültségek egyenlőtlen megoszlása marad s ez különösen karcsú pillérek esetében kritikus lehet. Ezért a karcsúsági tényező is kedvezőtlenebb a vasalatlan betonoszlopokra.

12. Kérdés: Az MSZ 15022 4.46 pontja csak 140 kg/cm² törőszilárdságú téglá idomtestes szerkezetek határfeszültségét adja meg. Mennyi a határfeszültség kisebb szilárdságú téglabetétes födémszerkezeteknél?



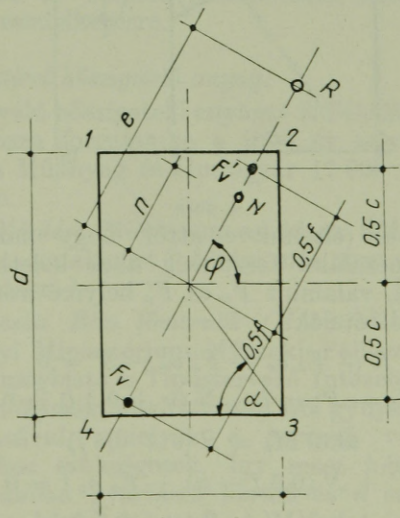
A) Nagykülpontosság (az eredő a nyomott vasbetét helyén kívül hat) és

B) közepes külpontosság (az eredő a maghatáron kívül, de nyomott vason betéten belül hat) között.

Gábory Pál (ÉTI) válasza: Az idomtestek határfeszültségét a kitöltő beton figyelembevételével vesszük fel. Erre a célra megfelel az MSZ 15023 4.32 pontjának előírása, amely szerint pl., ha T az idomtest szilárdsága 140 kg/cm² és ugyanennyi a H (jelenleg beton) szilárdság is, akkor

$$\sigma_H = \sqrt{140} \left(1 + \sqrt{\frac{140}{30}} \right) = 38 \sim 40 \text{ kg/cm}^2 \quad (9)$$

Más szilárdságú idomtest és beton esetében ez a képlet mindig használható. Egyébként az idomtesteket teherhordás szempontjából, csak akkor szabad figyelembevenni ha a nyomott övben a nyomásátadás biztosítva van. Ez a jelenlegi födémtegláknál nem teljesíthető. Nincs ugyanis a nyomott öv közt kibetonozható ék vagy fejrész.



3. ábra

13. Kérdés: Gyakran felmerülő probléma a kétirányú nyomatékmal és nyomóerővel terhelt pillérek méretezése és vasalási elrendezése. Kaphatnánk jól használható eljárást, amely nem túl hosszadalmas, továbbá a gyakorlat kívánalmainak gazdaságos és műszaki helyesség szempontjából megfelel?

Knézy György (ÁÉTV) válasza: Különbséget kell tennünk:

Jelölések: (3. ábra)

Adott keresztmetszet (b , d és α)

a hajlítás síkja (φ)

az eredő és a külpontossága (R és e)

a húzott és a nyomott vas helye (f , ill. c).

Ismeretlen:

a beton nyomófeszültségek eredőjének nagysága és helye (N és n)

a húzott és nyomott vasbetét keresztmetszete (F_v és F'_v).

A) Nagy külpontosság esetén

Alapvető összefüggések

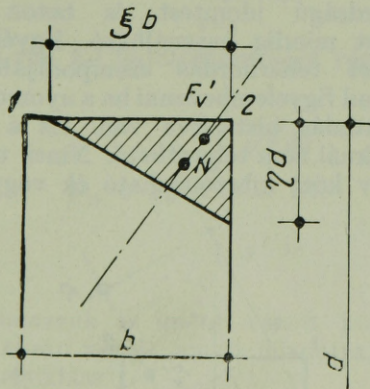
1. a beton nyomófeszültség végig állandó
2. a betonfeszültségek eredője, ha a zérus tengely háromszöget metsz ki a keresztmetszetből (14. ábra), ebben az esetben

$$N = \frac{\xi b \eta d}{2} \sigma_b = \frac{\xi \eta}{2} b d \sigma_b = \xi_b b d \sigma_b \quad (10a)$$

3. vagy ha trapézt metsz ki (5. ábra)

$$N = \frac{\eta_1 + \eta_2}{2} b d \sigma_b = \xi_t b d \sigma_b \quad (10b)$$

Négy erő egyensúlyáról van szó és csak R adott, a feladat tehát nem egyértelmű, de N -nek ξ ill. $(\mu - \mu')$ felvétele útján, mint az alábbiakból látható, azzá tehető. Dolgozzunk egyenlőre egy-



4. ábra

séges ξ -vel (eltekintve attól, hogy háromszög vagy trapézalakú feszültség ábra keletkezik-e). A vetületi, valamint F_v és F'_v helyére vonatkozó nyomatéki tételek:

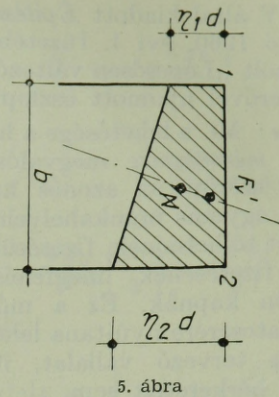
$$R + F_v \sigma_v - F'_v \sigma_v - N = 0$$

$$M_h - F'_v \sigma_v f - N (n + 0,5 f) = 0$$

$$\text{ahol } M_h = R (e + 0,5 f)$$

$$M' + N (0,5 f - n) - F_v \sigma_v f = 0$$

$$\text{ahol } M' = R (e - 0,5 f)$$



5. ábra

Ezekből, a

$$\sigma_a = \frac{R}{db} \frac{F_v}{db} = \mu \text{ (vas } y)$$

és

$$\mu' = \frac{F'_v}{db} = \mu' \text{ (vas\%)} \quad (11)$$

jelölésekkel

$$\xi = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} + (\mu - \mu') \frac{\sigma_v}{\sigma_b} \quad (11)$$

Igazolható, hogy a feszültségábra háromszög-alaprajzú,

ha $(3-4 \xi) \geq A$ és trapézalakú, ha

$(3-4 \xi) < A$, ahol

$$A = \tan \varphi \cot \alpha$$

Ugyancsak — a levezetés mellőzésével — az első esetben

$$n = \frac{d}{4 \sin \varphi} \left[1 + A - \sqrt{(1-A)^2 + \frac{32}{9} A \xi_b} \right] \quad (13a)$$

illetve a trapézalakú megoszláskor

$$n = \frac{d}{12 \sin \varphi} \left[\sqrt{A^2 + 12 \xi_t (1 - \xi_t)} - A \right] \frac{A}{\xi_t} \quad (13b)$$

(L. „Vasbeton szerkezetek új méretezési módja” ÉTI kiadás 1951.)

A nyomatéki egyenletekből:

$$F'_v = \frac{M_h - N (n + 0,5 f)}{f \sigma_v} \quad (14)$$

és

$$F_v = \frac{M' + N (0,5 f - n)}{f \sigma_v} \quad (15a)$$

Közepes külpontosság esetén azonos levezetés után (figyelemmel arra, hogy a feszültségmegoszlás ekkor trapézalakú) azonos képletekre jutunk, kivéve F_v -t, amely jelen esetben

$$F_v = \frac{N (0,5 f - n) - M'}{f \sigma_v} \quad (15b)$$

Összefoglalva: A tervezés menete

a) az adottakból a segédmenyiségek

(A , M_h , M' , σ_a) kiszámítása,

b) $\mu - \mu'$ felvétele.

A) esetben célszerűen $\pm 0,5 \sim 1,2\%$ közt max. 3% .

B) esetben célszerűen negatív,

c) ξ meghatározása (11) szerint és N számítása (10) szerint,

d) (12a) ill. (12b) alapján annak eldöntése, hogy a feszültségábra háromszög vagy trapézalakú,

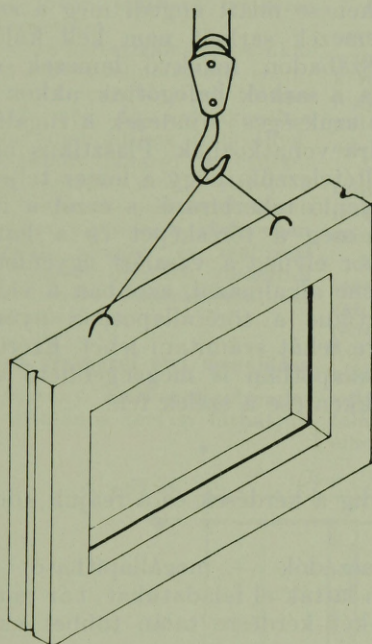
e) n számítása (13a) vagy (13b) szerint,

f) F'_v és F_v számítása (14) illetve (15a) vagy (15b) szerint.

14. Kérdés: Mikor kerül az „Épületek teherhordó szerkezeteinek és vízepítési műtárgyaknak méretezése” című szabványgyűjtemény átdolgozásra.

Szabó Béla főmérnök (ÉM) válasza: Az 1961-es év folyamán.

15. Kérdés: Mikor és milyen fajtájú könnyűbeton anyagok, műanyagok fognak rendelkezésre állni úgy, hogy azokat a tervezők alkalmazhassák?



Hogyan állanak az ezzel kapcsolatos kutatások? Mikor adnak ki ezen anyagokról műszaki ismeretű katalógust?

Dr. Szabó János igazgató (ÉTI) válasza:

I. Könnyűbetonok

1. Perlitbeton

A perlitbeton hőszigetelő réteggént falon és födémeken egyaránt alkalmazható. A szokásos technológiát az IME 4 — 60 tartalmazza.

A duzzasztott perlitet a Parafakőgyárban folyamatosan termelik. A következő évben kb. 120 000 m³ évi duzzasztott perlit termelésre számíthatunk.

2. Kohóhabsalakbeton.

A sztalinvárosi új habosító tálca üzembe helyezésével, a diósgyőri és ózdi habosító tálcaikkal együtt az ország évi habosított salak gyártása kb. 700 000 m³ lesz. Ez az anyag tudvalevőleg a közép- és nagyblokkos, továbbá az öntött építési mód adalékanyagaként kerül felhasználásra,

1961-ben jelent meg az IME 37-59. sz. a kohóhabsalakbetonokra vonatkozó előírás, valamint a kohó-habsalak közép- és nagyblokkokra az IME 44-60. sz. előírás.

3. Tufabeton

E könnyű adalékanyag hazánkban leginkább a kézielemek gyártására javasolható.

4. Téglatörmelékbeton.

A téglagyárak selejt anyagából elég kedvező módon készíthető. Javasolható mobil elemgyárak létesítése.

5. Granulált kohósalak.

Alkalmazását betonadalékként nem javasoljuk.

6. Kazánsalakbeton.

A kazánsalakok ismert tulajdonságai miatt leginkább mint hőszigetelő betonadalék alkalmazható. Ez esetben a hátrányaiból származó károsodás nem oly számottevő. Teherhordó szerkezetként csak a mázai kazánsalak javasolható, de azzal a kikötéssel, hogy az elemek eggyel alacsonyabb szilárdsági osztályba sorolandók.

7. Agyagkavicsbeton.

Az agyagkavicsbeton előállítását a Parafakőgyárban évi 10 000 m³ kapacitású üzemben megkezdték. Jelenleg az adalékanyag nagy ára miatt a kapacitást csak 1/3 részben használják ki. A berendezés teljes üzemeltetése esetén mód nyílik az árak csökkentésére.

8. Pernyekavicsbeton.

Az előzetes kísérletek alapján feltehetően ez az anyag alkalmas lesz vasbetonszerkezetek készítésénél a kavics adalékanyag pótlására is.

II. Műanyagok

A jövő évben a Hungária Műanyag és Gumi-gyár 105 000 m² kétrétegű PVC padlóburkolatot bocsát az építőipar rendelkezésére. A Győri Textilművek 40 000 m² textilalátétes PVC burkolat gyártását vállalták. Hazai mennyiségeken kívül kb. 40 000 m² import (GERFLEX, PEGULAN stb.) áll rendelkezésre.

Polistirol hőszigetelő anyag.

E kiváló hőszigetelő anyagot HUGAROCCELL néven hozza forgalomba a jövő év folyamán a Hungária Műanyag és Gumi-gyár 17 000 t mennyiségben.

16. Kérdés: Miért nem ad ki az ÉM új vasbetontípus katalógust? A régi már nem alkalmas tájékoztatásra!

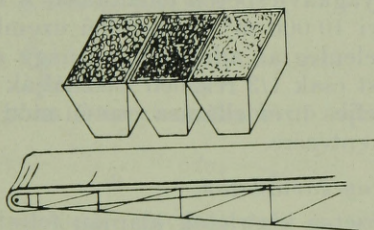
Ruzicska Béla főmérnök (ÉM) válasza: Az Építésügyi Minisztérium Műszaki Fejlesztési Főosztálya megbízta a Típustervező Intézetet mindazon katalógusok, részlettervek stb. gyűjtemények kidolgozásával, amelyek a tervező vállalatok munkájához szükségesek. Így most készítik az elemgyárakban gyártásra kerülő és a szerkezet-tervezőket érintő gyártmánykatalógust is. A Ter-

vezési Főosztály az 1960. évben a tervező vállalatok részére kiadta az elemgyári gyártmányok katalógusát.

17. Kérdés: A méretezési szabványok „tervezendő” szerkezetekre vonatkoznak. Meglevő szerkezetekre, ahol az anyagok minősége viszonylag pontosan megállapítható és így magasabb határ-feszültség engedhető meg, nincs előírás. Az MSZ szabványok nem intézkednek a próbaterhelésekre vonatkozólag sem. Miért nincs e kérdésekre előírás?

Gábor Pál (ÉTI) válasza: Meglevő szerkezeteken minőségellenőrzés, csak roncsolásmentes anyagvizsgálattal volna végezhető. Sajnos azonban eme vizsgálatok szórása összegeződhet az anyagtulajdonságok szórásával és általában a helyzet sem jobb, mint az új építmények esetében. További nagy nehézség, hogy a beépített teherhordó anyagok (pl. acélbetétek) szilárdsága nem ellenőrizhető. A próbaterhelés végrehajtására és kiértékelésére most készül műszaki szabályzat. A tervezetet rövidesen tárgyalni fogjuk.

18. Kérdés: Mi a helyzet a minőségi betonhoz szükséges adalékosztályozók felállításának kérdésében.



Marjalaky Sándor osztályvezető (ÉM) válasza: A 41. Állami Építőipari Vállalat kezelésében működik egy minőségi központi betongyár, kapacitása napi 400 m³. Foglalkoznak egy napi 700—800 m³-es kapacitású központi betongyár létesítésével. Ennek üzembeállítása azonban csak 1962-re várható.

A Dunai Cementmű építkezés kiszolgálására egy napi kb. 500 m³ kapacitású központi kavicsosztályozót állítottak fel.

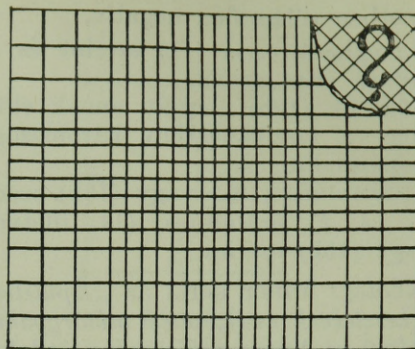
A Kő- és Kavics Igazgatóság beruházásában egy, napi 800—1200 m³ kapacitású adalékosztályozó kísérletiüzem tervezése most folyik.

Üzembehelyezése 1961. május hó közepére várható.

Az üzem majd három frakciós osztályozást végez.

Ha ez az üzem beválik, ezen a helyen még egy hasonló kapacitású osztályozó felállítását is tervezzük.

19. Kérdés: Az MSZ 15022 szabvány 7.34 pontja kétirányú vasbeton lemezek szélső szakaszán a vasalás ritkítását engedi meg. A DIN amelynek alapján a ritkításra vonatkozó előírás született, a ritkítást csak a sarkok megerősítése esetén engedi meg. Indokolt-e a kétirányú vas-



betonlemez szélső szakaszán megengedett vascsökkentés?

Gábor Pál (ÉTI) válasza: A kétirányban teherbíró lemez vasalásának ritkítását a nyomtértek csökkenése miatt engedi meg a szabvány. Befogott lemezek sarkait nem kell külön megerősíteni. Szabadon felfekvő lemezek esetében azonban, ha a sarkok befogottak, akkor a szélső megerősítés szükséges. Mindezek a rugalmas számítási módra vonatkoznak. Plasztikus méretezés esetében feltételezzük, hogy a lemez teljes szélességében egyenlő teherbírású, s ezzel a feltétellel határozzuk meg a törésképet és a határteherbírás. Ekkor elvileg a vasalást egyenletesen elosztva kellene alkalmazni, azonban a valóságban elasztoplastikus a törésállapot, a nyomtértek csökkenésére tehát számítani lehet. Ezért a plasztikus törésállapotban is megengedhető a lemezvasalás csökkentése a szélek felé.

*

— Eddig a kérdések és a rájuk adott válaszok.

A válaszadók — megállapítható —, lelkiismeretesen látták el feladatukat, bár talán a kérdezők egy-két kérdésre talán többet vagy mást vártak.

A felmerült problémák csak töredékei a sztatikus kartásak bensejében „szunnyadó” kétélyeknek. A Magyar Építőipar — mint egyesületünk központi lapja — a maga részéről szintén bekapcsolódni kíván az egészséges vitaszellelem elősegítésébe, a meglevő problémák tisztázásába. Szeretnénk a fent ismertetett kérdésekkel és válaszokkal kapcsolatban olvasóink véleményét hallani, sőt ezen túlmenőleg várjuk hozzászólásaikat, elképzeléseiket és javaslatukat az ÉTE sztatikus szakosztályának jövőbeni működését illetően. A szakosztály tudományos, műszaki és társadalmi téren egyaránt az egész sztatikus társadalom igényei szerint kíván működni, lehetőségeit, publicitását, a sztatikusok részére kívánja gyümölcsözően rendelkezésre bocsátani.

Reméljük, hogy ez az újszerű kezdeményezés csak első e sorban és munkánkat sikerül — a tagság széleskörű támogatásával — az építőipar műszaki haladása érdekében hathatósan kifejleszteni. Ehhez kérünk segítséget és támogatást a sztatikus gárdától.

Légkondenzátoros hűtőtorony építése csúszózszaluzással

THOMA JÓZSEF
Kossuth-díjas

A Dunai Vasmű 1960-ban épített új hűtőtornya Heller—Forgó-féle — természetes huzatú — légkondenzátoros hűtőrendszerű. Szerkezetének tervezését és építését az alábbiakban ismertetjük.

A torony alakját és méreteit a műtárgy hőtechnikai szempontból jelentős kísérleti jellege szabta meg. Ezért például a számítások alapján megadott méretű csonkakúppalást építése — mint következőkben látni fogjuk — sok nehézséget okozott. Mégis az új hűtőrendszer kiértékelésére létesített műtárgyon a hőtechnikai követelmények legmesszebbmenő kielégítése céljából el kellett vetni az egyszerűbben építhető hengeres palást szerkezetet.

A szokatlan keresztfalak és csonkakúppalást építéstechnológiája szempontjából több megoldási lehetőséget vizsgáltunk meg. Így szóba került a szokványos monolitikus (teli állványos), a táblás (kúszó) és csúszózszaluzatos építési mód. Mivel a műtárgy szerkezeti jellegénél fogva a gazdaságos kivitelezés elsősorban a felhasznált állvány és zsaluzati anyagtól függött, minden valószínű nehézsége ellenére is a csúszózszaluzat mellett döntöttünk.

A vasbeton szerkezet elvi megoldása

A hűtőtorony szerkezeti elrendezését az általános terven láthatjuk (1. ábra).

Az alaptest két részből áll: A tizennégy pillér alatt négyszögkeresztmetszetű, diafragma falakkal merevített körgyűrű alakú járható vasbeton csatorna készült. A keresztfalak alatti ugyancsak négyszögkeresztmetszetű járható vasbeton csatornák az előbbi körgyűrűbe csatlakoztak.

A felépítmény (kúppalást és keresztfalak) függőleges értelemben merev faltartó rendszer, ezért az alapozás közel egyenletes talajigénybevételt eredményezett.

Az alaptest járható csatornarendszerében a légkondenzátorok csőszerelvényeit helyezték el.

A tizennégy $3,12 \times 0,45$ m keresztmetszeti méretű pillért a $+10,05$ m szinten egy $5,00$ m magas íves keresztmetszetű merevítő körgallér fogja össze, amely az alul befogott pilléreknek felül is merev befogást ad.

Az $50,00$ m magas 15 cm vastag kúppalást belső átmérője a $+15,00$ m-es szinten $29,00$ m. A $+65,00$ m szinten az átmérő már csak $27,00$ m.

A keresztfal-rendszer a belső légteret négy — hőtechnikailag pontosan meghatározott alapterületű — részre osztja, lehetővé téve az egyes hűtőszektorok kiiktatását és a hűtési kapacitás változtatását. Utóbbi műveleteket a $+0,00$ m szinten keresztfalanként $3-3$ állítható szárnyú ajtó elhelyezésével lehetett megvalósítani.

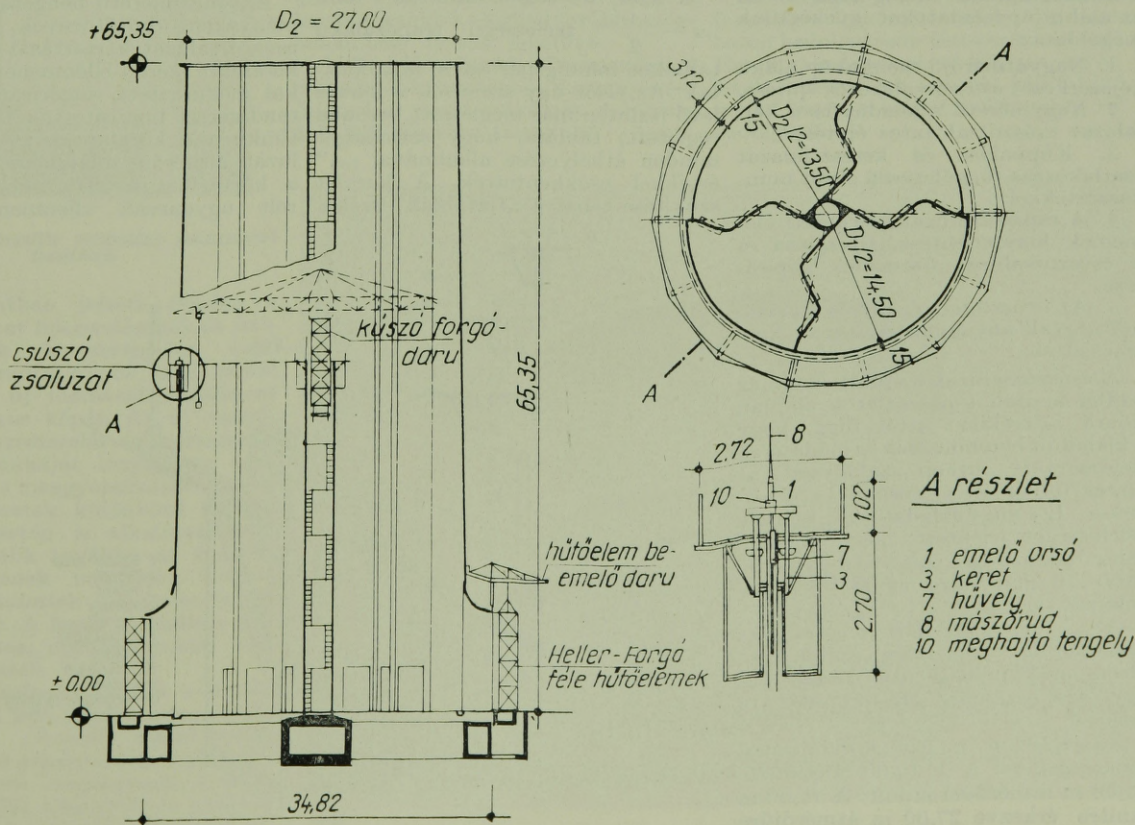
A $-1,00$ m szintről mintegy $66,00$ m magasságban húzódó keresztfalak vastagsága 15 cm. A falakra a torony közepén levő $2,70$ m átmérőjű mászható kürtőből négy irányba, alaprajzilag Z alakban törve ágaznak ki. A falak alaprajzi megtörésére elsősorban a kihajlás elleni biztonság szempontjából volt szükség. Az alaprajzi megválasztását azonban egy további sztatikai megfontolás is indokolta.

A kúppalást — amelyet ez esetben sztatikailag hengerpalásként vetünk figyelembe — az alsó körgallérban mereven befogottnak tekinthető. Mivel a hengerháj a körgallér pereménél körtartó, szélterhelés esetén alakváltozására az alsó szakaszon a keresztfal rendszernek csekély hatása van. A felső hengerháj szakaszon azonban, a keresztfalak alakváltozását, illetve az erőjátékot nagy mértékben megváltoztathatják. Egyenes alaprajzú keresztfalak saját síkjukban a hengerhájnak végtelen merev megtámasztást adnának. A falak Z alakú megtörése a hengerhájnak lényegesen előnyösebb, rugalmas megtámasztást biztosítanak.

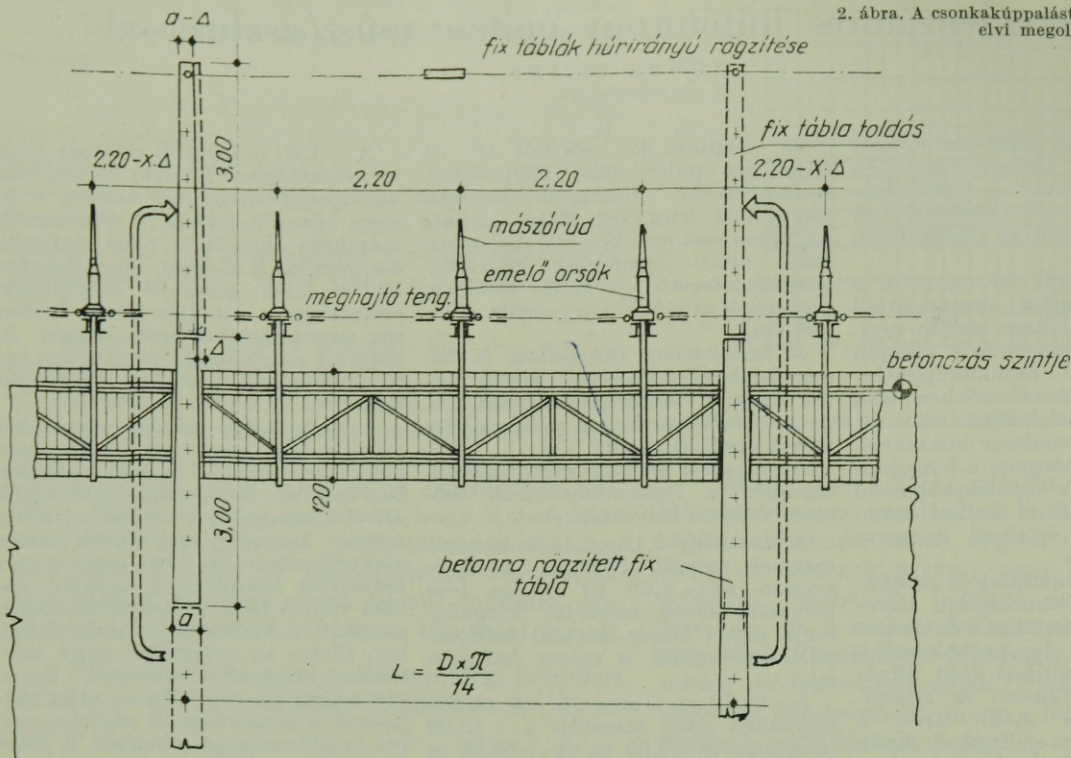
Az építéstechnológia elvi megoldásai

A bevezetőben említett megoldás szerint az építéshez csúszózszaluzat messzemenő alkalmazását vettük számításba.

A szokványos monolitikus rend-



1. ábra. A hűtőtorony általános terve



szerrel csupán az alaptest, a +10,05 m szinten levő merevítő gallér és a +65,35 m szinten levő párkány készült.

A tizennégy pillért 2, illetve 4-es csoportban, szokványos rendszerű (kézi orsós) csúszószaluzattal építették.

A kúppalást és keresztfalak építéstechnológiájának kidolgozása során az alábbi új feladatokat igyekeztünk megoldani:

1. Nagyméretű csónakápp alakú héjszerkezet csúszószaluzatos építése.
2. Nagyméretű szabadnyílású héfalazat csúszószaluzatos építése.
3. Kúppalást és keresztfalazat csatlakozása függőlegesen eltolt munkaszintekkel.
4. A csúszószaluzat szerkezeti elemeinek korszerűsítése, tipizálása és a csúszószaluzat üzemének gépesítése.
5. Az ismertetett és ahhoz hasonló műtárgyak anyagmozgatásának korszerűsítése.

A csúszószaluzatos építés sikere az eddigi kiviteli tapasztalatok alapján döntő mértékben attól függ, hogy a kialakult berendezések és módszerek úgynevezett „üzemi szabályait” az építés folyamán szigorúan betartottuk-e. Így nagy feladatot és komoly felelősséget jelentett, hogy éppen a csúszószaluzatos építési módszerbe több új gondolatot egyidejűleg vezetünk be.

Az 1. pontban leírt feladat elvi megoldását a 2. ábra szemlélteti. Ezen a kúppalást csúszószaluzata egy szakaszának kifejtett vázlata látható.

Az 1,20 m magas köralaprajzú csúszószaluzat a +15,00 m szintről 29,00 m átmérővel indult. A 65,00 m szintre érkezve 27,00 m átmérőjűre kellett szűkülnie. Az 50,00 m-es

emelkedés alatti 2,00 m-es átmérő csökkenése elérése céljából a palást kerülete mentén a csúszószaluzat 14 egyenlő szakaszra volt felbontva. Az egyes szakaszok közé úgynevezett „fix-táblák”-at iktattak, amelyek — a csúszószaluzattal ellentétben — mindig a már megkötött kész betonba rögzítettek.

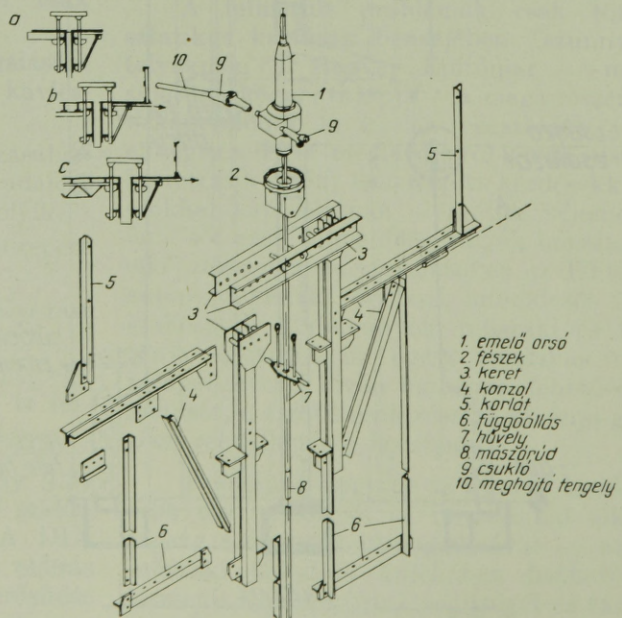
A 3,00 m magas, alul „a” felül „a — $\frac{\Delta}{2}$ ” szélességű trapézalakú

táblákat mindig párosával alkalmazták. Az elsőt úgy szerelték a felette levő (szintén már megkötött betonba rögzített) táblára, hogy szélességét minden áthelyezése alkalmával „ Δ ” értékkel csökkentették. A kerület szűkítése tehát a „fix-táblák” széles-

ségének állandó csökkentésével volt elérhető.

A „fix-táblák” széleire szerelt merevítő „U” idomacél szolgált a csúszószaluzat vezető hornyain (10. ábra). A csúszószaluzat így 2—2 „fix-tábla” között állandó szélességgel mint egy zsilip-tábla csúszott felfelé.

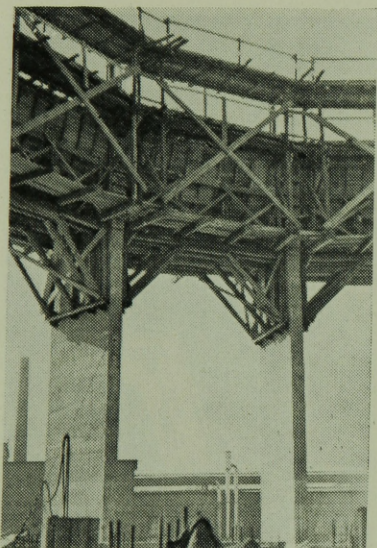
Hasonló méretű hengeralakú építményeken (hűtőtornyok, silók) a csúszószaluzat körtartását az emelőkeretekre szerelt ellenmenetes anyákkal megfeszített, sugárirányú küllőrendszerrel biztosították. Mivel esetünkben a köralaprajzú csúszószaluzat átmérője állandóan csökkent, a körtartást a „fix-táblákra” szerelt ugyancsak ellenmenetes húr-



3. ábra. A csúszószaluzat és emelőberendezésének szerkezeti elemei

irányú rudazattal és sugárirányú bekötésekkel biztosítottuk (2. és 10. ábra). E merevítő rendszert természetesen a „fix-táblák” átszerelésével egyidejűleg szintén át kellett helyezni.

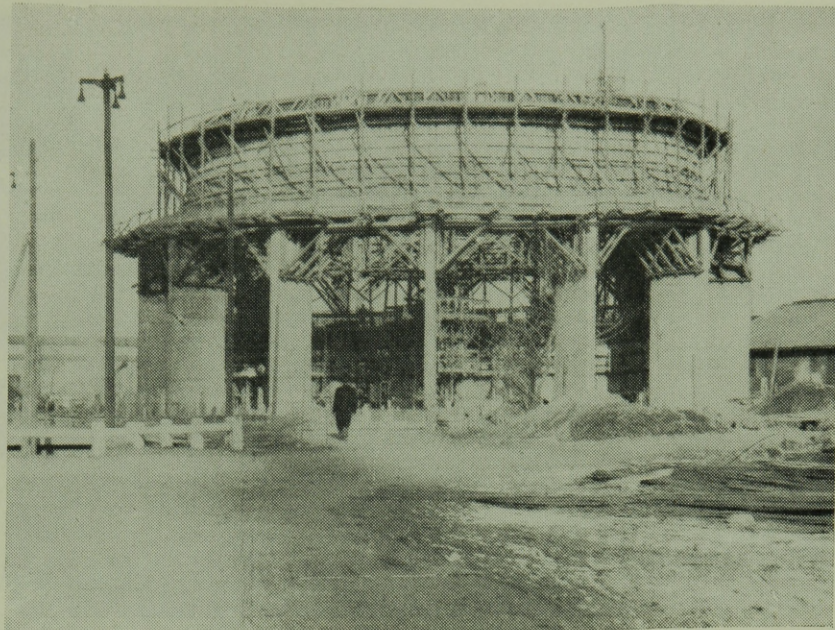
A 2. és 3. pont alatti problémák szorosan összefüggtek. A csekély falvastagságú magas keresztfalazat építése a csúszózszaluzat gondos vízszintes merevítésén túlmenően az egyes falszakaszok két végének pontos vezetését is megkívánta. A négy falszárny az orsótérből ágazott ki, így a falak erről az oldalról gyakorlatilag tökéletes vezetést kaptak. A kúppalást felüli oldalon a vezetést úgy biztosították, hogy a kúppalást csatlakozási vonalában egy kis falcsonkot húztak. A keresztfalak csúszózszaluzatával a keresztfalak munkaszintje felett minimum 1,50 m-rel előrehaladva, a keresztfalak csúszózszaluzata — ezt a falcsonkot közrefogva — egy adott térszerpályán halad felfelé (9. ábra).



5. ábra. A körgallér zszaluzatát alátámasztó feszítőmű

A 4. pontban jelzett feladat a csúszózszaluzat felszerelésének és üzemeltetésének korszerűsítése volt. A 3. ábrán mutatjuk be az e célból szerkesztett új idomacél emelőkeret axonometrikus képét. Az új emelőkeret az összeszerelés és szétszerelés (bontás) munkáját lényegesen egyszerűsítette s meggyorsította. Ugyanakkor a keretek különböző falvastagságok esetén is alkalmazhatók. Lehetővé válik továbbá az építmények jellegének megfelelő, különböző munkaszintek kiképzése is (3. ábra a, b, c). A keret a szállítás céljaira alkalmas, apró szerkezeti elemekre bontható.

A csúszózszaluzat üzemét a 3. ábrán látható 1 jelű, szerző szabadalmát képező, ún. „Robot” emelő orsók bevezetésével gépesítettük. Az emelő-orsók szinkron meghajtását a 9 és 10 jelű kardán tengelyek és csuklók biztosítják. A tengelyrendszer meghajtását elektromotor végzi.



4. ábra. A pillérek és körgallér zszaluzata

Az emelőorsók legnagyobb löket-hossza 28 cm. A szinkron hajtású emelőorsókkal egy ütemben általában 20—25 cm-es emelést végzünk, majd az irányváltó kapcsolók segítségével (a meghajtó elektromotor ellentétes forgása) a löketet önműködően visszajárattuk.

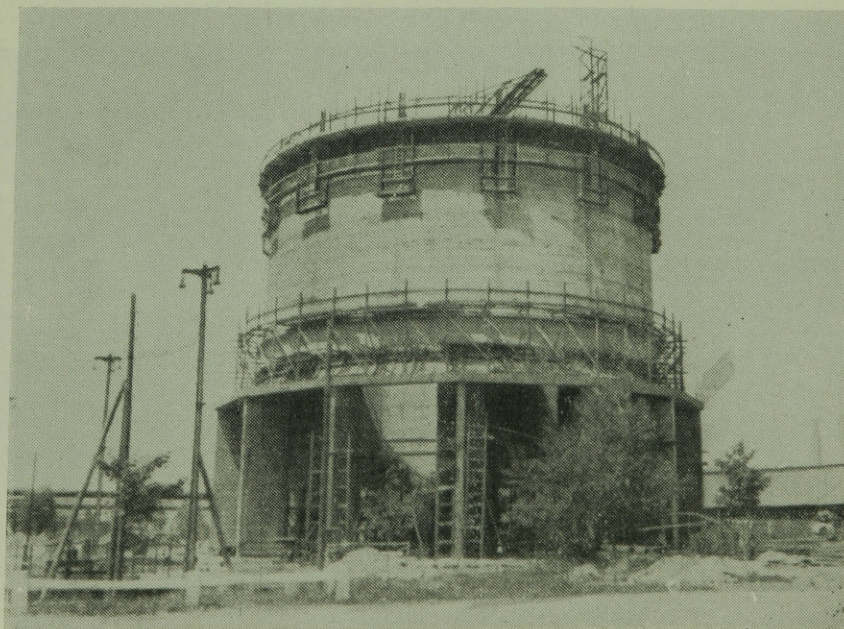
Az emelőorsók a 2 jelű fészek segítségével szerelhetők az emelőkeretekre. A bajonettzár-rendszerű fészek az emelőorsók 8 jelű mászórúd körüli elfordítását, ezután pedig a kardán csuklók legkedvezőbb szögbeállítását teszik lehetővé.

A 7 jelű hüvely alkalmazása a mászórudak utólagos visszanyerése (kihúzása) miatt szükséges. A hüvely a 2 jelű fészekre szerelhető; üzem-

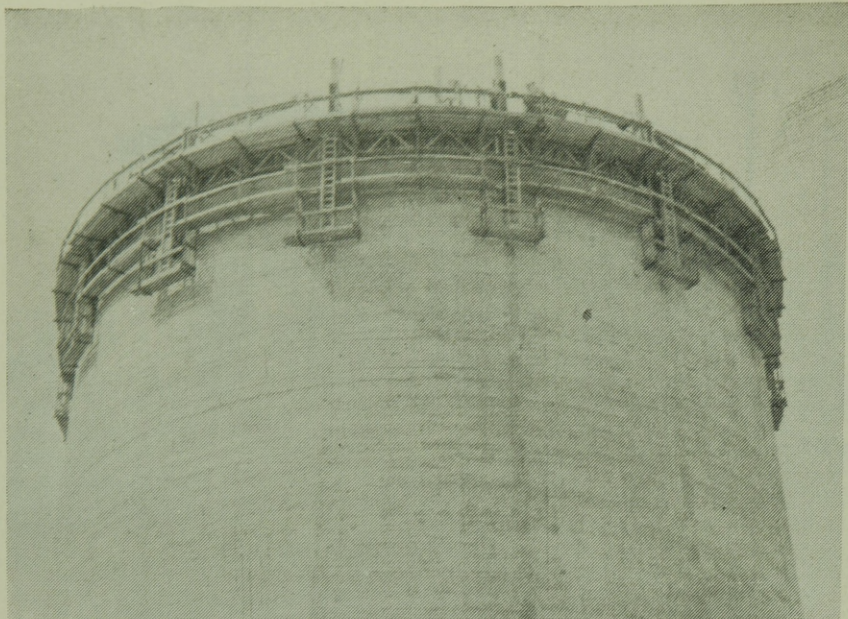
közben a kötés alatt álló betontól választja el a mászórudat. Az esetleges beragadás veszélye a hüvely időnkénti kézi mozgatásával kerülhető el.

A kivitelezés során a legtöbb problémát az 5. pont elvei szerint bevezetett 1. ábrán vázlatosan feltüntetett kúszóforgó-daru okozta. A daru alkalmazását — tervezői részről — az alábbi szempontok alapján tartottuk feltétlenül szükségesnek:

Az átlagos toronykeresztmetszet függőleges folyóméterenként 24,0 m³ beton bedolgozását tette szükségessé. Ezt a mennyiséget a köpeny kerület és keresztfalak mentén 160 folyóméter hosszon kellett széthordani és bedolgozni.



6. ábra. A kúppalást építésének első szakasza



7. ábra. Külső munkaszintek a kúppaláston

E hosszú vízszintes anyagmozgatás a terepszinten gazdaságosabban és gyorsabban végezhető el, mint az amúgy is keskeny, mozgó munkaszinten. Ezért a terepszinten, a köpenyfal belső kerülete mentén elhelyezett munkapályán kis platókocsikra helyezett konténerekkel ütemeztük be a vízszintes anyagszállítást.

A függőleges sugárirányú és a felső munkaszinteken még esetleg szükséges 1–2 m-es vízszintes anyagszállítást a forgódaru feladatául tűztük ki. A daru két szárnyán levő futókocsi csörlőberendezéseinek kapacitása (ha a terepszinten is megfelelő az anyagmozgatás) 3 m³/óra. Mivel a „fix-táblák” átszerelése a csúszózsályzatnak csupán, napi 1,5

m-es emelkedését tette lehetővé, a 2 × 8 órás műszak esetén egy műszakban a beton szállítására a daru 4 üzemórája volt előirányozva. A további 4 üzemóra az egyéb anyagok (betonacél stb.) és a „fix-táblák” szállítására lett volna fordítható.

A daru forgatása kézzel, áttételes falicsörlővel történt. A futókocsik és azok csörlőberendezései elektromos meghajtásúak voltak.

A 2,70 m átmérőjű vasbeton orsótérben a már megkötött kész betonfalba előre elhelyezett bekötőcsavarok segítségével a darutörzs keresztmetszetének megfelelő kiosztásban, 4 szögacél vezetősín volt beépítve. A darutörzs függőleges emelése és annak alátámasztása a vezetősínek segítségével történt úgy,

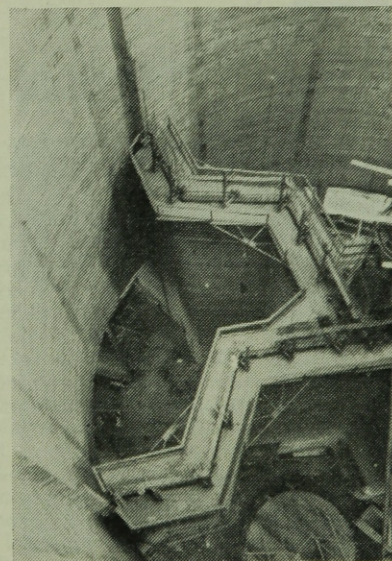
hogy a darutörzs alatti emelőszintet csapok segítségével a betonba kötött vezetősínhez rögzítették. Ezután az emelőszintre szerelt, elektromotorral szinkron hajtott 4 acélorsóval a darutörzset megemelték és ugyancsak csapok segítségével a törzset is a vezetősínhez rögzítették. Ezt követően az emelőszintet a vezetősínéről oldva, az acélorsókkal a darutörzs alá húzták és ismét rögzítették.

Ezt az ún. „araszoló” emelést, a betonozás és „fix-tábla” áthelyezési ütemének megfelelően ismételték. A vezetősínek továbbfejlesztése a darutörzs alatt felszabaduló vezetősín darabokból történt.

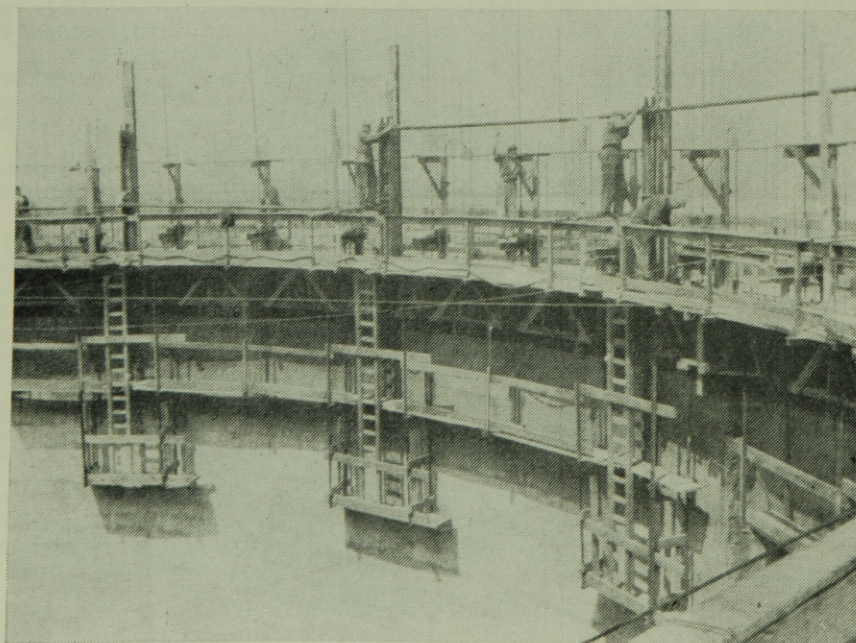
A kivitelezési munkákban szerzett tapasztalatok

A pillérek minden nehézség nélkül a szokványos rendszerű csúszózsályzattal készültek.

A merevítő förgállér építése közben azonban már jelentkeztek a



9. ábra. Belső keresztfalak munkaszintjei



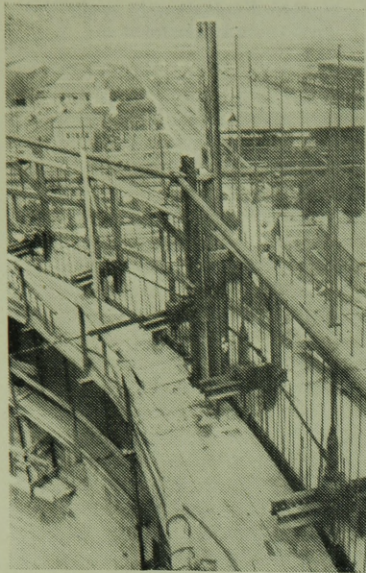
8. ábra. Belső munkaszintek a kúppaláston

hagyományos monolitikus rendszer hátrányai. Az 5,0 m magas íves gallér vasbeton szerkezete tetemes állványzatot és zsályzatot tett szükségessé (4. ábra). Ugyanakkor a csúszózsályzatos építési mód folyamatos ütemét is lassította.

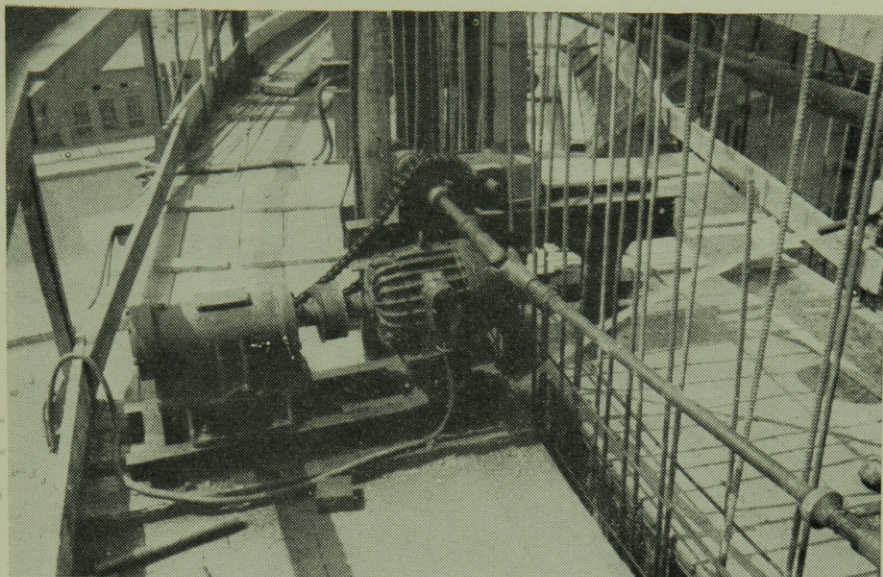
A takarékos állványfelhasználás céljából a merevítőgallér állványzatának és zsályzatának alátámasztását, a kész pillérekre támaszkodó feszítőművekkel oldottuk meg. A feszítőmű támasztó I acélkonzolzainak fészkeit a pillérek betonozásával egyidejűleg helyezték el (5. ábra).

A köpenyfal és keresztfalak csúszózsályzatai üzemének kezdeti szakaszát a 6. ábra. mutatja. A képen jól látszik a kész vasbeton körgallérra épített külön állványzat, amely a csúszózsályzat felállításához volt szükséges.

A köpenyfal csúszózsályzását a külső munkaállásokkal a 7. ábra, a belső munkaállásokkal a 8. ábra



10. ábra. „Fix-táblák” merevítése



12. ábra. Kardántengely meghajtása a köpenyfalon

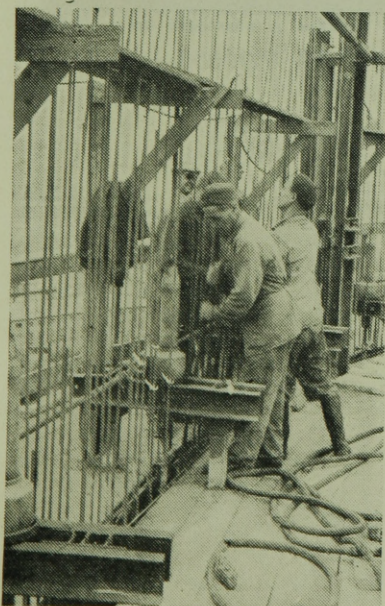
tünteteti fel. A képen jól láthatók az ún. „fix-táblák” és a velük azonos kiosztású kettős függőállások. Ez utóbbiakra a „fix-táblák” leszerelelése, illetve átállítása miatt volt szükség.

A „fix-táblákkal” megszakított csúszózszaluzat emelésekor az előzetes számítások szerint egy-egy emelőorsóra 2,4 tonna terhelés jutott volna. Az üzemi tapasztalatok szerint azonban ez az érték sok esetben az 5–6 tonna értéket is meghaladta. A „fix-táblák” és a csúszózszaluzat közötti súrlódás ugyanis a számított értéknél jóval nagyobb volt. Így pl. sok esetben a „fix-tábla” U acél széleiben csúszó zszalutábla emelése közben a nagy súrlódástól füstölni kezdett. A jelenség oka részben abban rejlett, hogy a táblák beállítása nem volt kellő pontosságú, részben pedig a kivitel ama téves

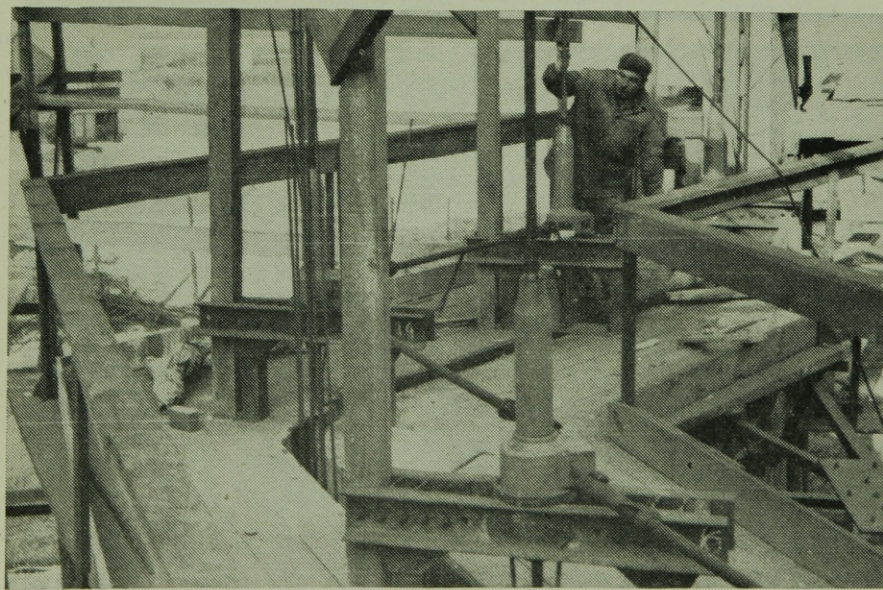
gyakorlatából származott, hogy a zszaluzatot egyszerre 60–70 cm-rel emelték meg. Ennek ugyanis a mászórudak kihajlása volt a velejárója, aminek következtében egy-egy csúszózszaluzati szakasz a szomszédos „fix-táblá”-nak dőlt és az előbb leírt nagy súrlódást idézte elő.

A szokatlan nagy terhelések egyes esetekben az emelőorsók 1–2 cm-es megcsúszását eredményezték. A munka előrehaladásával azonban kialakultak azok a módszerek, amelyek ezeket a hiányosságokat legnagyobb részben kiküszöbölték. Így a „fix-táblák” gondosabb beállítása, a csúszózszaluzat 25–30 cm-es szakaszokban történő emelése és a beton terítése ugyanilyen vastag rétegekben az előrehaladást lényegesen folyamatosabbá, könnyebbé tette.

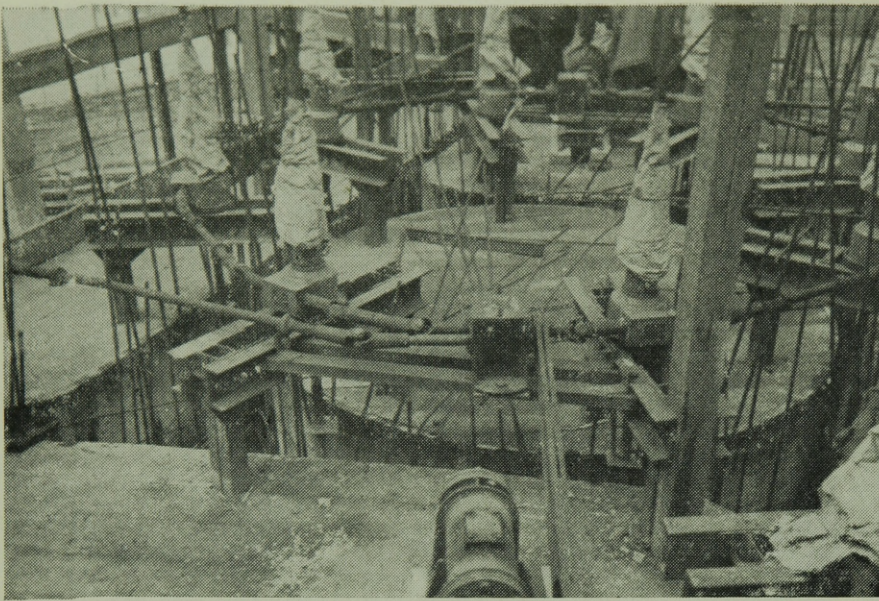
A keresztfalak zszaluzatának vízszintes merevítése és a keresztfal



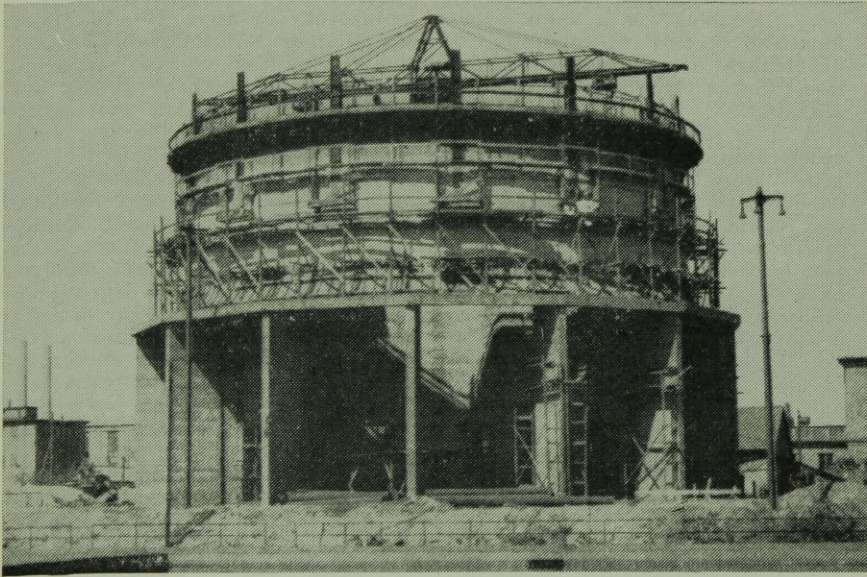
11. ábra. Emelőkeret és emelőorsók a köpenyfalon



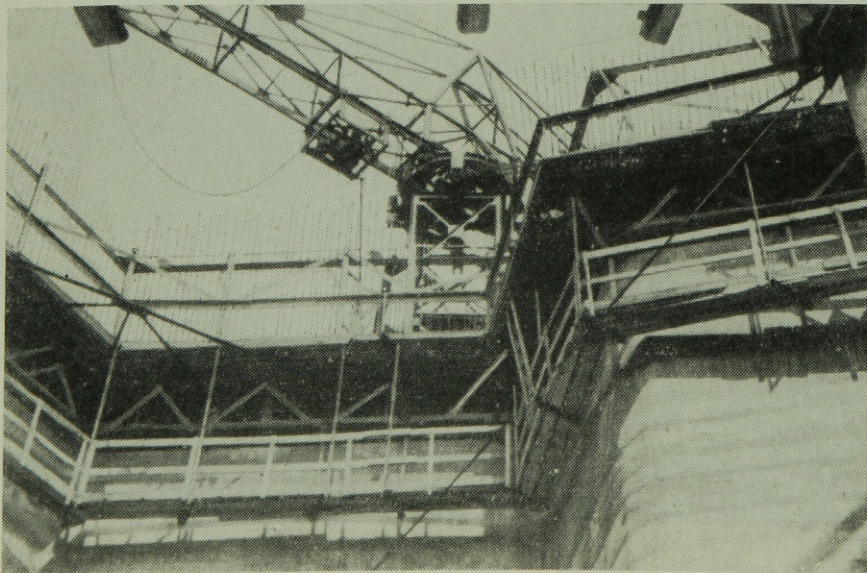
13. ábra. Emelőkeret és emelőorsó a keresztfalon



14. ábra. Kardántengely meghajtása
a keresztfalon

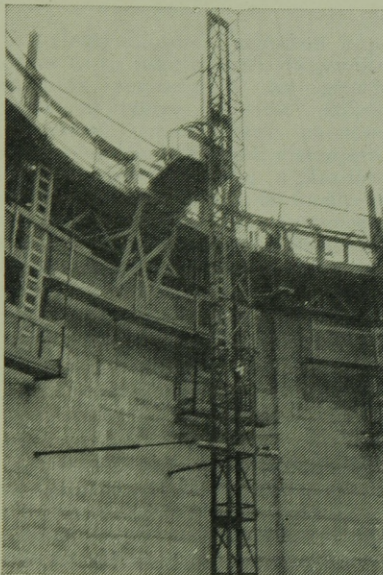
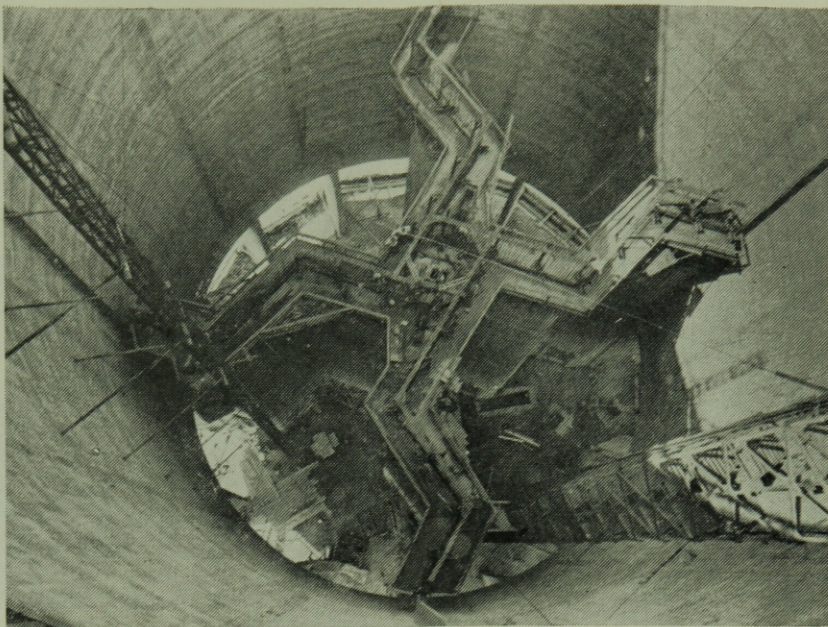


15. ábra. A kúszódaru üzem közben



16. ábra. A kúszódaru futókocsija

17. ábra. Gyorsfelvonó és feljárótorony
a torony belső légterében



18. ábra. Gyorsfelvonó fogadósíntje

csúszózszaluzatának a köpenyfalhoz történő csatlakoztatását a 9. ábrán láthatjuk.

A köpenyfal mozgó munkaszintjének egy szakaszát tünteti fel a 10. ábra. Ezen, valamint a 11. ábrán jól megfigyelhetők a „fix-táblák” sugár és hűrirányú merevítései, a párosával alkalmazott „fix-táblák” kapcsolatai (betonkockák), továbbá az emelőorsók és meghajtó kardántengelyeinek elrendezése.

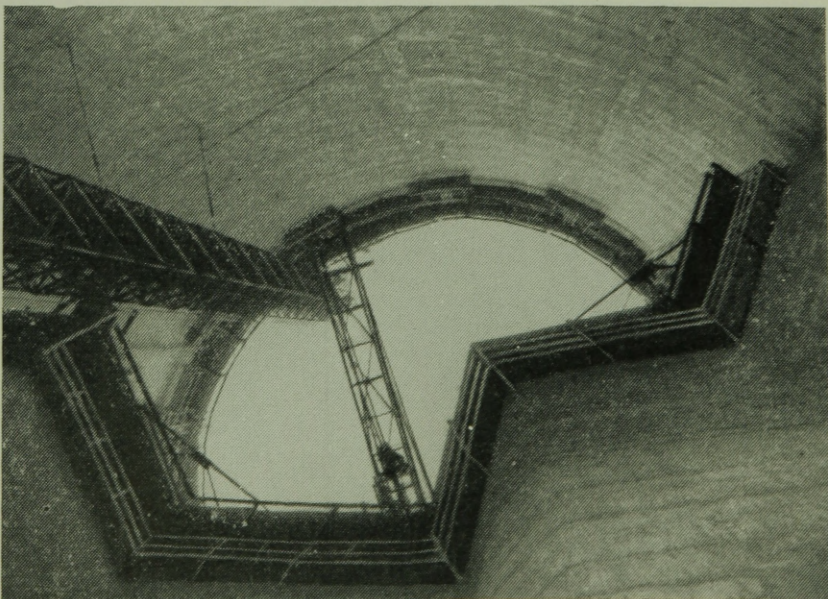
Az emelőorsók alatt voltak a mászórudak visszanyerése céljából alkalmazott hüvelyek felfüggesztve (3. ábra 7 jelű hüvely). A 3,5 m hosszú darabokból összecsavazott mászórudazatot, általában 15–20 m-es szakaszonként emelték ki. Ilyenkor a rudazat kihúzása után, közvetlen a csúszózszaluzat alatt, a mászórúd vonalában a vasbeton falat átvésték és egy kis kiváltó vaslemezt helyeztek el. Ezután újra behelyeztek egy 3,5 m hosszú mászó-

rudat, amely most már a kiváltó vaslemezre támaszkodott. Így lényegesen kevesebb mászórúd-anyagot kellett felhasználni.

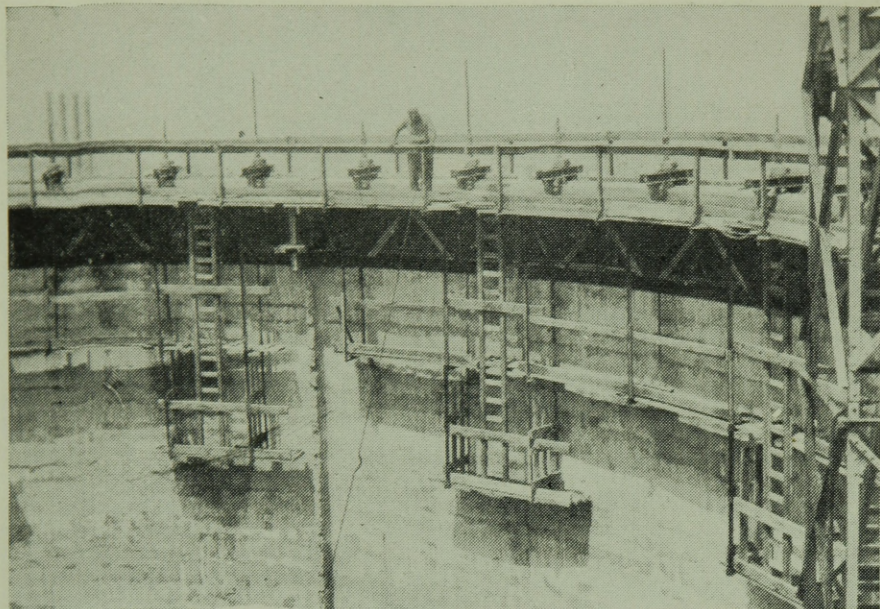
A vasbeton szerkezetre egységesen B 280-as betonminőséget írtunk elő. A csúszózszaluzattal készült betonokhoz 350 kg/m^3 C.600-as cementet használtak fel. A vízcementtényező értéke 0,50 körül mozgott.

A 12. ábra tünteti fel az elektromotorra kapcsolt közlőművet, amely az emelőorsók kardántengelyeit hajtotta. A köpenyfalon elhelyezett 42 emelőorsóhoz két szimmetrikusan elhelyezett 3,5 lóerős motort írtunk ki.

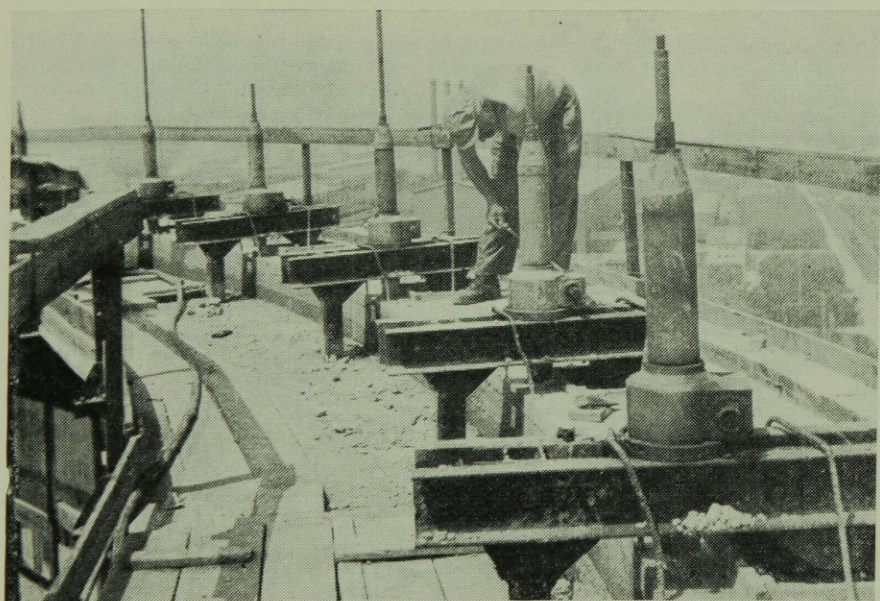
A középső vasbeton orsófal és a keresztfalak munkaszintjén elhelyezett 36 emelőorsó elrendezését és meghajtását a 13. és 14. ábrák tüntetik fel. Itt ugyancsak két minimálisan 3,5 lóerős motor volt szükséges.



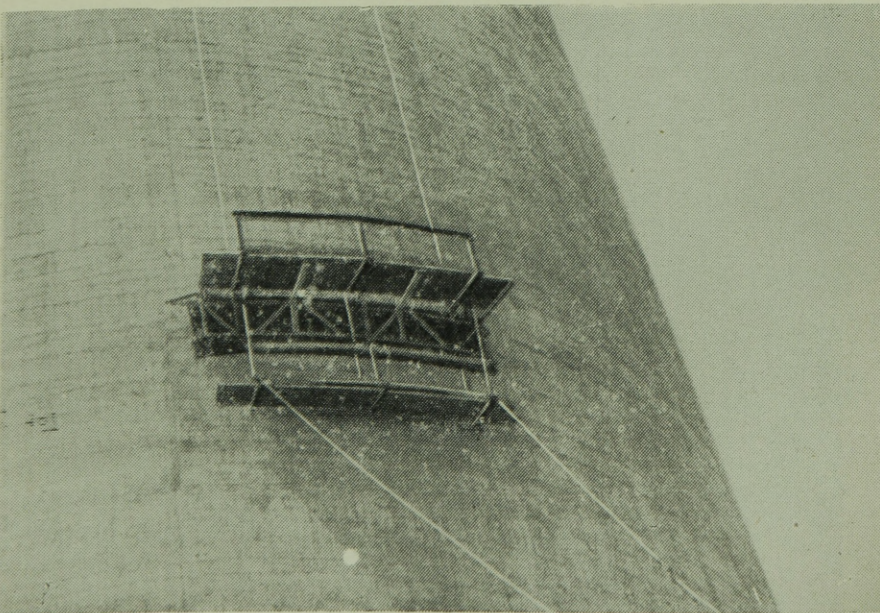
19. ábra. Személyfeljáró torony



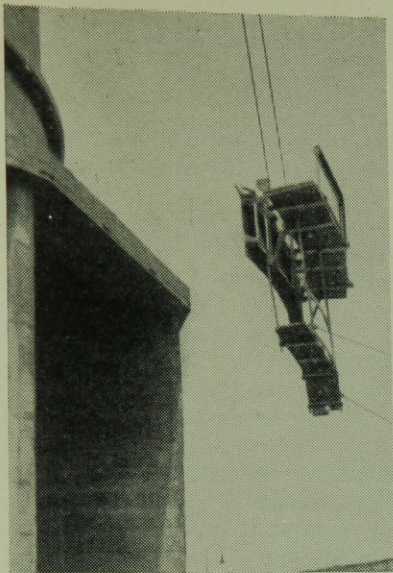
20. ábra. A tetőszinten



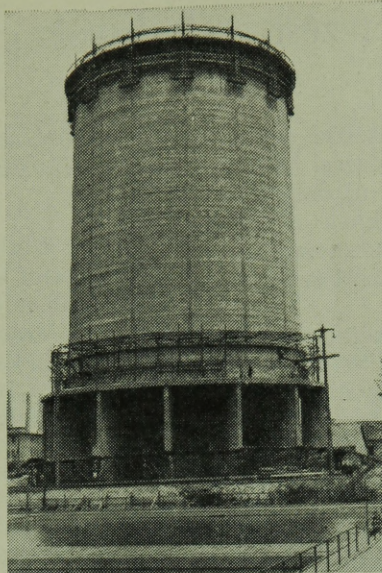
21. ábra. Párkányépítés a tetőszinten



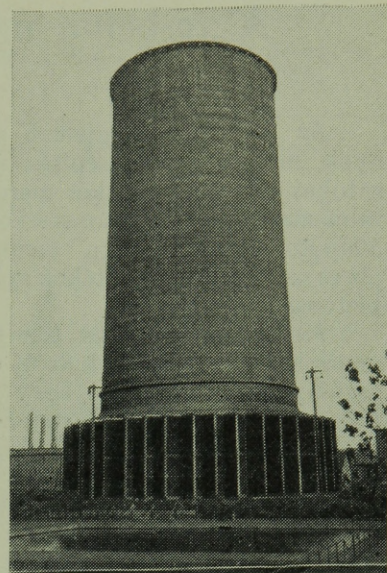
22. ábra. A esűszózsálat és munkaszintjének bontása



23. ábra. A csúszózszaluzat és munkaszintjének leeresztése



24. ábra. A csúszózszaluzat üzemkőzben



25. ábra. A hűtőelemekkel felszerelt kész hűtőtorony

Az elektromotorok szinkron kapcsolása és az alkalmazott irányváltó kapcsolók segítségével az emelő-orsókat egyszerre járatják „előre” és „hátra” (munkaszint emelése, illetve az orsók löketének visszajáratása). A motorhajtással a kardántengelyek fordulatszáma 60 ford/perc volt, ami az orsók 14 mm/percenkénti emelkedésének felelt meg. Az emelőorsók max 28 cm-es löketéből csak 20–25 cm-t hasznosítottak. Figyelembevéve a löket visszajáratásának idejét is, óránként 42 cm-es maximális emelkedést tettek volna lehetővé. A kúppalást miatt szükségessé vált „fix-táblák” átállítása a napi emelkedést 1,5 m-re korlátozta.

Az emelőorsók üzemeltetését, utánállítást a köpenyfalón és a keresztfalón 1–1 gépkezelő és 1–1 betanított segédmunkás végezte. Így tehát az alkalmazott 78 emelőorsót gyakorlatilag mindössze 4 fő kezelte.

A kúszó-forgódaru szerkezetének elvi felépítését és működését előzőkben már ismertettük. A 15. és 16. ábra a darut üzemkőzben ábrázolja. Hogy forgás közben a „fix-táblákba” ne ütközzön, a darut is napi 1,5 m-rel kellett az orsótérből kiemelni (15. ábra). A 16. ábrán jól érzékelhető, hogy a daru futókocsijával a torony belső légterének bármely pontjára végezhető anyagszállítás.

A daruval aránylag rövid időn keresztül végzett üzemeltetés már igazolta a berendezés alkalmazásának szükségességét és a szerkezet elvi kialakításának helyességét.

Az alapozási munkák késedelme azonban a terepszinten a daru kiemelését célzó munkapálya felállítását nem tette lehetővé. Továbbá a hasonló prototípusoknál is mindig jelentkező kezdeti tervezői és főleg kivitelezői hiányosságok (elsősorban az elavult elektromos berendezések) számos javítási munkát tettek szükségessé. Az elmondottak a munka ütemét lassították ezért a

kivitelező a darut a +26,00 m szinten leszerelte és az anyagmozgatást egy úgynevezett gyorsfelvonóval oldotta meg (17. és 18. ábrák).

A gyorsfelvonót a köpenyfalón belül — ahhoz szakaszonként kitámasztva — szerelték fel. A felvonó emelési sebessége és kapacitása a forgódaru futókocsiján levő csörölberendezéssel azonos volt. Mivel csupán egy gyorsfelvonó állt rendelkezésre, a felső munkaszinten pedig igen nagy vízszintes szállítással kellett számolni, a keresztfalak +27,00 m-es szint feletti részének építését csak a köpenyfal befejezése után folytatták (17. ábra).

A hűtőtorony belső légterében elhelyezett vasszerkezetű személyjáró torony a 19. ábrán látható.

Mikor a köpenyfal építésével a +65,00 m szintet érték (20. ábra), a „fix-táblákat” leszerelték és megkezdtek a mozgó munkaszinten a monolitikus párkány készítését. A párkány a külső emelőkeretszárak helyén áttörtén készült, hogy a csúszózszaluzat bontása könnyen legyen végrehajtható (21. ábra).

A párkány betonjának megkötése után az emelőorsók segítségével (visszajáratás) a munkaszintet 2–3 cm-rel visszaeresztették, s így megtörtént a kiszaluzás.

A párkányba betonozott ideiglenes lehorgonyzó kengyelek segítségével (21. ábra) lehetővé vált először a köpeny külső, majd belső oldalán a csúszózszaluzat és munkaszintjeinek két „fix-tábla” közé eső szakaszának egy darabban történő leeresztése (22. és 23. ábrák). Egy szakasz leeresztése mindössze 20 percet vett igénybe. A munkaszintek alkatrészekre bontása már a terepszinten gyorsan és kényelmesen történt.

A 24. ábrán az építkezés egy előrehaladott állapotát mutatja. A hűtőelemekkel felszerelt kész torony a 25. ábrán látható.

Összefoglalás

Az építkezés során nyert tapasztalatok, az építési technológia 1–4. pontban foglalt új megoldásainak helyességét teljes mértékben igazolták. Az első mintegy 20–25 m-es ún. kísérleti szakasz építése alatt az új eljárások számos apróbb műszaki problémáját is megoldva, a továbbiakban már a napi 1,5 m-es előrehaladás (2 műszakban) a +65,00 m-es tetőszintig biztosítható volt.

Ezek szerint kétségtelenné vált, hogy a műtárgy gyorsabban és gazdaságosabban épült a leírt módszerrel, mintha akár a táblás zszaluzatot, akár a szokványos monolitikus rendszert alkalmaztuk volna.

Az 5. pontra vonatkozólag megállapítható, hogy ha az üzemeltetési alapfeltételek (terepszintű vízszintes anyagkiszolgálás) biztosítottak, és a prototípus kezdeti hibáit (esetünkben elsősorban a nem megfelelő elektromos berendezéseket) kiküszöböljük, a kúszó-forgódaru az ismertett, de más hasonló jellegű műtárgyak építéséhez is alkalmas és kielégíti a korszerű és gazdaságos építéstechnológiai követelményeket.

A hűtőtorony hőtechnikai berendezéseinek terveit, valamint a torony alapozásának részletterveit a generáltervező és egyben beruházó szerepét is betöltő HÓTERV készítette. A torony sztatikai és építéstechnológiai tervezését az EM MÉLYÉPÍTERV szerkezeti I. osztálya végezte a szerző elgondolása szerint és irányítása mellett. Az építéstechnológiai tervek kidolgozásában elsősorban Teleksi Emil és Dr. Mészáros László kartársak munkája járult hozzá a helyes elvi megoldásokhoz.

A csúszózszaluzatos munkák kivitelezését, az EM 6. sz. MÉLYÉPÍTŐ V. végezte.

A vasbeton méretezési szabványok gyakorlati bírálata

MOLNÁR MIKLÓS

Az 1952-ben megjelent méretezési szabványok, melyek a magasépítési méretezési szabályzatokat váltották fel, két merőben új dolgot tartalmaztak: a vasbetonszerkezeteknek a törési állapoton alapuló ún. „n” mentes méretezési módját és az erők és nyomatékok számítását az egyenlő biztonság alapján.

Miután közel 10 év telt el azóta, s miután nemsokára megjelennek az új O. É. Sz. méretezési szabályzatok, hasznos, hogy a gyakorlati élet tapasztalatait ezekkel kapcsolatosan összegyűjtjük, hogy a jövőre nézve ezeket fel lehessen használni. A következőkben egyes példákat szeretnék kiragadni a problémák közül, miként látja ezeket a tervező, aki a szabványokat nap nap után használja és küzdök a szabványok különböző előírásaival.

A keresztmetszeteknek a törési állapot alapján való méretezését a tervezők aránylag rövid idő alatt megszokták. A gyakorlati életben semmi nehézséget nem okoz, hogy a méretezés a valóban fellépő terheknek, azaz a terhelés alatt fellépő állapotnak megfelelő feszültségekkel történik-e, vagy a törési állapotnak megfelelő feszültségekkel, a biztonsági tényezővel megszorított terhelésekre. A szabvány a biztonsági tényezőt azonban két részre bontja. Az egyik részével a (törő) feszültséget osztja, s így adódik a határfeszültség. A másikkal az igénybevételt szorozza be; ezáltal nyerjük a mértékadó igénybevételt. Meg kell állapítani, hogy a biztonsági tényezőnek két részre való osztása az áttekinthetőséget nagyban zavarja.

Az egyenlő biztonság alapján való számítási mód, azaz a különböző szórás és biztonsági tényezők használata merőben új volt. A biztonsági tényezőknek (a szórás is tulajdonképpen ugyanaz) különböző meghatározása azt a célt szolgálta, hogy a túlterhelés lehetőségeinek figyelembevétele mellett legyen nagyságuk megállapítva, s ezáltal a biztonság minden terhelési kombinációnál közel azonos legyen, ami pedig anyagmegtakarításhoz vezethet.

Ez a számítások terén meglehetősen sok nehézséget okoz, főleg aszimmetrikus többtámaszú tartók, de különösen többablú új keretek számításánál. Kérdés, megfelelő volt-e az egyébként helyes elvnek a szabvány szerinti megfogalmazása?

A 15021-53 szabvány 4.12 pontja szerint ugyanis az önsúlyt a tartó mentén 1,1 vagy 0,9 szórás tényezővel kell megszorozni aszerint, hogy a vizsgált nyomaték vagy erő szempontjából melyik a kedvezőtlenebb.

Ez azt jelenti, hogy a kéttámaszú szerkezeteknél az önsúlyt 10%-kal növelve kell számításba venni, többtámaszú szerkezeteknél vagy kereteknél pedig a növelt önsúlyt két részre kell bontani,

s kb. 80%-ot, mint állandó terhet, kb. 20%-ot pedig mint esetleges terhet kell kezelni

$$(g = 1,1 g_0; g' = 0,8 g; p' = 0,2 g).$$

Egy többtámaszú gerendánál a 15021 szabvány szerint tehát ki kell számítani 1. a 10%-kal növelt önsúlynak 80%-ából, mint végigmenő teherből származó támaszponti nyomatékokat, 2. a 10%-kal növelt önsúly 20%-ából, mint mezőnkénti teherből származó támaszponti nyomatékokat, 3. az 1,4—1,2 biztonsági tényezővel beszorított hasznos teherből származó támaszponti nyomatékokat, 4. az 1,1 biztonsági tényezővel beszorított hasznos teherből származó támaszponti nyomatékokat, valamint 5. a 25%-kal növelt önsúlyból, mint végigmenő teherből származó támaszponti nyomatékokat és végül 6. a teljes teherből származó befogási nyomatékokat. A maximális nyomatékok az 1—4 terhelési esetek kombinációból állítandó össze, de meg kell vizsgálni, hogy az 5. terhelési eset nem veszélyesebb-e. A 6. terhelési esetből kell a támasztó szerkezetekre ható erőket meghatározni.

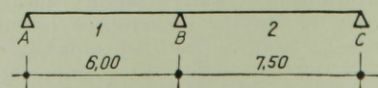
Azt hiszem, nem árulok el titkot, ha közlöm, hogy ezt a sztatikusok nem csinálják meg, egy-néhány nagy szériában készülő, jelentősebb szerkezet kivételével.

De a szabványok önmaguknak mondanak ellent, mert a vasbeton szabvány (15022) 3.43 pontja szerint „többtámaszú vasbeton födécek és gerendák számításánál, amelyek támaszpontjainál a csatlakozó szerkezetek az elfordulást jelentős mértékben akadályozzák, az esetleges teher fele — de legfeljebb az állandó teher kétszeresének megfelelő része — az egész tartó mentén hatónak tekinthető és csak a megmaradó részt kell szakaszosan működének feltételezni.” Ha túltesszük magunkat a szabványok azon fogyatékoságán, hogy a 10%-kal növelt önsúly 20%-át továbbra is szakaszosan működének kell számítani és úgy vesszük, hogy azt is az egész tartó mentén hatónak lehet tekinteni, akkor az a furcsa helyzet áll elő, hogy az önsúly 20%-ának a mozgó teherhez való csatolása helyett a mozgó teher 50%-át csatoljuk az állandó teherhez és így a 15021 szabvány szerinti nagyon bonyolult számítási módot egyszerűbbel cseréljük fel, ami a nyomatékokban különbségeket okoz.

A 3.47 pont pedig közel egyenlő nyílású többtámaszú tartók nyomatékainak számítását q' végigmenő teherrel engedi számítani. q teher a különböző szorzókkal szorzott összes tehernél $0,45 \times p/2$, illetőleg $0,23 \times p/2$ -vel növelt teher.

Összehasonlításként az ábrán feltüntetett háromtámaszú tartó nyomatékai szolgáljanak az 1. táblázat szerint, ha

$$\begin{aligned} g &= 2400 \text{ kg/m} \\ p &= 2000 \text{ kg/m} \\ ke &= 1,4 \end{aligned}$$



* A szerkesztőség a szerző véleményét tartalmazó cikket vitára bocsátja, különös tekintettel a szabályzatok folyamatban levő felülvizsgálatára.

Szabvány pontja		M_B mkg	M_1 mkg	M_2 mkg	$M_B + M_1$ mkg	$M_B + M_2$ mkg	Ha 15 021 = 100%
15 021	—	—32 800	16 050	27 100	48 850	59 900	100%
15 022	3,43	—32 710	13 200	25 600	45 910	58 310	94 % 97 %
	3,47	—34 850	11 950	25 800	46 700	60 650	95,5% 101 %
1,1 g végig hat 1,4 p mezőnként hat		—32 800	15 300	26 600	—48 100	59 400	98,5% 99,5%

Amint a táblázatból látható, a leggyakrabban előforduló esetekben nem indokolt az állandó tehernek a szabvány szerinti két részre való bontása, mert hiszen ez a számítási mód és az egész állandó tehernek végigmenően való számítása között — jelen példa szerint — alig 1,5% a különbség. Bár az építőanyagok súlyának és méreteinek építőiparunk mai fejlettségi foka mellett nagy a szórása, a méretezési szabályzatot mégis úgy kellene megállapítani, hogy az a szórás tekintetbevétele mellett is egyszerű számítási módot adjon, tehát az állandó terhet ne osszuk egy állandó és egy változó részre, különösen ha tekintetbe vesszük, hogy — mint a táblázatból is látható — a szabvány 3.43 és 3.47 pontjai szerinti egyszerűsítések is nagyobb eltéréseket — 6%, illetve 4,5% — okoznak. Természetesen idővel az ipart is rá kell szorítani az állandó minőség betartására.

De ezeknél is tovább kell mennünk az egyszerű egyszerűsítések terén.

Ha a hasznos teher nem nagyobb, mint az állandó teher, vagy kisebb mint 500 kg/m², el lehetne tekinteni a hasznos tehernek szakaszos hatásától. Indokolja ezt az is, hogy több külföldi előírás is így intézkedik, számolva a szomszédos szerkezetekkel való együttműködésnek a nyomatékcsökkentésére kifejtett hatásával. Ez a számításokban lényeges egyszerűsítést okozna anélkül, hogy a pontatlanságot a megengedhetően túl fokozná, mert az eltérés nem sokban különbözik a 15022 szabvány 3.43 pontjában adott egyszerűsítéssel számítottól. A mezőnyomatékokat esetleg a p/g aránytól függő szorzóval be lehetne szorozni, ha a 15021 szerinti értékeket meg akarjuk közelíteni.

Ez a két javaslat a sztatikai számításokat lényegesen leegyszerűsitené anélkül, hogy az egyenlő biztonság elvét sértené, különösen a sokszor előforduló esetekben, amikor ti. a hasznos teher nem haladja meg az önsúlyt, vagy 500 kg/m²-t.

A következő egyszerűsítés ebben a témakörben az volna, hogy a támaszerők megállapításánál ne a támaszokba befogott tartót, hanem a támaszokon szabadon felfekvő, kéttámaszú tartók reakcióit lehessen számításba venni. Ez megközelítőleg ugyanezt az értéket szolgáltatja, mintha a tartó a támaszokba be lenne fogva, de sokkal egyszerűbb a számítása, ezenfelül külföldi szabályzatok is hasonló intézkedéseket tartalmaznak. Különleges esetekben, amikor a szomszédos nyílások különbsége túl nagy vagy terheléseikben

van nagy eltérés, a támaszerőket a tartó számított támaszponti nyomatékainak figyelembevételével kellene megállapítani, mert a befogási nyomatékokból számítottak éppen olyan téves értékeket eredményeznek, mintha szabadon felfekvőknek tételeztük volna fel a tartókat. A valóban fellépő támaszponti nyomatékok ezenfelül úgyis ki vannak számítva, míg a szabványban egyszerűsítésnek gondolt számítási mód további nyomaték-számításokat tesz szükségessé.

Egy másik kérdés, ami a gyakorlati tervezőket sokat foglalkoztatja, az, az oszlopok kihajlása.

Elsősorban is egy furcsaságról szeretnék szólni: az α csökkentő tényező legnagyobb értéke zömök oszlopoknál 0,8. Ez még vasbeton szerkezeteknél talán magyarázható azzal, hogy a beton határfeszültségét a szabvány csak a hajlításra adja meg. Ez nyomás esetén 20%-kal kisebb és külön rubrikát nem óhajtottak a szabvány készítői alkalmazni. Érthetetlen azonban ez a téglá, kő vagy vasalás nélküli betonszerkezetekben, ahol az anyagot hajlításra nem lehet igénybevenni. Megad tehát ott a szabvány az egyik táblázatban egy σ_H értéket, amit a másik táblázat szerint azonnal 0,8-cal kell beszorozni. Kíváncos volna mindjárt olyan σ_H értékeket megadni úgy a vasbeton, mint a téglá stb. szerkezeteknél, amelyeknél az α tényező 1-gyel indulna, ezáltal ez végig realisabb volna és a tervező biztonságérzetét fokozná.

Magának a kihajlásnak a számítása igen bonyolult, mert a 6. alapeseten kívül a csomópontok befogási viszonyait is tekintetbe kell venni. Egy egyszerű oszlop esetében is sok munkával kell a merevségi tényezőket és ezekből a befogás mértékét kiszámítani.

Ez a számítás különösebb gazdaságossági előnyt nem jelent. Megint csak utalok külföldi előírásokra, ahol legfeljebb a 6 alapesetet veszik tekintetbe. De ha ezen is túlmenő pontosságot óhajtanánk elérni, részleges befogás esetére legfeljebb egy, fixen megállapított értéket lehetne még felvenni. Pl. egyoldalon befogott oszlop esetén a kihajlási hossz 0,7, míg részlegesen befogott esetében 0,85 lehetne.

Az új O.É.Sz.-ben tehát a kihajlás számításakor csak az alapesetekre kellene kitérni, esetleg kibővítve egy-egy részleges befogás meghatározott értékével.

Éppen így foglalkoztatja a tervezőket a *különpontosan terhelt oszlopok* kérdése is. A vasbeton

szabvány (15022) 4.15 és 4.151 pontjai külpontos nyomás esetén a külpontosság növelését írják elő γ -tól, azaz az átlagos nyomófeszültség nyolctizedének és a határfeszültségnek arányától, valamint a kihajlástól függően. Ez a szorzó, ψ , 1-nél kezdődik és rohamosan csökken. Ehhez hasonló szorzó szerepel az 1957-ben kiadott szabványkönyvben (amely azonban még eddig nem lépett hatályba) és a készülő O. É. Sz. vasbeton szabályzatában is, de még komplikáltabb formában. Itt a ψ tényező N/N_{HO} -ból, azaz a nyomóerő és a keresztmetszet méreteiből és a határfeszültségéből számított határerő arányától, valamint a karcsúságtól függ. A táblázat értékeit időközben revizálták, s így sokkal lassabban csökken.

Ez a számítási mód a ψ megállapítására meg lehetőségen sok munkát igényel. A szorzó az excentricitást növeli, tehát a keresztmetszet méretezését ennek alapján kell végezni, ami az áttekinthetőséget nagyban csökkenti. Más szabályzatok vagy egyáltalán nem tartalmaznak ilyen szorzót, mint pl. a német, vagy ha igen, roppant egyszerű a számításuk. A határfeszültség csökkentése áttekinthető formában tenné lehetővé a keresztmetszet méretezését. A készülő O. É. Sz.-ben egyszerű módon kellene a ψ szorzót megadni, hogy könnyen legyen használható.

A túlzott pontosság a számítások terén illuzorikussá válik, mert hiszen a kivitel nem tudja ezt követni, sőt az anyagiparunk is meglehetősen elmarad az ilyen pontosság megkövetelése mögött. A számítást pedig oly bonyolulttá teszi, hogy a tervezők ezeket az előírásokat általában — ismét eltekintve egyes különleges esetektől — egyáltalán nem veszik figyelembe.

Szólni kell még röviden a szabványok zavart okozó ellentmondásairól és hiányosságairól is.

Így pl. a vasbeton szabványban (15022) nem történik említés a vasbeton oszlopoknak az alátámasztó szerkezeteken (alapokon) való átfúródásáról. Ezt előírás hiányában rendszerint túl szigorúan méretezik. Használható előírást tartalmaz a francia vasbeton szabályzat erre vonatkozólag. Eszerint az átfúródásból származó nyírófeszültség (τ) nem haladhatja meg a beton számításba vehető húzó határfeszültségét (a felső határt)

$$\tau = 1,5 \frac{R}{d \cdot k}$$

ahol R = a terhelő erő,

d = a vizsgált szerkezet magassága,

k = a terhelő erőt átadó test minden irányban $d/2$ -vel növelt kerülete.

Például:

kör esetén: $k_0 = 2r\pi$; $k = (d+2r)\pi$
 négyzet esetén: $k_0 = 4a$; $k = 4(a+d)$
 téglalap esetén: $k_0 = 2(a+b)$; $k = 2(a+b+2d)$

Csavarásnál — ha már a szabvány képletet ad a nyíró feszültségek számítására, meg kellett volna adni, hogy a képletben b mindig a kisebbik oldalt jelenti, félreértések elkerülése miatt.

Az alapszabvány (15021) nem tartalmaz előírásokat magas állványok padozataira vagy a széliránnyal párhuzamos síkokra ható szél súrlódásának mértékére, melyet külföldi előírásokból kell kivenni.

Ugyancsak az alapszabvány (15021) hiányossága az is, hogy a lépcsők hasznos terhet a rajtuk megközelíthető legnagyobb hasznos terhű helyiségekre megállapított értékben határozza meg. Ha például egy középületben könyvtár vagy irattár van $1500-2000 \text{ kg/m}^2$ hasznos teherrel, felesleges a lépcsőt is erre a teherre méretezni, hiszen a könyveket vagy iratokat nem három-négy méter magas oszlopokban szállítják a lépcsőkön. Hasonló a helyzet egyes raktárakban is.

A 15023 számú Kő, Tégla, Beton szabvány is helyenként túl részletes. Így pl. 7-féle habarcsot különböztet meg, amelyekkel készült falakhoz 5-féle határfeszültség tartozik, pedig az épületen rendszerint nem tudják követni ezt a finomságot, de a szabvány a habarcs szilárdsági ellenőrzéséről nem is intézkedik, az intézményes minőség-ellenőrzést pedig még nem vezették be. Helyesebb volna 3-féle habarccsal és határfeszültséggel számolni: a mészhabarccsal, a javított és a cementhabarccsal. Ezt biztosan elő tudják állítani az épületen.

Félreértésre adhatnak okot azok a kifejezések, illetve jelölések, melyek más szabványokban is, nevezetesen a „Jelölések beton és vasbeton szerkezetek erőtanai számításaiban” című 968-53 számú szabványban szerepelnek. Így pl. a lemezvastagság a vasbeton szabvány (15022) szerint v , míg az idézett (968) szabvány szerint d , vagy pedig a vasbeton szabvány a lemez folyóméter széles sávjára vonatkoztatott nyomatékát m (kis m) betűvel jelöli, míg az idézett (968) szabványban a nyomaték jelölésére kizárólag M (nagy m) betű szolgál. Köztudomású, hogy nyomatékot nagybetűvel szokás jelölni, míg a kis m általában az arány vagy más elvont fogalom jelölésére szokott szolgálni.

Egynéhány példát ragadtam ki a méretezési szabványok olyan pontjai közül, melyek a gyakorlati statisztikusoknak nehézségeket okoznak. Nem szabad szem előtt téveszteni: minél egyszerűbbek a számítási módok, annál kisebb a tévedés lehetősége és annál biztosabb, hogy durva közelítések helyett azokat alkalmazzák is. Nem kívánok a szabványok részletes bírálatával foglalkozni, csak azért mutattam rá egyes kirívó esetekre, hogy a kiadásra kerülő O. É. Sz. szabályzataiban ezeket ki lehessen igazítani.

Ipari épületek tipizálása

ZENTAI ZOLTÁN

I. Az ipari épületek tipizálásának alapelvei és legfontosabb célkitűzései

Az építőiparban a tipizálás a nagysorozatban gyártott, koordinált méretekkel való szervezett, folyamatos és tömeges építést mozdítja elő.

A tipizálás segítségével elérhető eredmények:

1. az építőipar kézműves jellegéből *nagyiparrá* fejlődik,
2. az építőipar *kapacitása* a jelenlegi anyag- és munkaerő felhasználása mellett csupán szervezés útján *megnö*,
3. a korszerű épületszerkezeti megoldásokat, építési eljárásokat széles körben alkalmazák, tehát a műszaki *fejlődés üteme megnö*,
4. mód nyílik a *folyamatos építésszervezésre*, az építőgépek jobb kihasználására,
5. a tervezés és építés átfutási ideje *meggyorsul*,
6. a létesítendő épület *olcsóbb* lesz,
7. tervezői és kivitelezői *kapacitás szabadul fel* más célra.

Tipizálni öncélúan nem szabad. Látni kell a mögötte rejlő nagy gazdasági eredményeket. Csak ott van értelme a tipizálásnak, ahol előnye kirívóan jelentkezik.

A *tipustervezés* csak egy része a tipizálásnak. A jelentkező tervezői megtakarítások elenyészőek a többi népgazdasági megtakarításokhoz viszonyítva. A jó tipustervnek mégis nagy a jelentősége, mert a tipusterven, mint törvényen keresztül, szervezi, irányítja az egész építőipart.

A tipizálás összefügg az előállítandó tipizált elem *darabszámával*. Minél nagyobb számban ismétlődik az adott elem, annál érdemesebb tipizálni, annál olcsóbb lesz az az egyedihez képest.

Egy teljes gyáruzem ritkán ismétlődik, ennek egy *üzemi egysége* (pl. hűtőtorony) vagy *szerkezeti eleme* (pl. tetőeleme) már igen. Ismétlődhet egy alaprajzi, vagy elemkapcsolás, *csomóponti* (koszorúgerenda részlet) megoldás vagy egy *kivitelezési eljárás*. Ezek is tipizálhatók. Nagy gazdasági eredmény érhető el egy *számítási* vagy *tervezési eljárás* tipizálásával is.

A tipizálás következetes keresztülvitele néhány alapvető kérdés megoldásától függ.

A népgazdasági tervezésben fontos helyet kell biztosítani a tipizálás alapját képező igények teljesítésének. Ezek:

1. A hosszú távlatban elvégzendő építési *feladatok* időben előre való közlése. Ezek az egyenletes terhelést és a folyamatos munkát biztosítják. Ezt a munkát tervhivatali szinten lehetne jól elvégezni.

2. Az elemek raktárra való gyártásához szükséges előre az *igények* pontos felmérése és a megfelelő minőségű *építőanyag* kellő mennyiségének biztosítása.

3. A tipizálás fő kérdéseinek építőiparon belüli és tárcák közti problémáinak megoldására létre kell hozni egy szervet (Tipizálási Tanács),

amelyben az OT, technológusok, a beruházók, az ÉM, az érdekelt gyártó és használó tárcák megbízott képviselői vesznek részt.

A *Tanács* határozatai az összes érdekelt szervekre nézve kötelezők.

4. A raktárra gyártott elemek tömeges *alkalmazásának* biztosítása.

A fenti főbb alapelvek az ipari építésre is érvényesek. A tipizálás széleskörű elterjesztését az építés minden területén — így az ipari építésben is — párhathározat követeli meg. A kitűzött célok elérhetők ezen a területen, ha következetesen végrehajtjuk az alábbiakat:

1. A típuselemekkel való építés területének felmérése. Az összes tárcák épületigényeinek begyűjtése, ennek alapján országosan koordinált *építési program* összeállítása több évre előre.

2. *Tipizált elemek tervezése*. Ezeknek ki kell szolgálniuk az elemgyártás jogos igényeit, a legkorszerűbbnek kell lenniük és biztosítaniuk kell többfajta épület előállítását.

3. A típuselemek tömeges raktárra való *gyártásának* és a belőlük előállítható épületek *szerezésének* szervezése.

4. A kész típusszerkezetek gyártási, szerelési és üzemeltetési feladatainak figyelemmel kísérése és a tanulságok érvényesítése a szerkezetek *további fejlesztése* során.

5. Részletes *gazdaságossági elemzések* elvégzése a tervezés előtt, meghatározva azokat a területeket, ahol nagy megtakarítási lehetőségek kínálkoznak.

A gazdasági elemzések végzésekor figyelembe kell venni azt is, hogy nem az épület a végcél, hanem a benne előállítandó termék. Ezért az építési időtényezőnek a szerepe fontos a gazdaságosságban.

Amikor szerkezetről beszélünk, nemcsak tartószerkezetekre gondolunk, hanem az épületet alkotó mindenfajta szerkezeti elemre, nyílászárószerkezetekre, épületgépészeti szerelvényekre és berendezésekre, padlószerkezetekre stb.

Épületben gondolkodva az ipari épületek tipizálásában két út követhető. Az egyik teljes ipari üzem tipizálását végzi. Ez volt a múltban követett eljárás. Az eddigi tapasztalatok alapján megállapítható, hogy ez az út nem vált be, nem szolgálta ki a folytonosan változó technológiai igényeket.

A tipizálás másik módszere olyan *többcélú* (univerzális) *épületszekciók* szerkezeti megoldásainak kidolgozása, amelyek többfajta technológiai igényt elégítenek ki. Ezt a módszert követik a tipizálásban már előbbrehaladt országok, és ez látszik nálunk is követendő útnak. Így módot adunk a technológia megváltoztatására is anélkül, hogy az épületszerkezetet változtatni kellene.

Egy ipari épület szüksége esetén mód van a rendelkezésre álló tervekben a mindenkori igénynek megfelelő épületet kiválasztani, összeállítani.

Az épületek tipizálásának — így az ipari

épületek tipizálásának is — a *Tipustervező Intézet* a gazdája.

Az intézet felelős az ezen a területen készülő munkáért és a kitűzött feladatok végrehajtásáért. A problémát egyedül megoldani azonban nem tudja. Az egész építőipar, sőt ezen túlmenő összefogás is szükséges egyes fontosabb témák megvalósításához. Szükséges, hogy a kérdéseket magas *nemzetközi szinten* oldja meg. Ezért az intézet a feladatok elvégzésébe be kívánja vonni az ország legjobb szakértőit. Ez biztosíték arra, hogy az előirányzott célkitűzéseket a legmagasabb szinten oldja meg.

Az IPARTERV-ben végzett típus szerkezet-tervezési és épülettipizálási munka úttörő jelentőségű, eddigi munkában is megtalálhatók már a javasolt rendszerű tipizálás nyomai.

A tipizált szerkezetű ipari épületelemek (tetőfelülvilágító elemek stb.) tömeges gyári készítésére nem került sor, ezért minden egyes alkalmazási helyen külön-külön be kellett rendezkedni azok előregyártására, tehát a típusterv csak tervezői munka megtakarítását jelentette. Később még ezt sem, mert a gyűjtemények elfogytak, a terveket újra és újra le kellett rajzolni. Ezenkívül az elemek szerkezeti megoldása is elavult idővel.

A gyakorlatban legújabban sikeresen alkalmazták az egyes ipartelepeken belüli tipizálást, méret és szerkezet egységesítést. Az ipartelepen belüli különböző rendeltetésű épületeket helyszínre telepített üzemi előregyártású elemekből vagy korszerű, monolitikus építéssel készítették. Ezek már többcélú (univerzális) szerkezeti megoldások.

A tipizálást átfogóan kell kezelni és ki kell terjeszteni az ipari építés főbb területeire. Ezáltal elérhetnénk azt, hogy rövid időn belül az ipari épületek nagyrészt tipizált elemekből készítsék.

Minden területen a tipizálása a jövő. Néhány baráti ország több eredménnyel dicsekedhet, mint mi. A tipizálásban rejlő jelentős gazdasági eredményt elismerték nyugaton is. Német, angol, francia és amerikai példák is bizonyítják, hogy az út helyes és járható. A nyugati országokban természetesen a tipizálásban rejlő gazdasági előnyt egyes cégek élvezik.

Be kell hoznunk tehát elmaradásunkat, átvéve az eddigi legjobb hazai és bevált külföldi eredményeket.

Az ipari építkezések helyszíni előregyártásában világviszonylatban is elsők között vagyunk. Miért ne tudnánk a tipizálás területén is kiváló eredményeket elérni?

A helyszíni előregyártás a monolitikus építés jó tapasztalatait, helyes módszereit átvihetjük a tipizált építésbe főleg ott, ahol nem lehet keresztülvezetni a tipizálás fő- és helyes alap gondolatát: a sorozatban gyártott elemekkel való szervezett tömeges építést.

Tudjuk, hogy a kitűzött célok nem érhetők el gyorsan. A feladat megvalósításának alapfeltétele a mai helyzet rögzítése. Ezért célul tűztük ki a jelenleg alkalmazott legfejlettebb, legfontosabb és tipizálható szerkezeti megoldások típus lapokon való feldolgozását. Ez a munka kb. 1962 végéig

tart. 1963-tól kezdve fokozatosan át kell térni a fejlettebb, korszerűbb megoldásokra. A további években ezeket folyamatosan korszerűsíteni kell. A jövő szerkezeteinek kutatását már ebben az évben meg kell kezdeni, hogy két-három év múlva azok tömeges gyártására számítani lehessen.

Amint említettem az ipari épületek tipizálását tehát átfogóan, magas szinten a TTI irányelvei szerint az ország legjobb szakembereinek a közreműködésével kell megszervezni.

Meg kell vizsgálni az ipari épületek tipizálásában résztvevő személyeket, azok számát, a ráfordított munkaidőt, a tipizálás jelenlegi szervezeti felépítését, hogy a mainál még hatékonyabbá tehesük munkánkat és hamarabb eljuthassunk célunkhoz.

A tipizálás nem jelenti az új munkamódszerek, az egyedi tervezés befagyasztását, mert jelenleg is ennek gazdag tapasztalataira támaszkodik és a jövőben is igényli ennek eredményeit. Ezért a tipizálásban résztvevő tervezőknek egyedi feladatokkal is kell foglalkozniuk, és jelentős típus-tervezési feladatokkal kell megbízni a legjobb egyedi tervezőket. Az építőművészet is meg fogja találni azokat az utakat, amelyeken haladva a korszerű módszeren belül művészt, régi híréhez méltót tud alkotni.

Az ipari építésben eddig kialakult fejlett előregyártási és más munkamódszereket következetesen át kell ültetni a tipizálás vonalára.

Az ipari építés így példát mutat és az egész építőipar további fejlődését fogja szolgálni.

Az ipari építésben is meg kell valósítani a tipizálás fő célkitűzéseit: a korszerű, koordinált méretű építőelemek tömeges gyártásán alapuló szervezett építést. Ezenkívül alkalmazhatók mindazon fejlett módszerek, amelyek az adott gazdasági helyzetben, vagy építési viszonyok mellett gazdaságosnak, és könnyen megvalósíthatónak bizonyulnak.

II. Az ipari épületek tipizálásának jelenlegi feladatai

Az említett célkitűzések csak fokozatosan több oldalról való közelítéssel valósíthatók meg. Ez hosszú évek munkáját igényli. Jelenleg az alábbi fő tervezői feladatok jelentkeznek:

1. Méretegységesítés.
2. Egységesített szerkezeti elemek tervezése.
3. A tömeges előregyártás alapfeltételeinek biztosítása.
4. Típuselemekből álló univerzális rendeltetésű épületrészek tervezése.
5. A típuselemekkel való tervezés, adaptálás, és a folyamatos építés új rendszerének kidolgozása.

Az alábbiakban részletesebben ismertetem a jelentkező feladatokat, és az eddigi eredményeket.

1. Méretegységesítési munka

A tipizálási munka alapja a széleskörű méretegységesítés. A modulméretek meghatározása után le kell rögzíteni a jövőben használni kívánt kevés számú „rögzített modult” (paramétert).

Nemzetközi szinten megállapított alapmodul a 10 cm. A modul nagyobb értékei a megnövelt modulok, kisebb értékei a mikromodulok.

Az ipari épületek méretegységesítési munkája során rögzítésre került néhány megnövelt modul. Ezek többek között a hajók fesztávolságaira, egyszintes épületeknél a 6,0 m (12, 18, 24, 30 stb.) ; többszintes épületekre a 3,0 m (6, 9, 12), főállások távolságaira a 6,0 m (6, 12) ; egy- és többszintes csarnokok magasságaira kívül a 60 cm-es, belül a 20 cm-es modulok.

A vízszintes irányú modulméretek pillértengelytől pillértengelyig értendők, a magassági modulméretek többszintes épületeken padlószint-től padlószintig, egyszintes épületeken a belső méretnél a tiszta belmagasságra vonatkoznak.

A többcélú (univerzális rendeltetésű) ipari épületek paraméterei szigorúbbak az ipari épületekénél. Ez érthető is, mert egy univerzális ipari épület alkalmas többfajta iparág technológiai igényeinek kielégítésére.

2. Egységesített szerkezeti elemek tervezése

A tipizált szerkezeti elemeknek a legkorszerűbbeknek, előremutató szerkezeti megoldásúaknak kell lenniök. Így biztosítható, hogy többéves változatlan alkalmazásuk, gyári tömeges előállításuk során ne legyenek elavultak.

Ahhoz, hogy a korszerű elemeket megalkothassuk, előbb a jelenleg használtakat kell lerögzítenünk. Ez a munka az ipari tipizálás területén is megindult.

Itt bemutatom a 6,0 m főtartó tengely-távolság esetében használható helyszíni előregyártású ipari típus tetőelemet (1. ábra). Az elem jele H. 600/150. Ezenkívül kidolgozták a H. 300/150, H. 900/150 és a H. 1200/150 jelű hasonló tetőelem tervét.

A tetőelemeket sülyesztett felfekvéssel készítik, változó főtartó szélességekkel, többtámaszú kialakítás lehetőségével. A hőszigetelőréteg felhordása utólag történik.

A tetőelemek anyagszükségletét az 1 táblázat mutatja.

A hosszboardákat 5 mm mély vájattal készítik az elem és az utólagos betonozás együttdolgozása érdekében, de azért is, mert a többtámaszú vasalást is ezen betonba kötik be.

Terhelések, kg/m ²	H. 600/150	H. 900/150	H. 1200/150
Elem + 2 cm habarcs + vízszigetelés	204	226	263
Elem + 2 cm habarcs + hőszigetelés + vízszigetelés	250	272	310

Gyártás során az elem betonsablonról + 10° fölötti hőmérsékleten 24 óra múlva leemelhető, így a rázsugorodás elkerülhető.

A típustervet az IPARTERV (Mátrai—Pásztai—Fekete) készítette.

A helyszíni előregyártású elemeken kívül hamarosan kidolgozzák az üzemi előregyártású típusok, feszített vasalású megoldások és a lapos héjelemek típusterveit is.

A tetőelemeken kívül a vasalt kőszivacs-pallók típustervei is elkészültek. Ezen elemek betonacél felhasználása nagy, mégis tipizálásra kerültek, mert lehetővé teszik azt, hogy ott is alkalmazható legyen típuselem, ahol nem tipizált méretekkel dolgozunk.

A tetőelemeken kívül még ebben az évben elkészítik a lépcsők, főtartók, falpanelek, darupályatartók és kapcsolódó szerelvényeik, előtetők, szigetelések, lábazatok, ablaknyitók, sorzuhanyozók, sormosdók, fa nyílászáró szerkezetek, padló- és falburkolatok, öltözőszekrények, járdák stb. részletterveit.

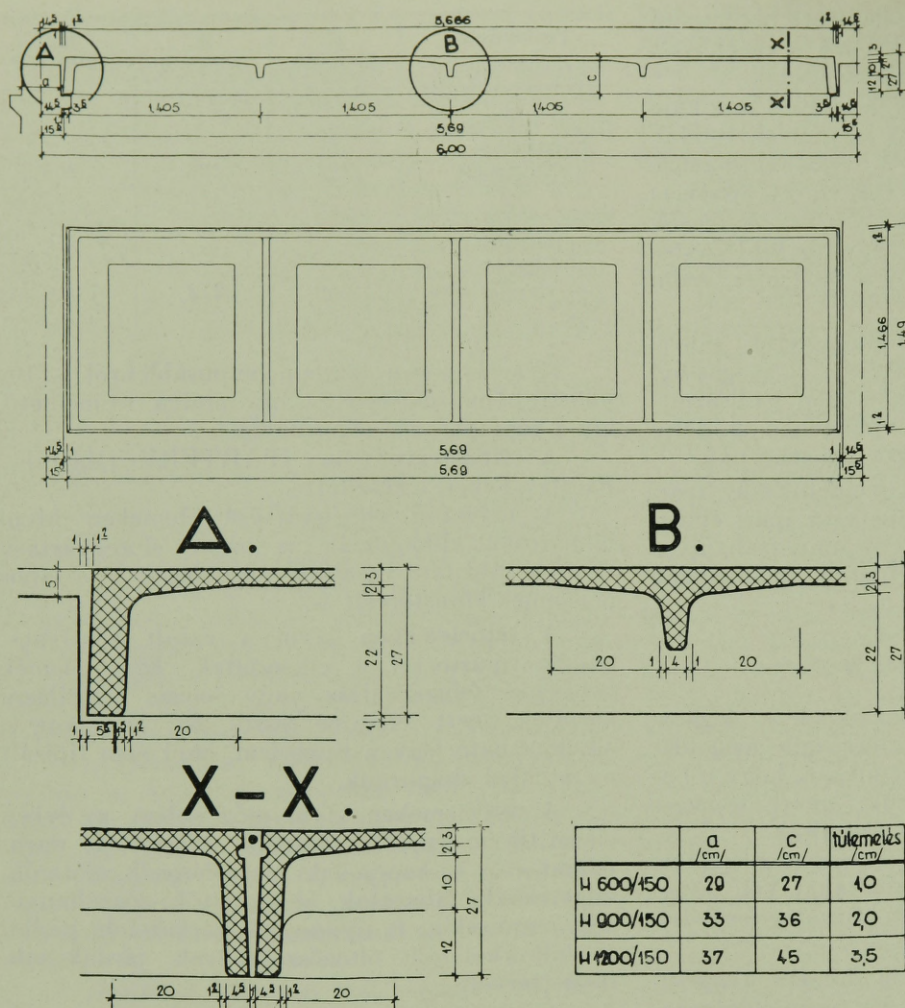
A következő évre előirányozva : csarnok válaszfalak, felülvilágítók, csarnoktetők hő- és vízszigetelése, ablaktisztítók, füstcsatornák, transzformátor cellafalak, rakodórampák és még más típus részlettervek.

A tipizált szerkezeti elemek megjelenési formája a *típuslap*. A típuslapok gyűjteményekbe foglalva minden építő és építésirányító szervhez eljutnak.

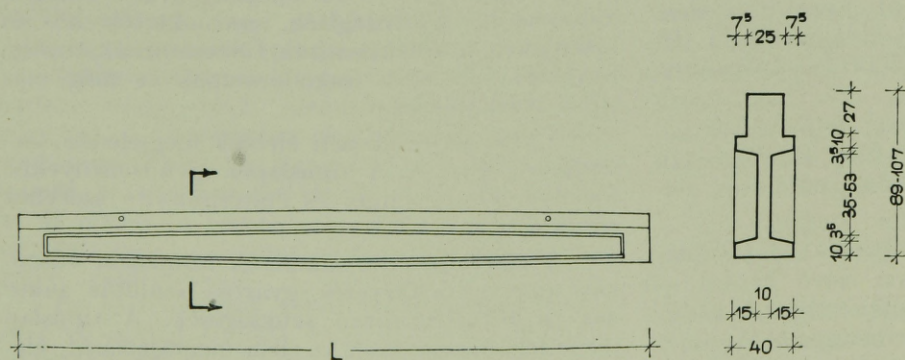
A típuslapok tartalmazzák mindazon adatokat, amelyek a tervezés, gyártás, szállítás, rakodás és beépítés során szükségesek. A típuslap tehát feleslegessé teszi az elem megrajzolását, elegendő a dokumentációban hivatkozási számát megadni.

1. táblázat

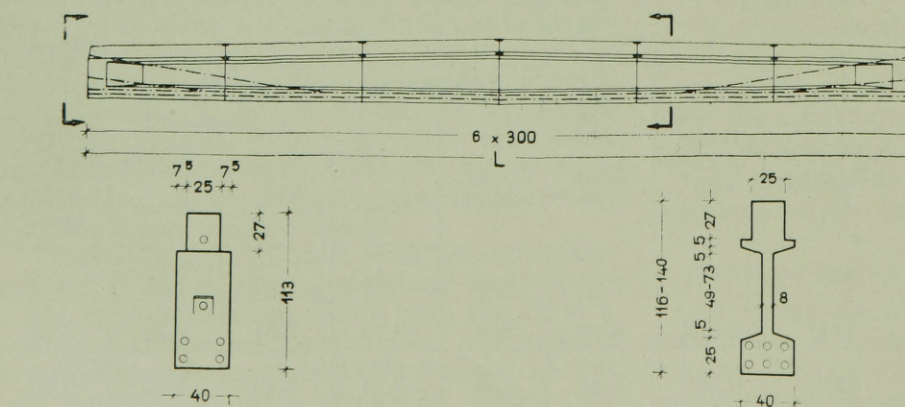
Tetőelem jele	Súly		B. 280 Beton kiöntés- sel	Betonacél, kg/m²					
	Saját súly, kg/m²	Kiöntéssel kg/m²		Kéttámaszú		Többtámaszú			
				hőszig.- gel	hőszig. nélkül	hőszig-gel		hőszig. nélkül	
						szélső	köz- benső	szélső	köz- benső
H. 1200/150	187	210	0,084	8,73	9,67	7,92	7,44	9,52	7,70
H. 900/150	158	173	0,069	6,79	7,65	6,39	5,91	6,62	6,20
H. 600/150	141	152	0,060	5,54	6,26	5,19	4,85	5,85	5,00



1. ábra. 600/150 jelű, helyszíni előregyártású típus ipari tetőelem terve



2. ábra. 12,0 m fesztávolságú főtartó típus ipari csarnokhoz. $L = 12,30$ m, emelési súly 6,8 t, anyagszükséglete: 2,72 m³ B.280-as beton és 356,0 kg 50,35 Bm. minőségű betonacél



3. ábra. 18,0 m fesztávolságú utó-feszített főtartó típusúterve. $L = 18,00$ m, emelési súly 12,26 t, anyagszükséglete: 4,91 m³ B. 400-as beton, 524,0 kg 50,35 Bm. minőségű és 441,0 kg 150, 130 KB minőségű betonacél

A típuselemek egymáshoz való kapcsolatát a típus szerkezet-tervek ábrázolják. A csomóponti részletmegoldások megrajzolása helyett is elegendő ezen szerkezetterv lapszámára hivatkozni.

A fenti módszerrel a tervező munkája lényegesen egyszerűsödik, a dokumentációk tartalma pedig csökken.

A típus szerkezetek gyűjteményei fegyelmezik a tervezőket és a gyártást, korszerű szerkezeti megoldásaikkal előremutatnak, biztosítják a legkorszerűbb megoldások széleskörű, egységes és hosszú időn át való alkalmazását.

Egy új épület tervezése során előre kiválogathatók azon szerkezeti elemek, csomóponti megoldások, amelyek az épületet alkotni fogják, így sok vita, zsűrízési és szerkesztési probléma eszik, a tervezés leegyszerűsödik.

A kivitelező vállalatok ismerve hosszú időre előre a részletmegoldásokat is, be tudnak rendezkedni jó szerszámokkal, fogásokkal előre a szerkezeti elemek összeszerelésére, és ezzel munkájuk termelékenyebbé válik.

3. Ipari típuselemek tömeges előállítás

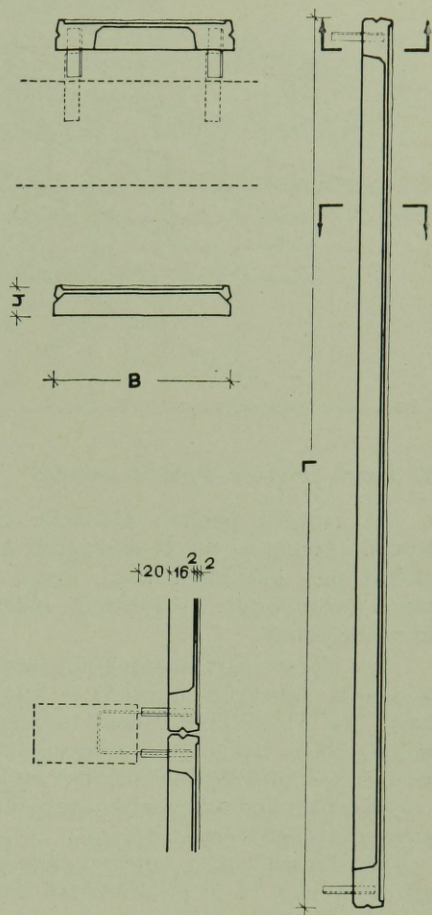
A tervezőnek biztosítani kell az üzemi tömeges gyártás minden jogos igényének kielégítését. Ezért olyan elemeket kell alkotni, melyek gazdaságosan gyárthatók.

Az üzemi tömeges előregyártás az ipari építésben — egyes ipari tetőelemeket kivéve — még nem valósult meg. Egyes ipartelepeken azonban a telepen belül létesítendő épületek részére már terveztek és gyártottak egységes elemeket.

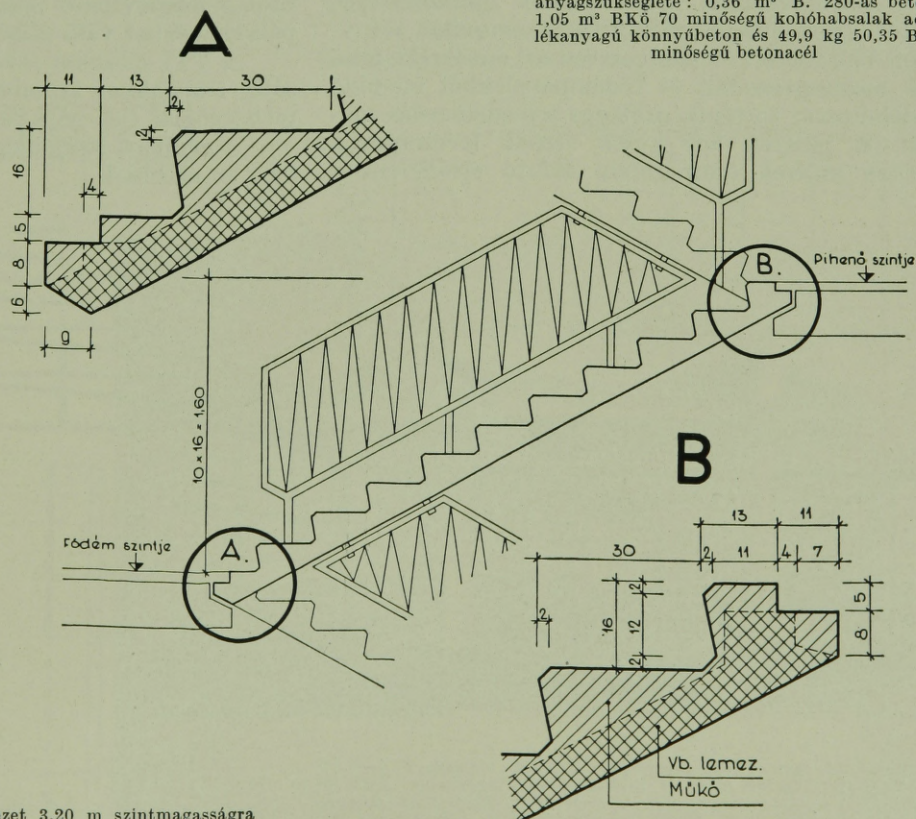
Ezek közül bemutatom a TVK-nál alkalmazott 12 m és 18 m fesztávolságú főtartók (2. és 3. ábra), továbbá a falpanel típus-tervét (4. ábra).

Az ipari lépcsőszerkezetek típus-tervét az 5. ábra szemlélteti. Ez is tömeges üzemi gyártásra alkalmas módon készült.

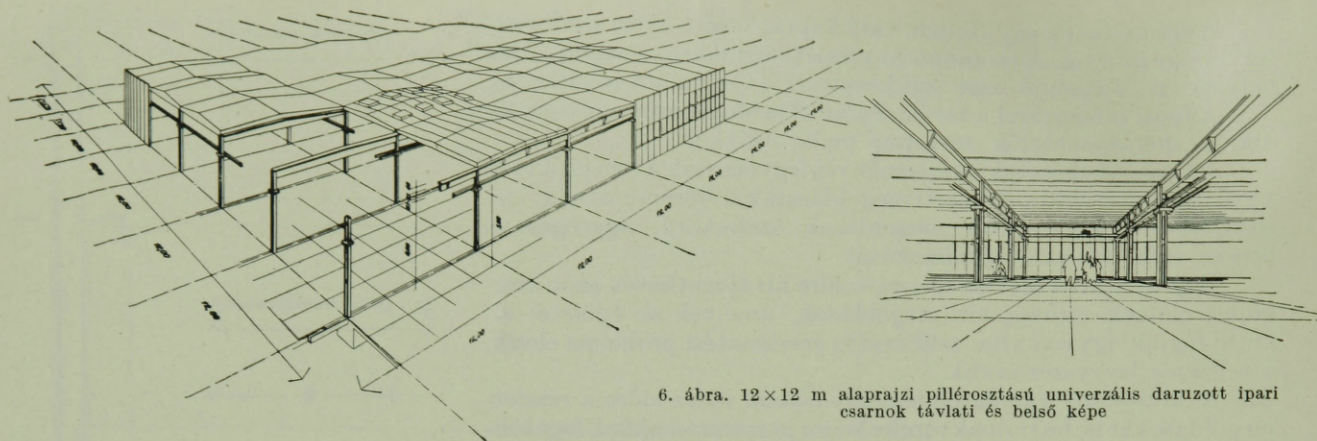
Az ipari típuselemek üzemi gyártásának szervezése az építőipar egyik legfontosabb feladata lesz.



4. ábra. Tipizált falpanel ipari épületek számára. $L = 5,98$ m, $B = 1,18$ m, $h = 0,20$ m, anyagszükséglete: $0,36$ m³ B. 280-as beton, $1,05$ m³ BKö 70 minőségű kohóhabsalak adalékanyagú könnyűbeton és $49,9$ kg 50,35 Bm. minőségű betonacél



5. ábra. Tipizált ipari lépcsőszerkezet 3,20 m szintmagasságra



6. ábra. 12×12 m alaprajzi pillérosztású univerzális daruzott ipari csarnok távlati és belső képe

4. Ipari épületek tipizált szekciói

A tipizált elemek alkotják az ipari épület tipizált épületsejtjét (szekcióját). A tipizált szekciókat úgy kell kialakítani, hogy belőlük a változó technológiai igényeknek megfelelő épületet készíthessenek.

A típus ipari elemekből összeállított típus szekciók előkészítő munkái is folyamatban vannak. Az IPARTERV-ben tervezik a 9×9 m pillérosztású típus ipari csarnok szekciót, amely az igényes műszeripari célokat is kielégítheti.

Ezenkívül folyamatban van öltöző- és iroda-szekció típustervezése is.

A Típustervező Intézet tervtanulmányt készített a 12×12 m pillérosztású daruzott univerzális ipari csarnokra.

A csarnok távlati és belső képét a 6. ábrán mutatom be.

Az univerzális ipari csarnok építhető egy, két vagy többhajós változatban; mindkét irányban bővíthető. A vízelvezetés az emelkedő felső élű mestergerendák és födémpanelekből kiadódó fedélidomon történik utólagos lejtésfelhordás nélkül. A pillérek felé gyűlő víznek levezetése a kettős pillérek diafragmáin átfutó ejtőcsöveken

keresztül történik, amely a padlócsatornáknak a mestergerendákkal párhuzamosan vezethető el.

A csarnok épülhet felülvilágítókkal vagy azok nélkül. A felülvilágítók mentesítése a beeső fénytől — ha ez technológiai igény — állítható szufitasalukkal biztosítható.

A csarnok mindkét pillértengely irányában daruzható, a daruk bármikor átszerelhetők.

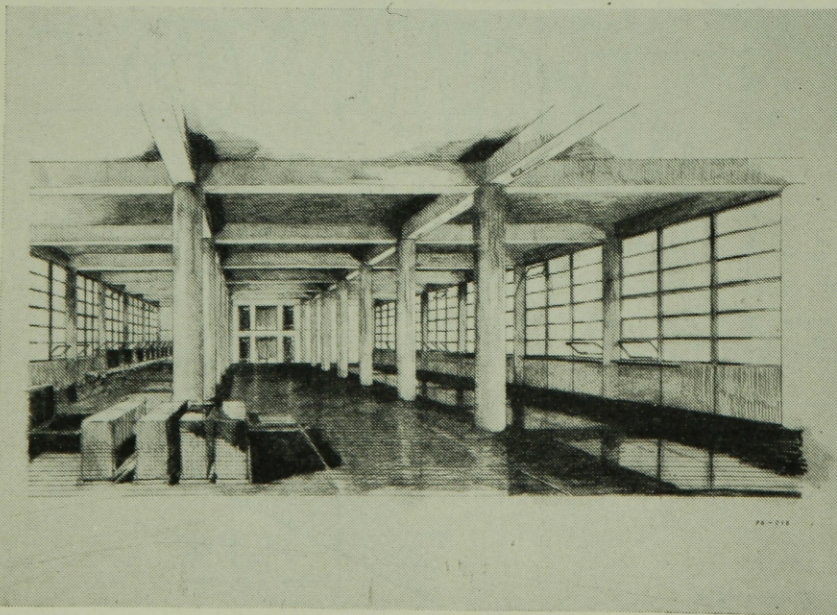
Klímaigényes csarnokban a födempallókra álmennyezet függészhető fel. Ez a mestergerenda alá annyira lelóg, hogy fölötte klímacsatornák és „F” csövek átvezethetők legyenek. A pillérekben mindenféle függőleges vezeték elhelyezhető és kívánság szerint zártra falazható.

A tetővilágító préselt műanyaglemez nyitható fémkeretben, de lehet esetleg drótüveg, fém üvegosztó bordák közé helyezve.

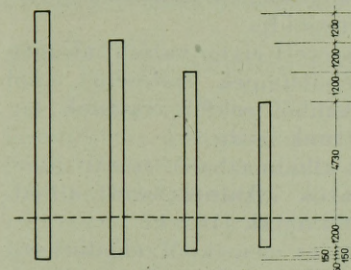
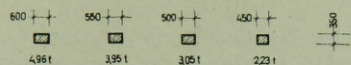
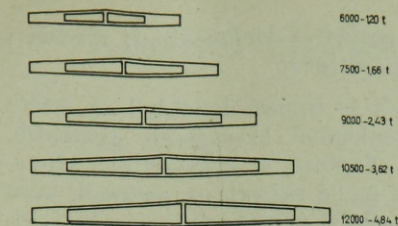
Mód van a tetőelemekre vagy a főtartókra utólag felszerelhető monorailpályák és conveyorpályák bárhol való elhelyezésére.

A TTI előzetes javaslata kielégíti az univerzális csarnokkal szemben támasztott különböző technológiai (pl. gép vagy textilipari) igényeket.

A gépipari technológiai igények nagyvonalakban az alábbiak:



7. ábra. Univerzális háromhajós, többszintes ipari épület belső képe



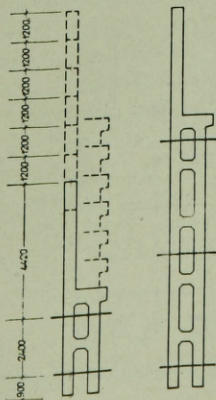
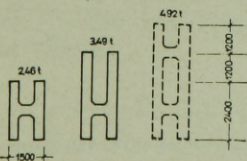
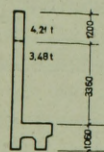
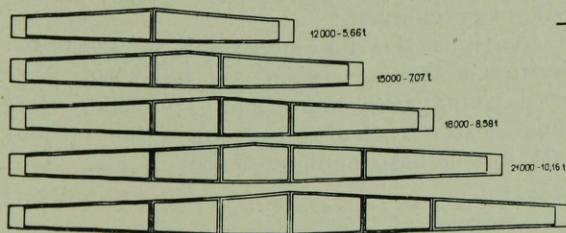
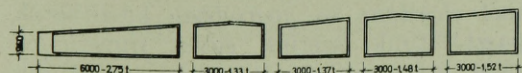
8. ábra. Egyszintes daruzatlan ipari csarnokok sorozata az NDK típustervezési gyakorlatából. Ötféle előregyártott vasbeton főtartó és négyféle pillér 30 féle csarnokkeresztmetszet készítését teszi lehetővé

I. Egyszintes daruzatlan csarnok

Pillérosztás, m 9×9 , 9×12 , 12×12
Tiszta belmagasság, m 4, 5, 6

Tetőszerkezet terhelése: minden mezőben és mindkét irányban két monorailpálya 0,5 t hasznos terhelésre.

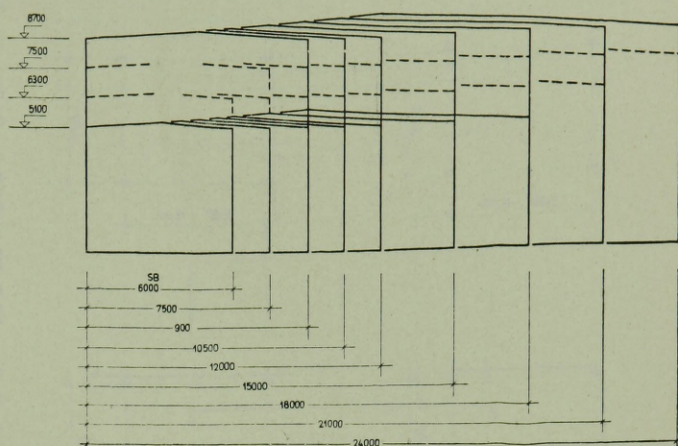
Mindkét mezőben négy conveyorpálya felüggesztési lehetősége fm-ként 150 kg összerheléssel.



II. Egyszintes daruzott csarnok

Pillérosztás: 12×9 , 12×12 , 18×9 , 18×12 m
Darupályatartó felső szintje: 5,5 : 6,5 : 7,5 m

Daru teherbíróképessége :
 $2 \times 5,0$ t és $2 \times 10,0$ t villamos futódaru.



III. Többszintes műhely-raktár

Traktusszélesség: 6—6 (a) ; 6—3—6 (b) ;
12—6—12 (c)

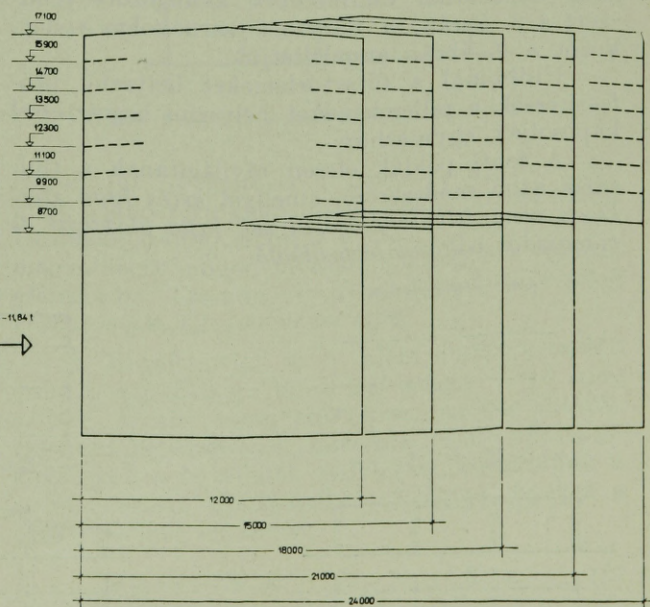
Belső tiszta magasság: 4,20, 4,80

Födémterhelés: 500, 1000, 2000 kg/m².

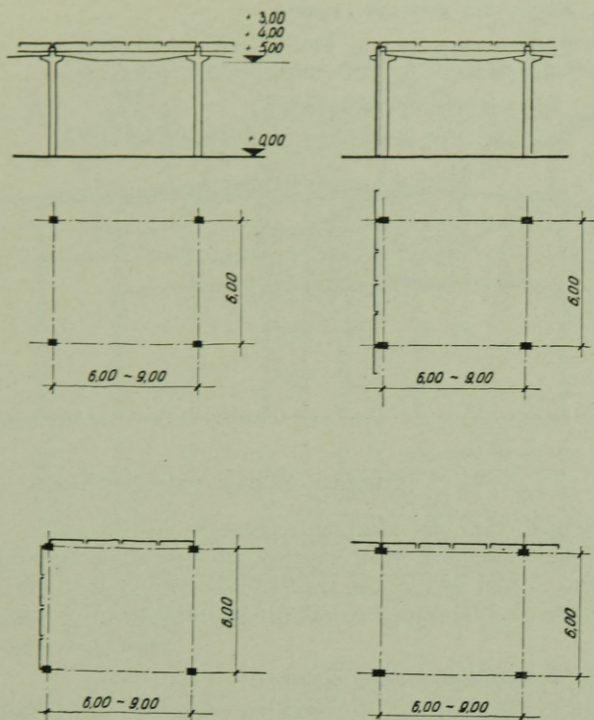
Ezenkívül minden hajóban egy monorailpálya felfüggesztési lehetősége 0,5 t hasznos terhelésre, továbbá két conveyorpálya fm-ként 150 kg összerhelésre.

Fentiekre példa a 7. ábrán bemutatott háromhajós többszintes univerzális ipari épület belső képe, amelyet csehszlovák tervezési gyakorlatból vettem át.

Az összes csarnokok fűthetők legyenek. Biztosítandó a természetes megvilágítás 200—1000 lux



9. ábra. Egyszintes daruzott univerzális ipari csarnokok sorozata az NDK típustervezési gyakorlatából. Öt fajta előregyártott főtartóelemből, ötféle utóeszített vasbeton főtartót, háromfajta pillérellemel tizennégyféle pillért, együttesen 70-féle csarnokkeresztmetszetet lehet építeni



10. ábra. Tipizált szerkezeti elemekből készíthető ipari csarnokok sejtjei

között változtatható fokozatokkal a közvetlen napfény besugárzás kiküszöbölésével.

A természetes szellőzés óránként minimum kétszeres légcserét nyújtson.

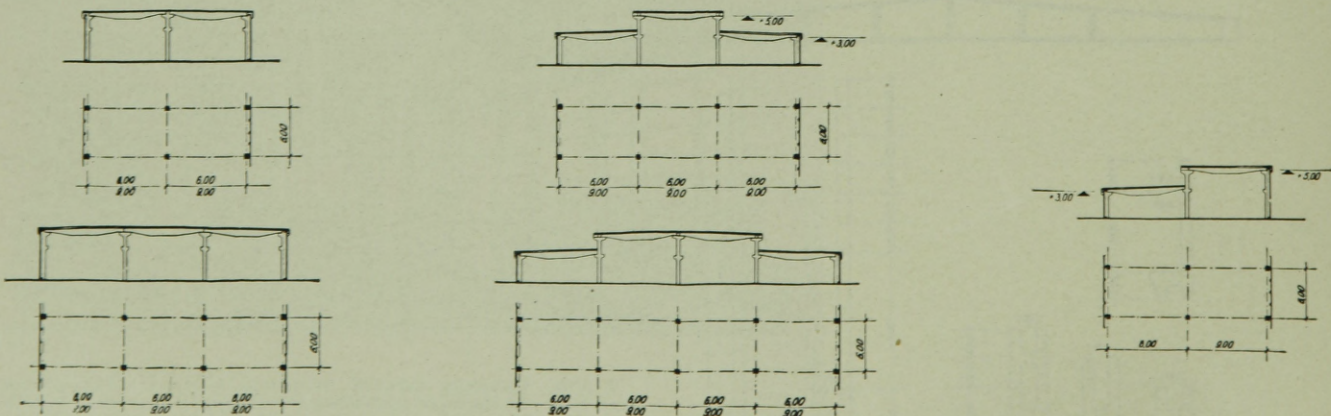
Minden hajóban biztosítandó a tűzvédelmi vízvezeték-hálózat, az energiaszolgáltató-, víz-, sűrített levegő-, gáz- stb. vezetékhálózat áttekinthető és könnyű felszerelési lehetősége.

Az egyszintes csarnok mindkét irányú bővítési lehetőségéről is gondoskodni kell.

Az NDK-ban kidolgozott egyszintes univerzális daruzatlan csarnokokra kidolgozott rendszert a 8. ábrán, a daruzott csarnokokra vonatkozót a 9. ábrán szemléltetjük.

Utóbbinál a főtartóelemeket helyszíni utófeldarazással, a pillérelmeket helyszíni hegesztéssel kapcsolják egymáshoz.

A fenti példák élesen rávilágítanak a tipizálás azon módszerére, amellyel kevés fajta szerkezeti elem felhasználásával sok fajta alaprajzi és magassági változat biztosítható.



11. ábra. Tipizált szerkezeti elemekből álló ipari csarnokok sejtjeiből összeállítható épületkeresztmetszetek egyes változatai

5. A tervezés, adaptálás és kivitelezés új rendszere a típuselemek megsegítésével

Típuselemekből és típus szekciókból az építés és tervezés a jelenleginél lényegesen gyorsabb. A tervező vagy adaptáló a kiválasztott típus-szekciókat egymás mellé rajzolja, a szekciók kész dokumentációit összefűzi és összesítőlappal látja el.

A raktárról azonnal szállítható elemek helyszíni összeállítását az *Elemgyár helyszíni szerelőbrigádjai* végezhetik.

Az épület így a Beruházó elgondolását követően néhány hét alatt befejezhető és használatra átadható.

Kívánatos, hogy az Épületelemgyár rendelkezzen helyszíni adaptáló részleggel is, amely az általaj változásaiával kapcsolatos alapozási problémákat közvetlenül megoldja.

A fentiekben lefektetett elvek valósultak meg a gépállomások színpületeinek építésénél, ahol négyféle szerkezeti elemről sokféle csarnok keresztmetszetet állíthattunk össze.

Ipari épületekhez alkalmazható tipizált szerkezeti elemekről és azok alkalmazásáról adnak felvilágosítást a további ábrák (10., 11.).

A 10. és 11. ábra az elemekből előállítható épületsejteket, azok alkalmazási lehetőségeinek egyes változatait szemlélteti.

Ha a 6×6 és 9×6 m alapsejteken túlmenően figyelembe vesszük a 6, 9 és 12 m fesztávra készülő tetőelemeket is, ezen elemekből létesíthető 9×9, 12×6, 12×9, 12×12, stb. pillérossztású alapsejt is.

Összefoglalva :

Az építőipar termelékenységét megnövelő, az építőipart nagyiparrá szervező tipizálás mind szélesebb nyomon tör előre az ipari építkezések területén is. A tipizálás révén az építkezések a jelenleginél olcsóbban és gyorsabban készíthetők.

Tapasztalatunk szerint egyes típus elemek megjelenése után rohamosan megnő az érdeklődés irántuk, mivel a beruházó szervek maguk is érzik nagy előnyeiket.

A típus tervdokumentációk egyszerűbb elkészítése a tervezés időigényét lecsorítja. A raktárról, elemgyárból közvetlenül szállítható és kész épületté szerelt elemsorozat hihetetlen rövid idő alatt használható épületet létesít.

Közelítő eljárás párhuzamos övű kerettartók számítására

CSONKA PÁL
a műszaki tudományok doktora
Kossuth díjas

I. Bevezetés

Olyan kéttámaszú, párhuzamos övű kerettartókat, amelyek hevederei az övekhez viszonyítva igen kevésbé merevek (1. ábra), a magasépítészetben és a vagonépítésben alkalmaznak.

A szóbanforgó tartókra a szokásos, fokozatosan közelítő eljárások a rossz konvergencia-viszonyok miatt — ismert alakjukban — nem használhatók. Indokolt tehát az efféle tartók számítására különleges számító eljárást kidolgozni.

II. Számítási feltevések

Kikötjük, hogy a kerettartó övei teljes hosszukban állandó keresztmetszetűek, a hevederek viszont olyan változó keresztmetszetű rudak legyenek, amelyek az övekbe nyúló végeken végtelenül merevek, egyebütt pedig véges, állandó merevségűek.

Vizsgálatainkban csak a hajlító nyomatékok okozta alakváltozásokra vagyunk tekintettel, a csomópontokban pedig csak függélyes irányú elmozdulásokat engedünk meg. Ha a tartóvégek tömőrfalúak, e tartórészeket tökéletesen merev szerkezetekként vesszük számításba.

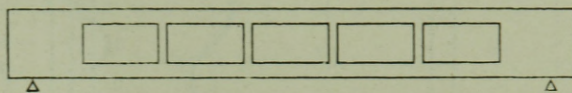
Terhelésként közvetlenül a csomópontokra ható függélyes erőket tételezünk fel. Ezeket felülről lefelé irányulólag tekintjük pozitívoknak, a csomópontokra ható nyomatékokat pedig akkor, ha forgató irányuk az óramutató forgásirányával megegyezik. Ugyanilyen forgásiránnyal tekintjük az elfordulásokat is pozitívoknak.

III. Az eljárás ismertetése

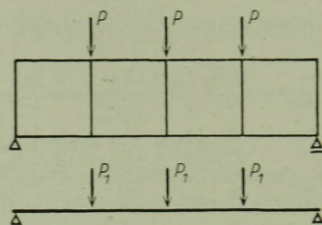
A számításokat több lépésben, fokozatos közelítéssel végezzük el. A számítás egyes lépései a következők:

1. A számítás kezdetén — az eltolható csomópontú keretekre kidolgozott számító eljárásokkal szöges ellentétben — a hevedereket Somogyi L. javaslatára nem végtelenül merevnek, hajlító merevséggel nem rendelkező rudaknak tekintjük. E feltevés folytán a tartó kezdeti alakváltozása a végleges alakváltozáshoz igen hasonlóvá válik, ezért a végleges állapot kevesebb számítási lépéssel közelíthető meg, mint a szokásos eljárások esetében. Minthogy a hevederek hajlító ellenállását elhanyagoltuk, a rudak egyedüli szerepe: az övek azonos lehajlásának biztosítása. Ily körülmények közt az I_1 inercianyomatékú felső öv és az I_2 inercianyomatékú alsó öv a tartóra ható terheken $I_1 : I_2$ arányban osztozik. Ha tehát az eredeti tartó valamely hevederállására P teher hat, abból a felső, illetve alsó öv alkotta tartóra

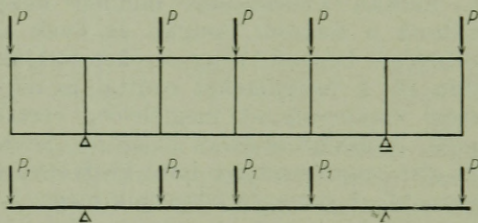
$$P_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} P, \text{ illetve } P_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} P \quad (1)$$



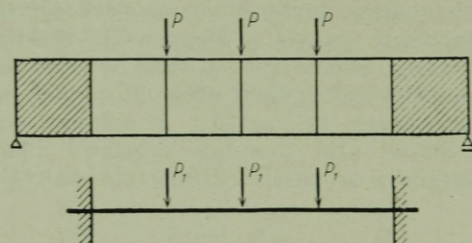
1. ábra. Párhuzamos övű kerettartó kismerevségű közbenső oszlopokkal



2. ábra. Kerettartó és felső övének terhelési vázlata



3. ábra. Kerettartó és felső övének terhelési vázlata



4. ábra. Kerettartó és felső övének terhelési vázlata

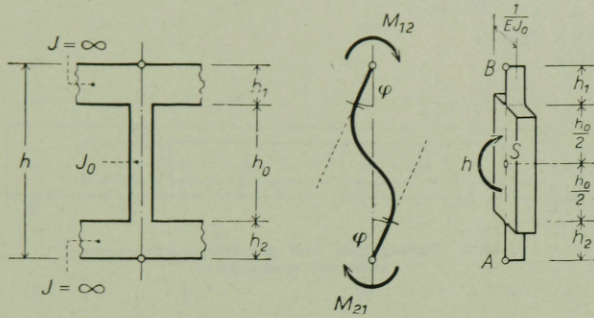
részlet jut. A fenti erők hatására az övekben, mint önálló tartókban, nyomatékok keletkeznek. Utóbbiak számításakor az öveket a 2—4. ábrákon magyarázott módon működő tartókként vesszük számításba. Csomóponti nyomatékait az *övrudak kezdeti nyomatékainak* nevezzük.

2. Megállapítjuk az 1. alatt említett tartók csomópontjainak φ elfordulási szögét. Ez a szög a felső és alsó csomópontokban azonos értékű. Ezután meghatározzuk, mekkora hajlító nyomatékokat kell a hevederek végeire működtetnünk a φ elfordulások előidézéséhez (5. ábra). Ezeket a nyomatékokat az ismert

$$M_{12} = -K_{12}\varphi, \quad M_{21} = -K_{21}\varphi \quad (2)$$

képletekkel számíthatjuk, ahol K_{12} és K_{21} a hevedervégek merevségi számai. Utóbbiak értéke legegyszerűbben a Cross-féle oszlophasonlat segít-

ségével határozható meg (lásd az 5. ábra jobboldali vázlatát) :



5. ábra. A heveder és tengelyvonalának alakváltozása

$$K_{12} = \frac{6 E I_0 h (h_0 + 2 h_1)}{h_0^3}, \quad (3)$$

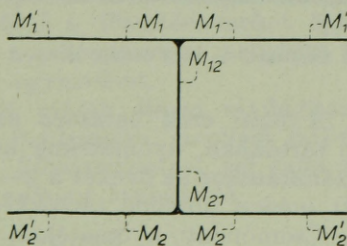
$$K_{21} = \frac{6 E I_0 h (h_0 + 2 h_2)}{h_0^3}. \quad (4)$$

Az M_{12} és M_{21} nyomatékokat a hevederek kezdeti nyomatékainak nevezzük.

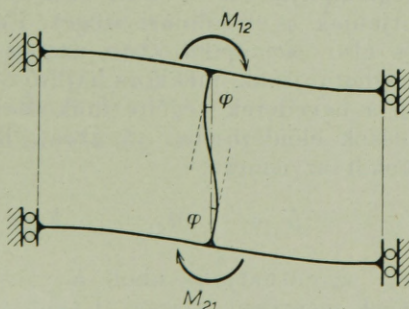
3. Ezután fokozatosan minden kényszert eltávolítunk a tartóról, csupán az övek azonos meggörbülését biztosító kényszereket tartjuk meg továbbra is. A hevedereket ezúttal is tényleges merevségi viszonyaiknak megfelelően vesszük figyelembe. A számítás során először a hevederek felső és alsó csomópontjára ható kiegyensúlyozatlan nyomatékok összegét állapítjuk meg :

$$\Sigma M = M_{12} + M_{21} \quad (5)$$

E nyomatékösszegek hatálytalanítására minden egyes hevederen külön-külön *nyomatékegyensúlyozást* végzünk, vagyis a kiegyensúlyozatlan nyomatékösszeg ellentettjét a felső és alsó csomópontba futó rúdvégeken ezek elfordulási merevsége arányában szétosztjuk. E művelet során a felső, illetve alsó övrudak végeinek elfordítási merevségét a 8. ábrán feltüntetett alakváltozás-



6. ábra. A rúdvégi nyomatékok betűjelei



7. ábra. A keret egy szakaszának alakváltozása (Tiszta elfordulás)

sal szemben a

$$K_1 = \frac{EI_1}{b}, \text{ illetve } K_2 = \frac{EI_2}{b} \quad (6)$$

képletek szerint, a hevedervégek elfordítási merevségét pedig a (3) alatti képletek szerint vesszük számításba. A szétosztás elvégzéséhez először a merevségek összegét, vagyis a

$$\Sigma K = 2 K_1 + K_{12} + K_{21} + 2 K_2 \quad (7)$$

értéket, majd a

$$\beta_1 = \frac{K_1}{\Sigma K}, \quad \beta_2 = \frac{K_2}{\Sigma K}, \quad (8)$$

$$\beta_{12} = \frac{K_{12}}{\Sigma K}, \quad \beta_{21} = \frac{K_{21}}{\Sigma K}$$

tényezőket állapítjuk meg. Ezek után a rúdvégekre működtetendő *egyensúlyozó nyomatékokat* (6. ábra) az alábbi képletekkel számíthatjuk :

$$M_1 = -\beta_1 \Sigma M, \quad M_2 = -\beta_2 \Sigma M, \quad (9)$$

$$M_{12} = -\beta_{12} \Sigma M, \quad M_{21} = -\beta_{21} \Sigma M.$$

4. A nyomatékegyensúlyozással kapcsolatos alakváltozás során a vizsgált hevedertől elmutató övrúdvégeken is keletkeznek nyomatékok. Utóbbiak a vizsgált hevederhez csatlakozó övrúdvégeken keletkező nyomatékok ellentettjei :

$$M'_1 = -M_1, \quad M'_2 = -M_2. \quad (10)$$

E nyomatékokat *átvitelt nyomatékoknak*, a kiszámításukra alkalmazott eljárást pedig *nyomaték átvitelnek* mondjuk.

5. A nyomatékátvitel során az előzőleg már egyensúlyozott csomópontokra újabb nyomatékok kerültek, s ezek a hevederek nyomatékegyensúlyát megbontották. Ezért az egyensúly helyreállítására minden egyes hevederállásban újabb *nyomatékegyensúlyozást* végzünk. Ezt ugyanúgy hajtjuk végre, mint 3. alatt.

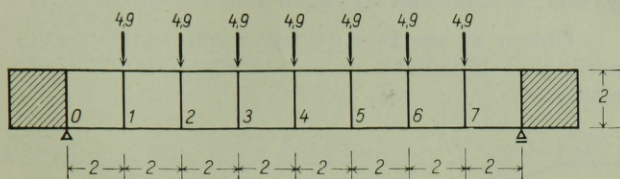
6. Az 5. alatt leírt nyomatékegyensúlyozás újabb *nyomaték átvitelt* tesz szükségessé. Ezt a 4. alatt ismertetett módon végezzük el.

7. A nyomatékátvitellel a hevederek nyomatékegyensúlya ismét felborul, úgyhogy az egyensúlyi állapot helyreállítására ismét *nyomatékegyensúlyozást*, majd újabb *nyomatékátvitelt* kell végezni. E műveleteket mindaddig kell újra meg újra megismételni, amíg az egyensúlyozandó nyomatékok elhanyagolhatóan kicsinyekké nem lesznek.

8. A rúdvégekre utalt *nyomatékokat összegezzük*, s megvizsgáljuk, hogy e nyomatékértékekkel az egyensúly feltételei kellőképp teljesítve vannak-e. E vizsgálat azért szükséges, mert az eddigi lépésekben a tartó két övét azonos alakváltozásra kényszerítettük, s nem tudhatjuk, vajon az evégett alkalmazott kényszerek nem voltak-e túl erőszakosak. Ha az említett kényszerek jelentéktelenek, a számítást lezárhatjuk. Ha ellenben a kényszerek jelentőseknek mutatkoznak, akkor azok hatálytalanítására az emeletes keretszerkezetek tanából ismert módon közönséges *nyomaték- és közönséges erőosztást* kell végeznünk.

IV. A számítás gyakorlati végrehajtása

A fentiekben vázolt eljárásra példaként a 8. ábrán feltüntetett keretszerkezet (vagonváz) számítását mutatjuk be.



8. ábra. Számpélda

Legyen esetünkben a felső, illetve alsó öv-keresztmetszetek tehetetlenségi nyomatéka

$$I_1 = 4,0 \quad I_2 = 5,8,$$

a rúdvégek merevsége pedig

$$K_1 = 2,0 E, \quad K_2 = 2,9 E, \\ K_{12} = 0,1 E, \quad K_{21} = 0,1 E.$$

Mint ahogy a tartóvégek tömörek, az öveket, mint önállósított tartókat a merev végeken befogottaknak tekinthetjük (9. ábra). A szimmetria miatt elégséges csak a szimmetriasík egyik oldalán elhelyezkedő féltartóval dolgoznunk.

Bevezetésként a (7) képlet szerint a merevségek összegét számítjuk ki:

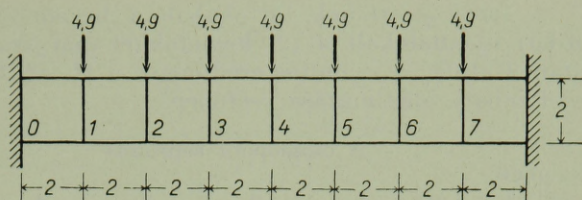
$$\Sigma K = (2 \cdot 2,0 + 0,1 + 0,1 + 2 \cdot 2,9) E = 10,0 E$$

Ezután a (8) képletekkel a β tényezőket állapítjuk meg:

$$\beta_1 = \frac{2,0}{10,0} = 0,2, \quad \beta_2 = \frac{2,9}{10,0} = 0,29,$$

$$\beta_{12} = \frac{0,1}{10,0} = 0,01, \quad \beta_{21} = \frac{0,1}{10,0} = 0,01.$$

Utóbbi értékeket a számításhoz szolgáló vázlaton (10. ábra) a megfelelő rúdvégek alatt kerektekbe foglalva jegyezzük fel. Ezen előkészítés után a tulajdonképpeni számítást a következő lépésekben végezzük el.



9. ábra. A tartó sztatikai vázlata

1. Megállapítjuk — az (1) képletek segítségével — a felső, illetve alsó övre mint önállósított tartókra jutó teherrésztleteket:

$$P_1 = \frac{4,0}{4,0 + 5,8} 4,9 = 2,0,$$

$$P_2 = \frac{5,8}{4,0 + 5,8} 4,9 = 2,9.$$

Fenti terheket az övekre — mint végeiken befogott tartókra — működtetve az övrudak kezdeti nyomatékaira a következő értékeket kapjuk:

Nyomaték	A csomópont sorszáma				
	0	1	2	3	4
M_1	-21,00	-7,00	+3,00	+9,00	+11,00
M_2	-30,45	-10,15	+4,35	+13,05	+15,95

A nyomatékok előjele a szilárdságtanban szokásos előjelszabálynak felel meg. Ezeket az értékeket a 10. ábrán látható számítási vázlaton a β tényezők alatti sorba jegyezzük be, de természetesen a II. alatt ismertetett előjelszabálynak megfelelő jellel.

2. Meghatározzuk, hogy a csomópontok az 1. alatti terhelés minő φ szöggel fordulnak el:

Elfordulási szög	A csomópont sorszáma				
	0	1	2	3	4
φ	0 E	7,0 E	8,0 E	5,0 E	0 E

β		0,20	0,01	0,20	0,20	0,01	0,20	0,20	0,01	0,20	
1.	+21,00	-7,00	-0,70	+7,00	+3,00	-0,80	-3,00	+9,00	-0,50	-9,00	+11,00
2.	-	-	+0,28	+0,01	+0,28	+0,32	+0,02	+0,32	+0,20	+0,01	+0,20
3.	-	-	-	-	-0,28	-0,28	-0,20	-0,32	-	-	-0,20
4.	-0,28	-	-	-0,32	-0,24	+0,01	+0,24	+0,15	+0,01	+0,15	-
5.	-	+0,15	+0,01	+0,15	-0,15	-0,15	-0,15	-0,24	-	-	-0,15
6.	-0,15	-	-	-0,24	+0,15	+0,01	+0,15	+0,12	+0,00	+0,12	-
7.	-	+0,12	+0,00	+0,12	-	-	-	-	-	-	-
Σ	+20,20	-6,20	-0,66	+6,73	+3,27	-0,75	-2,65	+8,65	-0,46	-8,28	+10,28
β		0,29	0,01	0,29	0,29	0,01	0,29	0,29	0,01	0,29	
1.	+30,45	-10,15	-	+10,15	+4,35	-	-4,35	+13,05	-	-13,05	+15,95
2.	-	-	-0,70	-	-	-0,80	-	-	-0,50	-	-
3.	-	+0,41	+0,01	+0,41	+0,46	+0,02	+0,46	+0,29	+0,01	+0,29	-
4.	-0,41	-	-	-0,46	-0,41	-	-0,29	-0,46	-	-	-0,29
5.	-	+0,23	+0,01	+0,23	+0,34	+0,01	+0,34	+0,23	+0,01	+0,23	-
6.	-0,23	-	-	-0,34	-0,23	-	-0,23	-0,34	-	-	-0,23
7.	-	+0,17	+0,00	+0,17	+0,22	+0,01	+0,22	+0,17	+0,00	+0,17	-
Σ	+29,28	-8,98	-0,66	+9,77	+4,73	-0,75	-3,85	+12,55	-0,46	-12,00	+14,90

10. ábra. Számítási vázlat részletezett számítás esetében

A fenti φ értékek birtokában a hevederek kezdeti nyomatókát a (2) képletekkel már számítani tudjuk. A számítás eredménye a II. alatti előjelszabály alkalmazása esetében :

Nyomaték- tényezők	A csomópont sorszáma				
	0	1	2	3	4
M_{12}	0	-0,7	-0,8	-0,5	0
M_{21}	0	-0,7	-0,8	-0,5	0

E nyomatékértékeket a 10. ábrán levő számítási vázlat második sorába írjuk be.

3. Megállapítjuk az egyes hevederállásokban a ΣM kiegyensúlyozatlan nyomatékösszeget

- 0,7	- 0,8	- 0,5
- 0,7	- 0,8	- 0,5
- 1,4	- 1,6	- 1,0

majd a (9) képletek szerint az egyensúlyozó nyomatékokat. Utóbbiakat a számítási vázlat harmadik sorába jegyezzük be.

4. Nyomatékátvitelt végzünk. Az átvitt nyomatékokat a számítási vázlat negyedik sorába írjuk be.

5. A megváltozott állapotban megfelelően újra megállapítjuk a kiegyensúlyozatlan ΣM nyomatékösszegeket :

- 0,32	- 0,28	- 0,20	- 0,32
- 0,46	- 0,41	- 0,29	- 0,46
- 0,78	- 0,69	- 0,49	- 0,78
- 1,18			

E nyomatékösszegek egyensúlyozó nyomatékai a számítási vázlat ötödik sorába kerülnek.

6. Nyomatékátvitelt végzünk és az átvitt nyomatékokat bevezetjük a számítási vázlat hatodik sorába.

7. Ismételten megállapítjuk a kiegyensúlyozatlan ΣM nyomatékösszegeket :

- 0,24	- 0,15	- 0,15	- 0,24
- 0,34	- 0,23	- 0,23	- 0,34
- 0,58	- 0,38	- 0,38	- 0,58
- 0,76			

Ezután a nyomatékegyensúlyozást, majd ismét nyomatékátvitelt végzünk, s e műveleteket felváltva addig ismételtetjük, amíg a kiegyensúlyozatlan nyomatékok jelentéktelen kicsinyekké nem válnak.

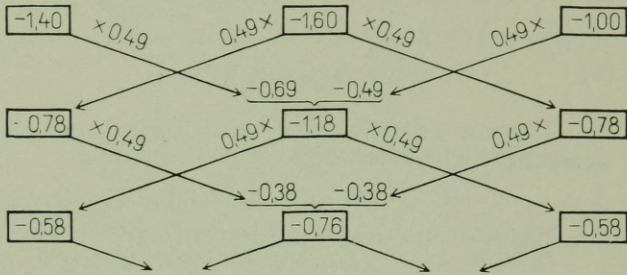
8. A nyomatékok számoszlopait összegezve azt találjuk, hogy a nyomatékértékek minden további igazítás nélkül is kellőképp kielégítik az egyensúlyi feltételeket. Ezért esetünkben az egyszerű nyomatékosztást és erőosztást mellőzhetjük, s a számítást lezárhatjuk.

V. A számítás egyszerűsítése

Az ismerttetett számítási eljárás a nyomatékegyensúlyozás és átvitel műveletének számos lépésben való ismétlését tette szükségessé, ami terhes számítási munkát jelent. Ezt a munkát

egyszerűsíthetjük, ha az egyensúlyzó nyomatékok egyenkénti meghatározását mellőzzük, s rögtön a kiegyensúlyozatlan nyomatékok összegét határozzuk meg. A számítás ily beosztása esetében a nyomatékegyensúlyozás műveletet csak egyetlen egyszer, a számítás legvégén kell elvégeznünk.

Ebben az esetben a kiegyensúlyozatlan nyomatékokat láncolatosan az alábbi módon számíthatjuk :



Mint látható, az egymás alatt álló bekeretezett számértékeket a — a ΣM kiegyensúlyozatlan nyomatékösszegeket — úgy kapjuk meg, hogy a szomszédos ilyen értékeket az illető hevederálláshoz tartozó $(\beta_{12} + \beta_{21})$ tényezővel megszorozzuk, majd az így nyert számértékeket összegezzük. Esetünkben a $(\beta_1 + \beta_2)$ tényező értéke minden hevederállásban : $0,20 + 0,29 = 0,49$ volt.

A kiegyensúlyozatlan nyomatékok a műveletek kellő számú ismétlése után a következők :

- 1,40	- 1,60	- 1,00
- 1,36 { - 0,78	- 1,94 { - 1,18	- 1,36 { - 0,78
- 0,58	- 0,76	- 0,58
- 0,66 { - 0,38	- 0,94 { - 0,57	- 0,66 { - 0,38
- 0,28	- 0,37	- 0,28
- 0,18	- 0,27	- 0,18
- 0,13	- 0,18	- 0,13
- 0,09	- 0,13	- 0,09
- 0,06	- 0,09	- 0,06
- 0,04	- 0,06	- 0,04
- 0,03	- 0,04	- 0,03
- 0,02	- 0,03	- 0,02
- 0,01	- 0,02	- 0,01
....		
- 4,02	- 5,34	- 3,62

A számítás még egyszerűbbé válik, ha felhasználjuk azt, hogy a fenti táblázatban két-két egymás alatt következő számérték összege mértani sort alkot. E sorok hányadosa :

$$\frac{- 0,66}{- 1,36} = 0,48, \quad \frac{- 0,94}{- 1,94} = 0,48, \quad \frac{- 0,66}{- 1,36} = 0,48$$

(pontosabb számítás esetében : 0,4802), tehát a sorok összege rendre :

$$\begin{aligned} - 1,40 - 1,36 \frac{1}{1 - 0,48} &= - 4,02, \\ - 1,60 - 1,95 \frac{1}{1 - 0,48} &= - 5,34, \\ - 1,00 - 1,36 \frac{1}{1 - 0,48} &= - 3,62. \end{aligned}$$

Megjegyzendő, hogy olyankor, amikor a tartónak több hevedere van, a számoszlopok nem

11. ábra. Számítási vázlat összevont számítás esetében

β		0,20	0,01	0,29	0,20	0,01	0,20	0,20	0,01	0,20	
1.	+21,00	-7,00	-	+7,00	+3,00	-0,80	-3,00	+9,00	-	-9,00	+11,00
2.	-	-	-0,70	-	-	-0,80	-	-	-0,50	-	-
3.	-	+0,80	+0,04	+0,80	+1,07	+0,05	+1,07	+0,72	+0,04	+0,72	-
4.	-0,80	-	-	-1,07	-0,80	-	-0,72	-1,07	-	-	-0,72
Σ	+20,20	-6,20	-0,66	+6,73	+3,27	-0,75	-2,65	+8,65	-0,46	-8,28	+10,28

β		0,29	0,01	0,29	0,29	0,01	0,29	0,29	0,01	0,29	
1.	+30,45	-10,15	-	+10,15	+4,35	-	-4,35	+13,05	-	-13,05	+15,95
2.	-	-	-0,70	-	-	-0,80	-	-	-0,50	-	-
3.	-	+1,17	+0,04	+1,17	+1,55	+0,05	+1,55	+1,05	+0,04	+1,05	-
4.	-1,17	-	-	-1,55	-1,17	-	-1,05	-1,55	-	-	-1,05
Σ	+29,28	-8,98	-0,66	+9,77	+4,73	-0,75	-3,85	+12,55	-0,46	-12,00	+14,90

lesznek tiszta mértani sorok, hanem ilyenkor egy-egy mértani sor felé konvergálnak. Az utóbbi esetben a mértani sorral való helyettesítés csak kellő számú lépés után engedhető meg.

A tartó számítási vázlatát az imént ismertetett egyszerűsített mód esetén a 11. ábra szemlélteti. Itt a számoszlopok első két sorában — úgy mint előbb — most is az övek, illetve hevederek kezdeti nyomatékai állanak. A harmadik, illetve negyedik sor viszont a kiegyensúlyozatlan értékek egyensúlyozó nyomatékait, illetve az átvitt nyomatékokat tartalmazza. A végleges nyomatékértékeket a számoszlopok összegrovata tünteti fel.

VI. Megjegyzések

Többtraktusos, emeletes keretek számítása-akor általában célszerű egyszerűsítést jelent az ún. helyettesítő tartó fogalmának bevezetése. Jelen esetben — a szerkezet egyszerű voltára való tekintettel — a helyettesítő tartó fogalmának bevezetése nem látszott indokoltnak, bár egyes számí-tási lépésekben e fogalom a háttérben itt is meg-húzódott.

Végezetül megjegyezzük, hogy egyes egyszerű terhelési esetekben a számítást analitikai úton célszerű elvégezni. A számításnak ezt a módját külön tanulmányban fogjuk ismertetni.

IRODALOM

1. Van Russelt: Constructions continues à barres droites. *Revue Universelle des Mines* 90, 1947. 9. sorozat, III. kötet, 10. füzet, 46 o.
2. Csonka: Analysis of Frames with Movable Joints. *Műegyetemi Közlemények*, Budapest, 1948. 2. füzet. 22. o.
3. Csonka: Calcul des poutres Vierendeel (Kerettartók számítása) *Építéstudományi Közlemények*, 1948. Okt.

4. V. Halász: Anschauliche Verfahren zur Berechnung von Durchlaufträgern und Rahmen (Ausgleich-verfahren) W. Ernst. u. Sohn. Borem 1951.
5. Csonka: Une contribution à la simplification de la méthode de H. Cross. *La Technique Moderne-Construction*, 1952. 7. 85. o.
6. Kupferschmid: Ebene und räumliche Rahmentragwerke. Springer, Wien, 1952.
7. v. Halász: Verfahren zur Berechnung von Rahmen-tragwerken nach Cross, Zaytzeff und Csonka. *Bauplanung und Bautechnik* 1952. 7. 11. o.
8. Oswald: Berechnung verschieblicher Rahmentragwerke nach dem Momentenausgleichverfahren. *Bau-technik* 1953. 30. 60. o.
9. Csonka: Berechnung verschieblicher Rahmentragwerke. *Bautechnik* 1954. 31. 401. o. és 1955. 32. 1. o.
10. Zaytzeff: Méthode de double relaxation. *La Tech-nique Moderne-Construction* 1954. 9. 353. o.
11. Robert—Musette: Le calcul des ossatures étagées a cellulés multiples, sous action du vent. *L'Ossature Métallique* 1954. 19. 609 o.
12. Robert—Musette: Le calcul des ossatures étagées a cellulés multiples, sous l'action du vent. *Acier-Stahl-Steel*, 1955. 20. 425. o.
13. Csonka: Über proportionierte Rahmen. *Die Bau-technik*, 1956. 33. 19. o.
14. Zschrift und Erwiderung. *Die Bautechnik*, 1956. 33. 33 o.
15. Mandl: Erweiterung der Methode Cross — Stockwerkrahmen mit geschossweise ungleichen Stielen. *Die Bautechnik* 1957. 34. 369. o.
16. Zaytzeff: La méthode de Hardy Cross et ses simpli-fications. 1957. Paris, Dunod.
17. Bechert: Bemerkungen zur Berechnung seiten-verschieblicher Rahmen mit dem Momentenaus-gleichverfahren. *Die Bautechnik*, 1958. 35. 40. o.
18. Oswald: Momentenausgleich bei schlechten Kon-vergenzverhältnissen, *Die Bautechnik*, 1967. 34. 59. o.
19. Mandl: Berechnung von verschieblichen Stockwerkrahmen mit Vouten nach dem Momenten-ausgleichverfahren. *Bauplanung u. Bautechnik* 1959. 13. 37. és 76. o.
20. Csonka: Vierendeel-Träger mit verhältnismässig biegsamen Wandstäben. *Bauplanung und Bau-technik*, 1960. 14. 310. o.

A mélyépítési sztatika néhány kérdése

SARKADI SZABÓ ISTVÁN

A mélyépítési szerkezetek — erőtanilag szempontból — jelentősen eltérnek a magasépítési és hídszerkezetektől. Már a terhelések felvételében is sokkal több a bizonytalanság és megbízhatóság, pontos számítások a szerkezetek erőjátékára sok esetben nem készíthetők, mert kidolgozott számítási módszer nem áll rendelkezésre. A tervezők ezért kénytelenek különböző közelítéseket alkalmazni.

A következőkben néhány sztatikai problémát és azok megoldását mutatjuk be.

I. Doboz alakú szerkezetek

A mélyépítésben a mértékadó terhelések túlnyomórészt térbeli jellegűek, mert pl. a földnyomás vagy víznyomás nem szokott nagyságrendileg jelentősen kisebb lenni a függőleges terheléshez képest. Ilyen terhelések felvételére természetesen olyan szerkezetekre van szükség, amelyek a térbeli erőhatásokra kedvezően alakíthatók ki és amellyel az esetek nagyrésztében a vízzáróság követelményét is kielégítik.

Derékszögű négyszög vagy poligon alakú alaprajzokra a szerkezetek kialakítása gyakran *dobozszerű*.

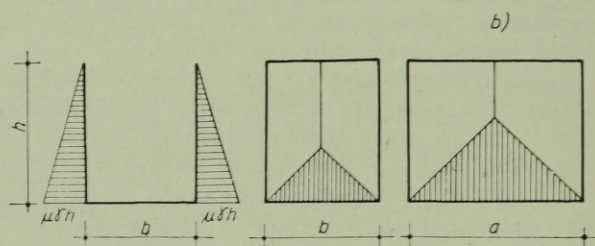
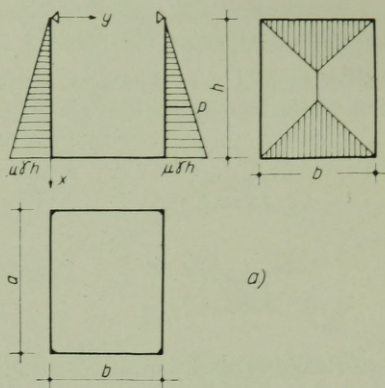
Ennek egy egyszerű formája az 1. ábrán látható. A földemeket a térszínti terhelés, belső technológiából eredő erők, talajreakció, esetleg víznyomás, az oldalfalakat pedig földnyomás, gyakran víznyomás is terheli. A földnyomás elosztása és a talajreakció nagysága és eloszlása természetesen a talajviszonyoktól függ.

Szabályos sokszög (pl. négyzet) alaprajz esetén a szerkezet erőjátéka analitikusan elég jól követhető, mert a függőleges élek mentén szimmetriaokok miatt teljes befogás van függetlenül attól, hogy a vízszintes élek menti befogás mekkora. Ennek számítása az irodalomban több helyen is megtalálható (1), (2). Ha azonban a doboz nem ennyira szabályos, vagyis vízszintes metszetben nem szabályos sokszög, a belső erők kiszámítása nehezebb, mert a függőleges élek menti befogás mértéke is ismeretlenné válik. Ezért kénytelenek vagyunk közelítéseket alkalmazni.

Vegyük szemügyre az 1. ábrán feltüntetett derékszögű négyszög alaprajzú dobozt. A számítás megkönnyítésére feltételezzük, hogy egy lemezen belül az inercianyomaték állandó. Az eljárás azonban értelemszerűleg alkalmazható változó inercia esetében is.

A dobozszerkezetek számítására F. J. NOZ (3) két módszert ajánl, amelyek alkalmasak arra, hogy az oldalfalak metszeti erőit meghatározzuk:

a) Az élek menti részleges befogásokat helyettesítsük teljes befogással. A teljesen befogott, tiszta csuklós, szabad szélű lemezek hajlítónyomatékai az irodalomból ismertek, megtalálhatók pl. NOZ (3) könyvében is. Ily módon a mezőközepeken és a támaszok helyén a nyomatékok ismertté válnak.



1. ábra. Felül nyitott dobozszerkezet.

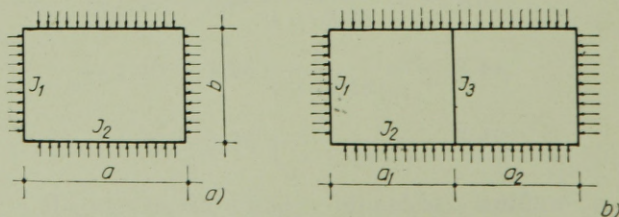
Terhelés szétoztása: a) felső él megtámasztva, b) felső él szabad

Ezenkívül a szomszédos oldallemezek támaszerőit saját síkjukban is terhelik a lemezeket. Mivel ezek hatása jóval kisebb, mint a hajlítónyomatékoké, a húzó és nyomóerők számításakor elegendő az élek és a szögfelezők által határolt területekre eső terhelést figyelembe venni. Ezeket a területeket az 1. ábrán felül megtámasztott és felül szabadszélű dobozok esetében feltüntetjük.

A módszer lényegileg megegyezik a KPM által 1951-ben jóváhagyott H. 1. sz. Vasúti Hídszabályzat 7.42811 pontjában max 4 m fesztávigg engedélyezett eljárással. Szimmetrikus dobozok esetén, ahol a geometriai és a terhelési visznyok szimmetriája miatt a teljes befogásra vonatkozó kritériumok teljesítve vannak, az eredmények elég pontosak, más esetekben azonban nem.

b) Téglalap alaprajzú és különböző inerciájú lemezekből álló dobozok esetében NOZ azt ajánlja, hogy a függőleges irányú teherbírást ne vegyük figyelembe és csak vízszintes irányban méretezzük a szerkezetet, de természetesen a teljes terhelésre, függőleges irányban pedig becsült vasalást alkalmazzunk.

A 2/a ábra egy téglalap alaprajzú doboz vízszintes metszetét tünteti fel. A terhelés minden



2. ábra. Dobozszerkezetek vízszintes metszetei

oldalon azonos (földnyomás) és ezért a két irányú szimmetria miatt a sarokponti nyomatékok megegyezők

$$-M_i = \frac{p}{12} \frac{a^3 I_1 + b^3 I_2}{a I_1 + b I_2}$$

a mezőnyomatékok pedig

$$+M_a = \frac{p \cdot a^2}{8} + M_i$$

$$+M_b = \frac{p \cdot b^2}{8} + M_i$$

A 2/b ábrán a terhelés azonos, de közbenső válaszfal is van. A saroknyomatékok legegyszerűbben a nyomatékosztás módszerével határozhatók meg.

Ez a módszer magas dobozokra kielégítő pontosságú, tehát ha $h \cong 2a$, akkor nyugodtan alkalmazható. Alacsony dobozok esetében azonban nemcsak gazdaságtalan lehet, de előfordul, hogy éppen a függőleges irányban nagy a lemez teherbírása, amit e módszer nem is vesz figyelembe, ezért tehát helytelen méreteket eredményez.

Amint fentiekből kitűnik, e módszerek alkalmazási lehetősége igen korlátozott. Jobban követhetjük azonban a dobozszerkezetek erőjátékát, ha az egyes lemezek hajlításból eredő alakváltozását is figyelembe vesszük (a normálerők hatását az alakváltozások számításakor elhanyagoljuk). A dobozt x és y irányban felvett keretekkel helyettesítjük és a terhelést úgy osztjuk szét e két irány között, hogy a lehajlások mezőközepeken egyenlők legyenek mindkét irányban. Ezt természetesen nehéz egy lépésben elvégezni, de többen elég könnyen megoldható az alábbi módon.

1. közelítés

A részleges befogásokat teljes befogásokkal helyettesítjük és a dobozt x és y irányú keretekre bontjuk fel. Ezen keretek terhelését úgy állapítjuk meg, hogy a lehajlások értéke mezőközepeken mindkét irányban egyenlő legyen. A terhelés szétbontásának feltételei tehát

$$p_{x1} + p_{y1} = p$$

$$p_{x1} \eta_{x1} = p_{y1} \eta_{y1} \tag{1}$$

ahol p — adott külső terhelés,
 p_x — x irányú keret terhelése,
 p_y — y irányú keret terhelése,
 η_x — $p = 1$ -ből lehajlás az x irányú kereten mezőközépen,
 η_y — $p = 1$ -ből lehajlás az y irányú kereten mezőközépen.

η_x és η_y értékeit egyenletesen megoszló és lineárisan változó terhelés (p_{max} a befogás helyén van felvéve) hatására az alábbiakban adjuk meg (a táblázatban megadott értékek szorzandók

$$\frac{l^4}{EI} \text{-vel})$$

Tartó típus	$p = 1$	$p = 1 \frac{x}{l}$ ill. $1 \frac{y}{l}$
Konzoltartó	$\left\{ \frac{17}{384} \sim \frac{1}{22,6} \right.$	$\frac{49}{3840} \sim \frac{1}{78,5}$
Kéttámaszú végein csuklós	$\left\{ \frac{5}{384} \sim \frac{1}{76,8} \right.$	$\frac{5}{768} \sim \frac{1}{153,6}$
Kéttámaszú egyik végén csuklós másik végén befogott	$\left\{ \frac{1}{192} \right.$	$\frac{9}{3840} \sim \frac{1}{426}$
Kéttámaszú két végén befogott	$\left\{ \frac{1}{384} \right.$	$\frac{1}{768}$

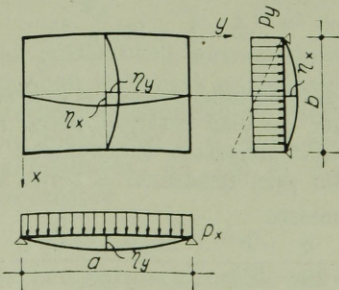
(2)

Az így számított p_x , p_y , p_z terhelésekkel (fenéklemezen is) az x és y irányú kereteken pl. a nyomatékosztás módszerével meghatározzuk a sarokponti nyomatékokat $-M_{x1}$, $-M_{y1}$, $-M_{1-t}$, majd ezek birtokában a mezőnyomatékokat. Utóbbiak a 3. ábra jelöléseivel pl. x irányban lemez-középen egyenletesen megoszló terhelésre

$$+M_{xi, i-1} = \frac{p_x l_i^2}{8} + \frac{M_{xi-1} + M_{xi}}{2}$$

és lineárisan változó terhelésre :

$$+M_{xi, i-1} = \frac{p_x l_i^2}{16} + \frac{M_{xi-1} + M_{xi}}{2}$$



3. ábra. Kétirányban teherbíró lemez helyettesítése kéttámaszú tartókkal

2. Közelítés

Az első közelítésből kapott nyomatékokkal meghatározzuk mezőközepeken a lehajlásokat és ha nagy az eltérés, ezek alapján újra szétosztjuk

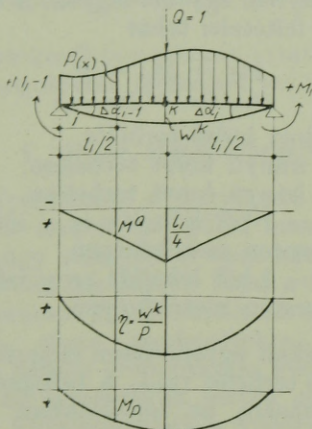
a terheléseket p_{x2} , p_{y2} -re a következő feltételekkel:

$$p_{x2} + p_{y2} = p \quad (3)$$

$$p_{x2} \cdot \eta_{x2} = p_{y2} \cdot \eta_{y2}$$

ahol a betűk jelentése az (1) képletekben alkalmazottakhoz hasonló.

η_{x2} , η_{y2} számítása az alábbi módon történhet (az egyszerűség okáért csak az x irányra írjuk fel) konzoltartón: $\eta_{x2} = \eta_{x1}$, mert a befogás szükségserűleg mindig tökéletes kell, hogy legyen; kéttámaszú tartón pedig a virtuális munkák egyenlősége alapján határozhatjuk meg. A 4. ábrán



4. ábra. Kéttámaszú tartó középkeresztmetszetére lehajlási hatására meghatározása

egy kéttámaszú tartót tüntettünk fel, amelyet $p(x)$ megoszló teher, a támaszerők és M_{i-1} , M_i támaszponti nyomatékok terhelnek. A tartó középkeresztmetszetének lehajlási hatásábrája $\eta = \frac{w^k}{P}$ a Maxwell tétel szerint megegyezik a K

keresztmetszet felett alkalmazott $Q = 1$ segéderő hatására keletkezett lehajlási ábrával. Ezen $Q = 1$ segéderő hatására a tartón M^Q nyomatékok $\frac{M^Q}{EI}$ megoszló szögforgások és $\Delta\alpha_{i-1} = \Delta\alpha_i = \frac{Ql_i^2}{16EI}$ támaszponti szögforgások keletkeznek,

tehát a virtuális munkák tétele szerint

$$\int \frac{M_p M^Q}{EI} ds + M_{i-1} \cdot \Delta\alpha_{i-1} + M_i \Delta\alpha_i = \int p(x) \frac{w^k}{P} ds$$

ahol M_p a $p(x)$ terhelés hatására keletkező nyomatékot jelenti, az első integrál pedig a két végén csuklósan alátámasztott kéttámaszú tartó lehajlása közepén $p(x)$ hatására. A teljes lehajlás $p = 1$ terhelésre

$$\eta_{x2} = \frac{5}{384} \frac{l^4}{EI} + \frac{M_{xi-1} + M_{xi}}{p_{x1}} \frac{l^2}{16EI} \quad (4)$$

$p = 1 \frac{x}{l}$ terhelésre

$$\eta_{x2} = \frac{5}{768} \frac{l^4}{EI} + \frac{M_{xi-1} + M_{xi}}{p_{x1}} \frac{l^2}{16EI}$$

A támaszponti nyomatékok első közelítésben meghatározott értéke természetesen zérus is lehet,

pl. egyik végén befogott, másik végén csuklósan alátámasztott tartó esetében.

p_{x2} , p_{y2} terhelések birtokában ismét nyomátékosztást hajtunk végre és meghatározzuk a sarokponti nyomatékokat.

3. közelítés

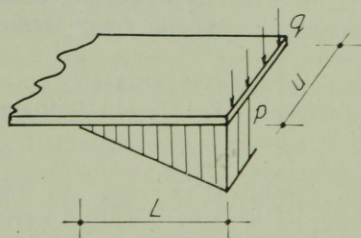
A második közelítés megismétlése (helyesebben ehhez hasonló eljárás elvégzése) a második közelítéssel kapott nyomatékok felhasználásával.

Az eljárás elég jól konvergál. A legtöbb esetben elegendő csupán az első két közelítés elvégzése és természetesen ellenőrzésképpen a 3. közelítéshez szükséges lehajlásszámítási rész. Kis gyakorlattal sokszor már az első közelítés is kielégítő pontosságú lehet, ha azt az alábbi korrigált módon hajtjuk végre:

1. korrigált közelítés:

A (2) lehajlásértékek tökéletes befogásokra vonatkoznak. A doboz geometriai adatainak birtokában azonban előre megbecsülhetjük a befogás mértékét és a (2) lehajlásértékeket ennek megfelelően korrigáljuk, vagyis a (2) szerinti szorzók értékét módosítjuk a befogások becsült mértékének megfelelően. Ezért adtuk meg mindenütt a jobban kezelhető közelítő értéket is. A korrekció helyes volta a 2. közelítéshez szükséges lehajlásértékek kiszámításakor úgyis kiadódik, ha nem jól becsültük meg, az eljárást folytatjuk és a második közelítést is elvégezzük.

A bemutatott a), b) és c) eljárásoknál természetesen a fenéklemez is a ráható külső terheléssel szerepel. Ez ritkán tételezhető fel egyenletesen megoszlónak, csak kis fesztáv, nagy talajvíznyomás esetleg átázott vízenyős talaj esetében lehetséges. Rugalmas hajlékony lemezek méretezésekor — nem túlzott átázás esetében — jól alkalmazhatjuk a Kögler—Scheidig- (4) féle közelítést, amely szerint egy rugalmasan felfekvő gerendánál $\lambda \geq 4$ esetében a talajreakciók megoszlása az 5. ábra szerinti, ahol $\lambda = B/L$, B —



5. ábra. Talajreakciók eloszlása hajlékony alaperendán

tartóhossz, $L = \sqrt{\frac{4E_0I_0}{Cu}}$; E_0 — az alaperenda rugalmassági modulusa, I — az alaperenda inerciája, C — ágyazási tényező. Ilyen talajnyomás-eloszlásra (vagy esetleg másra) a (2) alatti lehajlásértékeket természetesen ki kell számítani.

II. Dobozok piramis alakú fenékkal

A 6. ábrán vázolt gúla vagy csonka gúla alakú fenéklezárás erőtanilag általában lényegesen kedvezőbb, mint a sík fenéklemez. Szerkezeti

kialakítása (vasalása) valamivel nehezkesebb, de nagyon gazdaságos lehet pl. talajvíznyomás, kedvezőtlen talajviszonyok és más olyan esetekben, amikor ezt az építendő műtárgy üzemeltetési technológiája megkívánja (pl. ülepítők). Az alábbi közelítő eljárás a négyzetes gúla falaira érvényes, rá merőleges, egyenletesen megoszló terhelést feltételezve. Kisebb módosításokkal azonban más alaprajz és más terhelés esetében is alkalmazható.

A gúla falai háromszög (vagy trapéz) alakú lemezeknek tekinthetők, amelyeket síkjukra merőleges külső terhelés hajlításra és a szomszédos gúlasíkok húzás-nyomásra vesznek igénybe. Az egyes gúlasíkokat a szomszédos síkok támasztják meg és ezek okozzák a húzó nyomó-igénybevételt. Az alkotómenti ferde éleknél a befogás szimmetria okok miatt teljes, a vízszintes élek mentén azonban részleges is lehet, de teljes befogást tételezünk fel a vízszinteseknél is, mert a gúla falai általában kisebbek, mint a függőleges falak, és így a teljes befogás sokszor biztosítva is van. A hajlítónyomatékokat tehát az adott külső terhelésből a háromszögű vagy trapéz alakú, kerületén befogott lemezek szerint számítjuk. Trapéz szerint változó terhelésből téglalap alaprajzú doboz esetében a következőképpen számítunk

$$+M_b = \frac{1}{32} p_M D^2 = -M_{ib}^b$$

$$+M_a = \frac{1}{32} p_M D_1^2 = -M_{ia}^b$$

$$-M_{ib}^o \sim 0$$

Az egyes betűk értelmezése a 7. ábrán látható.

A gúlasíkokra ható, valamint az élek mentén felveendő normál erők a következő erőfelbontásból számíthatók

$$\bar{R}_{AOK} = (\bar{H}_2' \bar{S}_1) = (\bar{H}_2' \bar{H}_1' \bar{N}_1)$$

analóg módon

$$R_{AOK'} = (\bar{H}_1' \bar{S}_2) = (\bar{H}_1' \bar{H}_2' \bar{N}_2)$$

tehát az ABO ill. ADO lemezre ható normálerők eredője a következő lesz (négyzet alaprajz esetén $R_{AOK} = R_{AOK'} = R$)

$$\begin{aligned} -H_{ABO} &= H_1' + H_1'' = \frac{R}{\sin \alpha} + S_1 \operatorname{tg} \beta = \\ &= R \left(\frac{1}{\sin \alpha} + \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} \right) \end{aligned}$$

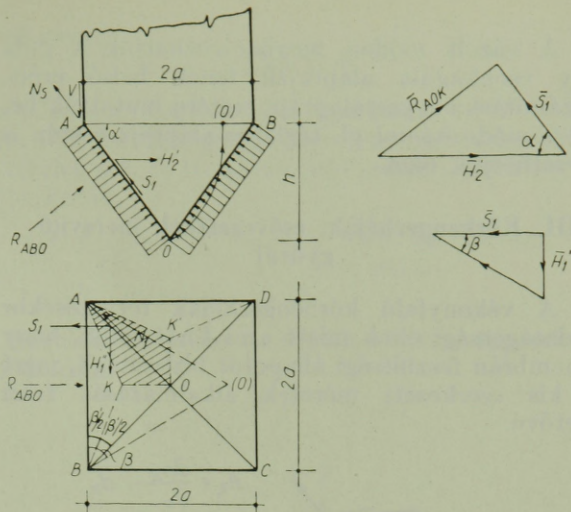
és az AO gerinc maximális normálerője

$$\begin{aligned} -N_{AO} &= N_1 + N_2 = 2 N_1 = \\ &= \frac{2 S_1}{\cos \beta} = R \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha \cdot \cos \beta} \end{aligned}$$

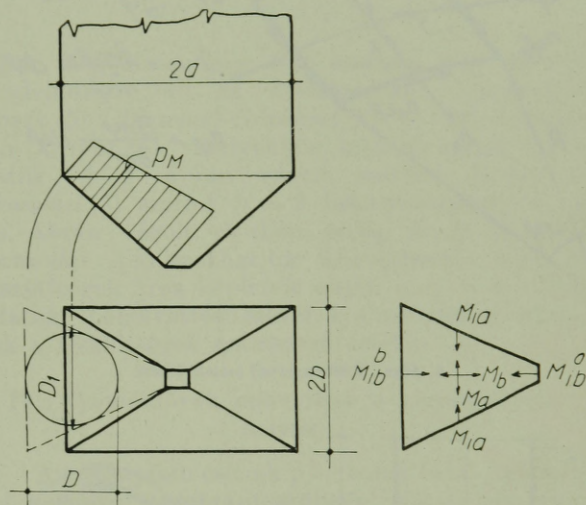
továbbá az AB, ill. AD gerincekre ható húzóerő

$$+N_{AB} = \frac{N_{AO} \cos \gamma}{\sqrt{2}} = R \frac{\sqrt{2} \cos \gamma}{\operatorname{tg} \alpha \cos \beta}$$

A jelölések a 6. ábrán láthatók, γ pedig AO-él hajlásszöge a vízszintes síkhoz. Ezen képletekbe behelyettesítve a szögfüggvények értékeit, a kö-



6. ábra. Gúlaalakú fenékkiképzés erőjátéka



7. ábra. Csonka gúla alakú fenék hajlítói igénybevételei

vetkező egyszerű alakok adódnak ki:

$$-H_{ABO} = R \left(\frac{\sqrt{a^2 + h^2}}{h} + \frac{a^2}{h \sqrt{a^2 + h^2}} \right)$$

$$\begin{aligned} -N_{AO} &= 2 R \frac{a}{h} \sqrt{\frac{2a^2 + h^2}{a^2 + h^2}} \\ +N_{AB} &= 2 R \frac{a^2}{h \sqrt{a^2 + h^2}} \end{aligned}$$

Az egyes gúlasíkokra természetesen az esés-vonalak irányában is hatnak normálerők a felette levő dobozszerkezet oldalfalainak reakcióiból.

Ezek az erők közelítőleg a 6. ábra szerint ABK területből számíthatók, az AB él mentén vett vektori összegezésből

$$(\bar{R}_{ABK}, \bar{V}, \bar{N}_s) = 0.$$

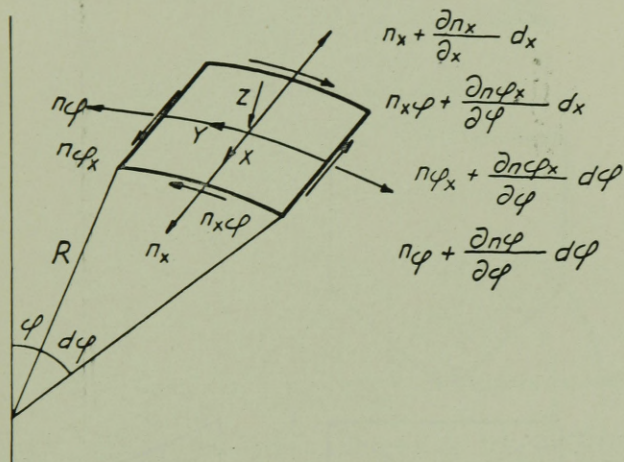
A fentiekben meghatároztuk az élek menti erők eredőit. A valóságban ezek megoszló erők. A megoszlások a 6. ábrán vonalkázott területek alapján lineárisaknak vehetők és így egyszerűen megkaphatók, ha szükségesek. Pl. az élmenti húzóerőre.

$$n_{AO} = \frac{2 N_{AO}}{\sqrt{2a^2 + h^2}}$$

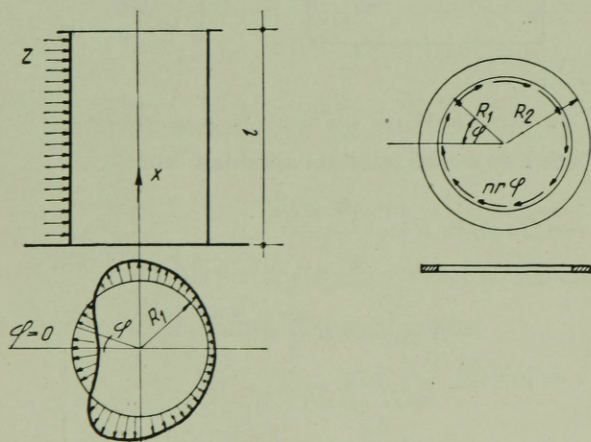
A vázolt módon meghatározhatjuk a gúla vagy csomagú alaprajzú fenék belső erőit. A számítást négyzet alaprajz esetére mutattuk be, de kis módosítással pl. téglalap alaprajz esetén is levezethetjük őket.

III. Körhengerhéjak, csővezetékek merevítő gyűrűi

A vékonyfalú körhengerhéjak tervezésekor gazdaságossági okok miatt arra törekszünk, hogy a membrán feszültségi állapotot biztosítsuk, mert ez kis szerkezeti méretek alkalmazását teszi lehetővé.



8. ábra. Körhengerháj membránérői



9. ábra. Felül gyűrűvel merevített körhengerháj hűtőtorony

A körhengerháj membránelmélet szerinti differenciálegyenletei a következők:

$$\begin{aligned} n_{\varphi} &= -Zr \\ \frac{\partial n_{x\varphi}}{\partial x} + \frac{1}{r} \frac{\partial n_{\varphi}}{\partial \varphi} &= -X \\ \frac{\partial n_x}{\partial x} + \frac{1}{r} \frac{\partial n_{\varphi}}{\partial \varphi} &= -Y \end{aligned}$$

ahonnan a háj metszeti erőit a következőképpen fejezhetjük ki

$$n_{\varphi} = -Zr$$

$$n_{x\varphi} = - \int \left(Y + \frac{1}{r} \frac{\partial n_{\varphi}}{\partial \varphi} \right) dx + C_1(\varphi) \quad (5)$$

$$n_x = - \int \left(X + \frac{1}{r} \frac{\partial n_{\varphi}}{\partial \varphi} \right) dx + C_2(\varphi)$$

a jelzések a 8. ábrán láthatók, X, Y, Z a terhelés koordinátái hengeres koordináta rendszerben. Ezen összefüggésekből mindenesetre kitűnik, hogy egyrészt az X, Y, Z terhelésnek, másrészt a kerületi feltételeknek is folytonos függvényekkel jellemezhetőeknek kell lenniük, végül két integrációs állandó van, tehát a membránelmélet szerint csak két kerületi feltétel kielégítése lehetséges.

A 9. ábrán egy vasbeton hűtőtorony látható. Alul csuklósan támaszkodik, felül pedig körgyűrűalakú tárcsával van merevítve. A hajat $X = 0, Y = 0, Z = (-0,3 + 0,5 \cos \varphi + 0,8 \cos 2\varphi) \cdot p$ szélerők és a támaszerők terhelik. A kerületi feltételek: $x = l$ helyen $n_x = 0$, és a keresztmetszet kör marad. Ezek alapján a membránérők meghatározhatók az (5) jelzésű összefüggések segítségével. A merevítő gyűrű helyén $n_{x\varphi}$ membránérők értékei

$$n_{x\varphi} = -A \sin 2\varphi$$

ahol A a terhelésből és a háj geometriai adataiból számítható állandó. Z irányú erő nem hat a hájra a merevítő gyűrű helyén, bár a szemlélő első pillanatban azt várta volna, hogy a gyűrű a hajat nyomni fogja.

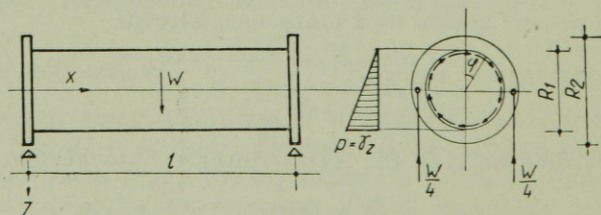
A gyűrűt csupán $n_{x\varphi}$ reakciója terheli, külső erő nem.

A hajat és a gyűrűt vékonyknak tekintjük és így $n_{x\varphi}$ -t a belső kerületen hatónak tételezhetjük fel. Mivel külső erő nem hat a gyűrűkre, az n_{φ} erőknél, amelyeket az előbbi feltételezéssel $n_{x\varphi}$ -vel megegyezőnek vehetünk, önmagukban egyensúlyban kell lenniük. Írjuk fel a $\varphi = 0$ menti vetületösszeget

$$\begin{aligned} R_1 \int_0^{2\pi} n_{r\varphi} \cdot \sin \varphi d\varphi &= \\ = AR_1 \int_0^{2\pi} \sin 2\varphi \cdot \sin \varphi d\varphi &= \\ = AR_1 \int_0^{2\pi} (\sin \varphi - \sin^3 \varphi) d\varphi &= 0 \end{aligned}$$

Az egyensúly tehát valóban fennáll. A gyűrű kerületi feltételei a következők

$$\begin{aligned} r = R_1 \quad \sigma_r &= 0, \quad \tau_{r\varphi} = +A \sin 2\varphi \\ r = R_2 \quad \sigma_r &= 0, \quad \tau_{r\varphi} = 0. \end{aligned}$$



10. ábra. Kéttámaszú vízzel töltött csőhid

A 10. ábrán egy kéttámaszú csőáthidalás látható. A vízzel töltött csővezeték egy patakot keresztez. A csővezeték a csőben levő víz súlya és a támaszerők terhelik (az önsúlyt elhanyagoljuk).

A támaszok helyén a cső megszakad és így a cső önállóan kezelhető. Jelöljük a csőben levő összes víz súlyát W -vel. A körhengerháj terhelése tehát

$$X = Y = 0, \quad Z = \gamma R_1 \cdot \cos \varphi$$

A kerületi feltételek pedig a következők

$$x = 0, \quad x = l \text{ helyeken} \quad n_x = 0$$

Ezeket az (5) összefüggésekbe behelyettesítve, a gyűrűk helyén

$$n_x \varphi = \frac{\gamma R_1 l}{2} \sin \varphi = A \sin \varphi$$

érintőmenti membrán csuszátóerők adódnak. A gyűrűt természetesen — $n_{x\varphi}$ érintőmenti erő (illetve a gyűrű és a héj vastagságát kicsinek tételezve fel ez $n_{r\varphi}$ -vel helyettesíthető) és $W/4$ támaszerők terhelik. Ezeknek egyensúlyban kell lenni, amit a $\varphi = 0$ menti vetületösszeg igazol is, ugyanis

$$R \int_0^{2\pi} n_{x\varphi} \sin \varphi \cdot d\varphi = \frac{\gamma R_1^2 l}{2} \int_0^{2\pi} \sin^2 \varphi d\varphi =$$

$$= \frac{\gamma R_1^2 l}{4} \int_0^{2\pi} (1 - \cos 2\varphi) d\varphi = \frac{\gamma R_1^2 \pi}{2} l = \frac{W}{2}$$

A támaszerőkből tehát a csőre most sem adódnak át Z irányú erőhatások (legalábbis a deformációk figyelembevételével számítható másodrendű hatásokat nem véve figyelembe). A kerületi feltételek a következők

$$r = R_1 \text{ kerületen} \quad \sigma_r = 0, \quad \tau_{r\varphi} = A \sin \varphi$$

$$r = R_2 \text{ kerületen} \quad \sigma_r = 0, \quad \tau_{r\varphi} = 0.$$

Megemlíthető, hogy a gyűrűre akkor is szükség van, ha pl. a cső egy alsó félkerületen fekszik fel, mert ez sem biztosít a teljes kerület mentén folytonos megtámasztást, tehát membrán erőkkel nem egyensúlyozható.

A gyűrű metszeti erőinek meghatározása a 9. és 10. ábrán feltüntetett esetekben egyaránt a következő differenciálegyenlet megoldására vezet-

hető vissza

$$\Delta \Delta F = 0$$

ahol Δ = a Laplace-féle operátort és F = az Airy-féle feszültségfüggvényt jelentik. A kerületi feltételek a 9. és 10. ábrán feltüntetett esetekben a következők

$$r = R_1, \quad \sigma_r = 0, \quad \tau_{r\varphi} = + A \sin 2\varphi \quad \text{illetve} \\ - A \sin \varphi$$

$$r = R_2, \quad \sigma_r = \tau_{r\varphi} = 0$$

a feszültségek pedig a következő összefüggésből adódnak ki

$$\sigma_r = \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r}$$

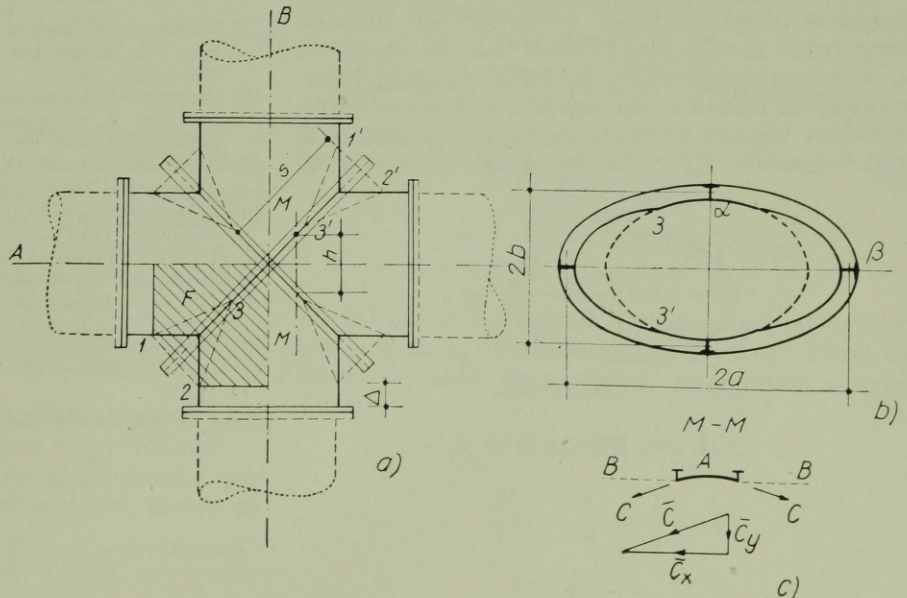
$$\sigma_\varphi = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2}$$

$$\tau_{r\varphi} = - \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \varphi} \right)$$

Ezek megoldása igen sok esetben már készen rendelkezésre áll az irodalomban. Ajánlhatók Roark (5), Biezeno—Grammel (6) és Muskhelishvili (7) munkái, amelyekben kész formulák találhatók. A 9. ábrán vázolt esetben Biezeno—Grammel (6) szerint $n = 2$ behelyettesítésével, a 10. ábrán vázolt esetben pedig Roark (5) kész formuláit alkalmazhatjuk közvetlenül. Ezek a feszültségek kész képleteit adják meg és a számadatokat behelyettesítésével közvetlenül megkapjuk a feszültségek számszerű értékét.

IV. Nyomócsövek merevítése a keresztveződés helyén

A vékonyfalú csövek $p = \text{const}$ belső nyomással terhelve membránfeszültségi állapotban vannak, csak $\sigma_r = p r$ gyűrűfeszültségre kell ezeket méretezni. Ha azonban pl. csőelágazásnál, csőkeresztveződésből a körkeresztmetszetet meg kell szakítani, hajlítógénybevétel lép fel. A 11. ábra egy csőkeresztveződést (elosztó) ábrázol. Ha a vízfolyás üzemszerűleg egyenes vonalban áramlik,



11. ábra. Csőkeresztveződés

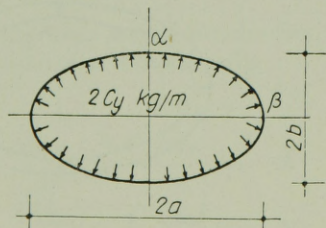
akkor a teljes vonallal jelölt alak, ha pedig a víz A -ból B -be gyakran áramlik, hidrodinamikai okok miatt a pontozott vonallal bejelölt szerinti lesarkított alak a szokásos. A 11/b ábrán egy átlós metszet látható. Tiszta kereszteződésben (teljes vonal az alaprajzban) a metszsvonal ellipszis alakú, a lesarkított keresztezésben pedig a 3 és 3' pontokban törés is keletkezik.

A kereszteződés helyén a csőfalban nyilván hajlítás is van. Kis átmérőjű csövek falvastagságai szerkezeti, gyártási okok miatt általában túlzottak (pl. gázcsövek), ezért sok esetben elbírják a hajlításból eredő túligénybevételt. Nagyobb méretek és nyomások esetében azonban a cső falvastagságát a gyűrűfeszültségre való méretezés alapján választjuk meg. Ezek a kereszteződésekben fel-lépő nagy hajlítói igénybevételt már nem bírják el, mert gyűrűfeszültségre ki voltak használva. Szükségessé válik, ezért a hajlítás hatását merevítő elemek segítségével csökkenteni.

A vascsövekre az átlós metszetben hegesszük fel a 11/b ábrán bejelölt merevítő gyűrűket. Az ábrán egy $M-M$ metszetet is bejelöltünk. A teljes vonal az A a pontozott vonal a B csövet ábrázolja. A merevítő ív a metszsvonalakat merevvé teszi és így az A cső köríves szakasza kétsuklós ívnek tekinthető. Ez erőtanilag jóval kedvezőbb, mert hajlítás csak a parabola és a körív közti különbségből lép fel, ami lapos körívекnél elhanyagolható.

Ha a merevítő íven keletkező csuklóreakciókat C -vel jelöljük, a $\bar{C} = (\bar{C}_x, \bar{C}_y)$ vektori felbontásból kiszámíthatjuk az ívet terhelő C_y erőt és a B csövet alkotóirányban igénybevevő C_x húzóerőt. B cső alkotóirányú merevségét biztosíthatjuk, ha a csővégek Δ távolságát elég nagyra vesszük. Ha hegesztett csőkötéssel folytatódik a cső tovább, ez a feltétel pl. eleve teljesítve van.

Az $M-M$ metszetben bejelölt körív vízszintes vetületére ható nyomóerő $C_y = p \cdot h$ az ívre ható terhelést adja meg (11. ábra). Ehelyett azonban közelítőleg a vonalkázott területre ható nyomóerővel számolunk, de egyenletesen elosztva egy negyed ellipsziskerület mentén. Ezt a terhelést a számítás megkönnyítése érdekében az ellipszis tengelyére merőlegesnek tételezzük fel. Magának a csőkereszteződésnek a teherbírását pedig elhanyagoljuk. Ennek a módszernek jóságát a közelmúltban végzett tervezés és kísérlet során sikerült beigazolni. Egy 1200 mm átmérőjű nyomócső



12. ábra. Elliptikus gyűrű

kereszteződését (lesarkított kivitel) ilyen elliptikus gyűrűvel erősítettük meg 3-at túlnyomásra és mértük a gyűrű deformációját. Az eredmények kedvezők voltak.

A merevítő gyűrűt elliptikus gyűrűnek tekintjük, amit $2C_y$ egyenletesen megoszló, kerületre merőleges erőrendszer terhel (12. ábra). A belső erők meghatározása lényegesen bonyolultabb, mint körgyűrű estében. A megoldandó differenciálegyenlet ugyanaz, kerületi feltételei is hasonlóan felírhatók, mint a körgyűrű esetében. Ezek kielégítése azonban bonyolultabb, ezért szokás a F feszültségfüggvény helyett komplex potenciált bevezetni és a Z elliptikus gyűrűtartományt a

$$z = R \left(\xi + \frac{m}{\xi} \right), \quad R > 0 \quad m > 0$$

függvénnyel a körgyűrű ξ tartományába konform módon leképezni. Így a probléma sokkal egyszerűbbé válik. Több esetben kész megoldások állnak rendelkezésre az irodalomban. Jelen esetben éppen azért választottuk a 12. ábrán vázolt terhelési esetet, mert erre kész megoldás található L'HERMITE (8) szilárdságtan könyvében. A hajlítónyomatékokat adja meg α és β pontokban az alábbi módon

$$\begin{aligned} M\alpha &= -\beta p \cdot a^2 \\ M\beta &= +\gamma p \cdot a^2 \end{aligned}$$

ahol a β és γ tényezők értékei az alábbiak:

b/a	0	1.25	1.66	2.00	2.50	3.33
β	0	0,13	0,39	0,63	1,05	1,93
γ	0	0,15	0,50	0,87	1,58	3,13

A 11. ábrán a gyűrű övlemez hegesztett szelvényű. Természetesen megoldható lemezből is kivágva nagyobb magassággal.

A csőkereszteződések, csőbekötések erőjátéka számítással elég nehezen követhető, ezért nagy nyomás és nagy méretek esetén kívánatos a méretek helyességét még a gyárban, kísérletileg próbanyomással és deformációméréssel ellenőrizni.

IRODALOM

- (1) Márkus: Tölcséres szűrőderítő sztatikai méretezése és alapozása. *Mélyépítéstud. szemle*, 1959. 308—322. old.
- (2) Telekes—Schumiczky: Dobozalakú műtárgyak méretezése a nyomatókosztás módszerével. *Magyar építőipar*, 1960. 79—88. old.
- (3) Noz: Réservoirs en silo's van gewapend en voorgespannen beton. *Amsterdam*, 1956. 114—133. old.
- (4) Kögler—Scheidig: Baugrund und Bauwerk. III. Auflage, 1941.
- (5) Roark: Formulas for stress and strain. III. Edition, 1954. 156—162. old.
- (6) Biezeno—Grammel: Technische Dynamik. II. Auflage, 1953. I. Band, 456—464 old.
- (4) Muskhelishvili: Some basic problems of the mathematical theory of elasticity. Groningen Noordhoff, 1953.
- (8) L'Hermite: Résistance des matériaux, Paris, 1954. 391. old.

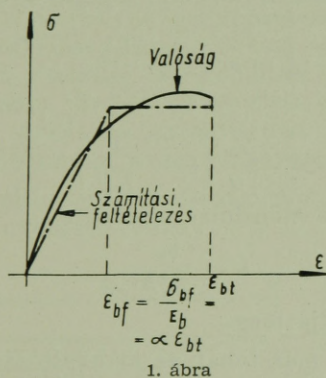
I. Bevezetés

Rácsos tartók sztatikai számításakor a csomópontokban súrlódásmentes csuklókat tételezünk fel. E feltevés elfogadható voltát acélszerkezetek esetében az alkalmazott anyag képlékeny tulajdonságai igazolják. Vasbeton rácsos tartók esetében azonban a beton ridegsége miatt jogos kételyek merülnek fel e feltételezés helyességéről. Egyes szerzők szerint a vasbeton rácsos tartó merev csomópontjaiban jelentékeny hajlító igénybevétel keletkezhet. Ennek alapján megállapítják, hogy e hatások általában nem hanyagolhatók el oly módon, mint acélszerkezetek esetében.

Arra a kérdésre kívánunk elméleti alapon választ adni, hogy a szokásos vasbeton rácsostartó méretek mellett alkalmazhatjuk-e az acélszerkezetek számításakor szokásos ideális csomópont feltételezést. Ehhez először felállítjuk mindazokat az összefüggéseket, amelyek a beton képlékeny alakváltozási tartálékainak figyelembevétele mellett e vizsgálat elvégzéséhez szükségesek, majd felhasználjuk ezeket a rácsostartó nyomott rúdjinak vizsgálatára.

II. Kiindulási feltevések

1. A betont ideálpasztikus anyagnak tekintjük. Az idealizált feszültség-nyúlásdiagramot az 1. ábra mutatja be.



1. ábra

2. Feltesszük, hogy a keresztmetszetek a rugalmassági határon túl is síkok maradnak és a törés akkor következik be, mikor a keresztmetszet bármelyik része eléri a beton törési nyúlását. E feltevés lehetővé teszi, hogy fiktív feszültségek és a beton rugalmassági modulusa segítségével alakváltozási összefüggéseket írjunk fel.

3. A nyomott rúd vizsgált keresztmetszetéről feltételezzük azt, hogy az húzó igénybevételek felvételére alkalmatlan.

4. A vizsgált rúd nem stabilitásának, hanem szilárdságának elvesztése miatt megy tönkre.

5. A beton szilárdsági és alakváltozási jellemzőit a magyar szabványok alapján, illetve az

* Részlet a „Vasbeton tartók törési alakváltozása” című doktori értekezésből. A levezetések az eredeti értekezésben megtalálhatók.

ÉTI kísérleti eredményeinek megfelelően vesszük fel. A beton törési nyúlását Jäger képletéből számítjuk.

Alkalmazott jelölések

- b = a vizsgált keresztmetszet szélessége,
- h = a vizsgált keresztmetszet magassága,
- E_b = a beton rugalmassági modulusa,
- σ_{bf} = a beton prizmaszilárdsága (folyási határa),
- ϵ_{bt} = a beton törési nyúlása,
- $\epsilon_{bf} = \frac{\sigma_{bf}}{E_b}$ a beton rugalmas nyúlási határa,
- $\alpha = \frac{\epsilon_{bf}}{\epsilon_{bt}}$ a beton rugalmas nyúlási viszony-száma,

σ_a = az átlagos betonfeszültség (N/bh),
az egyéb jelölések az ábrákból megállapíthatók.

III. Központosan vagy kis külpontosságú nyomóerővel terhelt beton-keresztmetszet képlékeny viselkedése

A nyomott keresztmetszet két jellemző állapotát kell megkülönböztetnünk:

- a) a teljes keresztmetszet nyomott;
- b) a keresztmetszetnek csak egyrésze nyomott, a másik része feszültségmentes.

Vizsgáljuk meg a két esetet részletesen.

- a) A teljes keresztmetszet nyomott.

$$\delta' = \frac{\left[\frac{\alpha(1-\eta)}{1-\eta\alpha} \right]^2 (1-\eta) - 3 \left[\frac{\alpha(1-\eta)}{1-\eta\alpha} \right] (1-\eta) + 3}{6 - 3 \left[\frac{\alpha(1-\eta)}{1-\eta\alpha} \right] (1-\eta)}$$

$$\delta' = \frac{\alpha^2 (1 + 2\eta^3) - 3\alpha(1 + \eta^2) + 3}{6 - 3\alpha(1 + 2\eta + \eta^2) + 3\alpha(\eta + \eta^3)} \quad (1)$$

Az erők egyensúlyából felírható

$$N = \eta \sigma_{bf} h b + \left(\frac{1-\alpha}{1-\eta\alpha} + \frac{\alpha-\eta\alpha}{1-\eta\alpha} \cdot \frac{1}{2} \right) (1-\eta) \sigma_{bf} h b$$

a 2. ábra jelöléseivel

$$\alpha = \frac{2(1-\varphi)}{\eta^2 - 2\varphi\eta + 1} \quad (2)$$

$$\eta = \varphi - \sqrt{\varphi^2 - \frac{\alpha - 2(1-\varphi)}{\alpha}} \quad (2a)$$

Az (1) és (2) egyenletek felhasználásával η -t kifejezhetjük a nyomóerő függvényében. Ezzel az összes további ismeretlenek kiszámítására mód nyílik.

$$M = Ne = Nh \frac{1 - 2\delta'}{2}$$

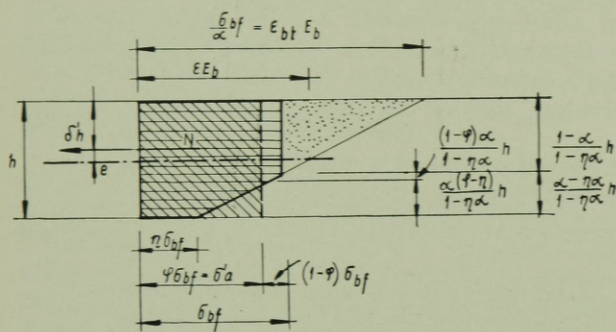
$$\frac{M}{Nh} = \frac{e}{h} = \frac{1}{2} - \delta'$$

$$\delta' = \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{h} \right) \quad (3)$$

$$\delta' = \frac{\eta^4 3 (2\varphi - 1) - \eta^3 4 (\varphi^2 + 4\varphi - 2) + \eta^2 6 (2\varphi^2 + \varphi) - \eta 6 (2\varphi^2 - \varphi + 1) + 4\varphi^2 - 2\varphi + 1}{\eta^4 6\varphi - \eta^3 24\varphi + \eta^2 36\varphi - \eta 24\varphi + 6\varphi} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} & \eta^4 3 (2\varphi - 2\varphi\delta' - 1) - \eta^3 4 (\varphi^2 + 4\varphi - \\ & - 6\varphi\delta' - 2) + \eta^2 6 (2\varphi^2 + \varphi - 6\varphi\delta') - \\ & - \eta 6 (2\varphi^2 - \varphi - 4\varphi\delta' + 1) + 4\varphi^2 - \\ & - 2\varphi - 6\varphi\delta' + 1 = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

E képletek tartalmazzák a szilárdsági számításokhoz szükséges összefüggéseket. Adott M és N esetén η értékét az 5 egyenletből kiszámíthatjuk. Az alakváltozási állapot jellemzésére a semleges szál összenyomódása és elfordulása jellemző.



2. ábra

Ha itt a fajlagos összenyomódást ε -nal jelöljük, a 2. ábra alapján

$$\varepsilon = \frac{\eta\sigma_{bf}}{E_b} + \frac{\left(\frac{\sigma_{bf}}{\alpha} - \eta\sigma_{bf}\right) \frac{1}{2}}{E_b}$$

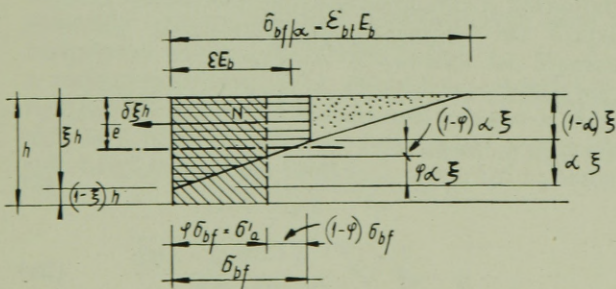
ebből

$$\varepsilon = \varepsilon_{bf} \left(\frac{\eta\alpha + 1}{2\alpha} \right) \quad (6)$$

A fajlagos elfordulás

$$k = \frac{\frac{\sigma_{bf}}{\alpha} - \eta\sigma_{bf}}{h E_b} = \varepsilon_{bf} \frac{1 - \eta\alpha}{\alpha h} \quad (7)$$

b) A keresztmetszetnek csupán egy része nyomott



3. ábra

$$\delta = \frac{\alpha^2 - 3\alpha + 3}{3(2 - \alpha)} \quad (8)$$

Az erők egyensúlyából.

$$N = \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \xi h b \sigma_{bf}$$

ha

$$\frac{N}{bh} = \varphi \sigma_{bf}$$

$$\frac{M}{Nh} = \frac{e}{h} = \frac{1}{2} - \delta\xi \quad (8a)$$

$$\xi = \frac{\varphi}{1 - \frac{\alpha}{2}} = \frac{2\varphi}{2 - \alpha} \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{2(\xi - \varphi)}{\xi} \quad (9a)$$

A (3a) és (8) egyenletek segítségével ξ -t kifejezhetjük a nyomaték függvényében, ha az α értékét a 9a egyenletből helyettesítjük

$$\delta = \frac{\xi^2 - 2\varphi\xi + 4\varphi^2}{6\xi\varphi} \quad (10)$$

A 3. ábra szerint

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} - \frac{e}{h} &= \frac{\xi^2 - 2\varphi\xi + 4\varphi^2}{6\xi\varphi} \\ \xi^2 - 2\varphi\xi + \varphi^2 \left(\frac{4h\varphi + 6e - 3h}{\varphi h} \right) &= 0 \end{aligned}$$

$$\xi = \varphi \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4\varphi h + 6e - 3}{\varphi h}} \right) \quad (11)$$

Ezzel megállapítottuk a szilárdsági számításokhoz szükséges összefüggéseket. Adott M és N esetén ξ értékét a (11) egyenletből számíthatjuk.

Az alakváltozási állapot elemzésére itt is a semleges szál lineáris alakváltozása és elfordulása jellemző.

A semleges szál (tengely) fajlagos összenyomódása

$$\frac{\varepsilon_{bf}}{\alpha} : \xi = \varepsilon : \left(\xi - \frac{1}{2} \right)$$

arányosságból

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{bf}}{\alpha} \left(1 - \frac{1}{2\xi} \right) \quad (12)$$

A fajlagos elfordulás értékét a

$$k = \frac{\varepsilon_{bf}}{\alpha \xi h} \quad (13)$$

összefüggés adja meg.

Ismerjük már tehát az alakváltozási vizsgálatokhoz szükséges összefüggéseket is. Még meg kell állapítanunk a határátmenetet az a és b eset között. Erre a $\xi = 1$ helyzet jellemző.

A (9) ill. (11) egyenletbe ezt behelyettesítve a következő összefüggést kapjuk:

$$1 - 2\varphi + 4\varphi^2 + 6\frac{e\varphi}{h} - 3\varphi = 0$$

$$\varphi_0 = \frac{5 - 6\frac{e}{h} + \sqrt{\left(5 - \frac{6e}{h}\right)^2 - 16}}{8} \quad (14)$$

$$1 = \frac{2\varphi}{2 - \alpha}$$

$$\varphi_0 = \frac{2 - \alpha}{2} \quad (15)$$

$$\alpha_0 = 2(1 - \varphi) \quad (15a)$$

illetőleg (14) helyettesítésével

$$\alpha_0 = 2 - \frac{5 - 6 \frac{e}{h} + \sqrt{\left(5 - 6 \frac{e}{h}\right) - 16}}{4} \quad (16)$$

Az előbbi eredmények alapján tehát
 ha $\varphi > \varphi_0$ a keresztmetszet teljes egészében
 vagy $\alpha > \alpha_0$ nyomott
 ha $\varphi < \varphi_0$ a keresztmetszet részben
 vagy $\alpha < \alpha_0$ nyomott.

Vizsgáljuk meg eredményeink alapján:

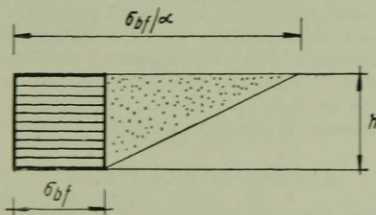
IV. Vasbeton rácsostartók nyomott rúdjaikak képlékeny alakváltozását

A rácsostartók másodrendű igénybevételei azon igénybevételek, amelyek a tartó alakváltozása következtében keletkeznek a sarokmereven kapcsolt rudakban.

Ezek az igénybevételek a plastikus alakváltozások fellépésével nem növekednek, így stabilitási szempontból nem veszélyesek.

A beton képlékeny alakváltozása, amint látuk, lehetővé teszi, hogy a feszültségek változása nélkül a tartó alakváltozásai növekedjenek. Vizsgáljuk meg tehát, milyen elemi elfordulást végez egy nyomott rúd, ha az erő végig centrikus marad és az igénybevételek a rúdban elérik a beton prizmaszilárdságát (a eset). Ezenkívül nézzük még meg, hogy stabilitási szempontból csökkentett határfeszültség — $0,8 \sigma_{bf}$ — esetén mekkora elemi elfordulás lehetséges a nyomott rúdban (b eset). Utóbbi esetben az igénybevételek változásával a rúd terhelése is excentrikussá válik, de mert rácsostartók esetében ez stabilitási szempontból veszéllyel nem jár (sőt az elméleti állapot megközelítését segíti), az excentricitás változásának hatását a biztonság javára elhanyagoljuk.

a) Képlékeny alakváltozási lehetőség teljesen kihasznált nyomott rúdban $\eta = 1$; $\varphi = 1$.



4. ábra

Anyagminőségek:

$$B. 280 \quad E_b = 240\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bf} = \frac{900 \cdot 280}{900 + 280} = 214 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{bf} = \frac{214}{240} \cdot 10^{-3} = 0,89 \cdot 10^{-3}$$

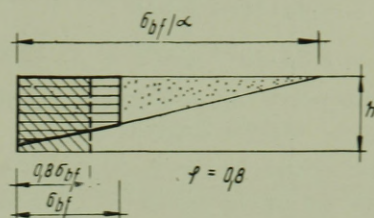
$$\varepsilon_{bt} = \frac{0,056}{\sqrt{214}} = 3,83 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_t = \frac{0,89}{3,83} = 0,232$$

Ezen adatok alapján a (7)-ből

$$k_a = 0,89 \cdot 10^{-3} \frac{1 - 0,232}{0,232} h^{-1} = 2,94 \cdot 10^{-3} h^{-1}$$

b) Plastikus alakváltozási lehetőség részlegesen kihasznált nyomott rúdban



5. ábra

Az anyagminőségek mint előbb.

$$\varphi = 0,8 \quad \alpha_0 = 2(1 - 0,8) = 0,4 > 0,232$$

tehát a keresztmetszet részben nyomottá válik a (9)-ből

$$\xi = \frac{2 \cdot 0,8}{2 - 0,232} = 0,901$$

a (8)-ből

$$\delta = \frac{0,232^2 - 3 \cdot 0,232 + 3}{3(2 - 0,232)} = 0,445$$

a (3a)-ból

$$e = h(0,5 - 0,445 \cdot 0,901) = 0,10 h$$

tehát az alakváltozásból származó nyomaték $M = 0,10 h N$ értékkel csökken a plastikus alakváltozási lehetőség miatt. Ezt a tényt, mint már említettük, elhanyagoljuk a biztonság javára a (13)-ból

$$k_b = \frac{0,89 \cdot 10^{-3}}{0,232 \cdot 0,901} h^{-1} = 3,46 \cdot 10^{-3} h^{-1}$$

Az elemi elfordulások nagyságát tehát össze kell hasonlítani a rácsos tartón fellépő elemi elfordulások nagyságával. Ezek az elfordulások a nyomatéki értékekkel a rugalmasságtanból ismert

$$k = \frac{1}{\varrho} = \frac{M}{E_b I}$$

összefüggésben vannak.

Korda János által számított közelítő M értékek a rácsostartók felső övére vonatkozóan

$$M = E_b \mu' \frac{I_{\bar{o}o}}{a}$$

képletből számíthatók. (Magyar Építőipar 1954. 10. szám. 148. o.) A képletben „ a ” = az övrúd csomóponti távolsága.

Az előbbi egyenletet rendezve

$$\frac{M}{E_b I_{\bar{o}o}} = \frac{\mu'}{a} = k$$

A μ' és az általunk számított k értékek összehasonlíthatása végett, meg kell állapítanunk, hogy a h övrúd magasság milyen viszonyban áll a csomóponti távolsággal („ a ”-val).

Az összehasonlítás eredményeként tehát azt a karcsúsági viszonyt kapjuk, amely mellett a

plasztikus alakváltozások ki tudják egyenlíteni a rácsostartó alakváltozásából származó többlet-igénybevételeket. Ehhez a határértékhez megfelelő biztonságot előírva a másodrendű igénybevételek kiszámítása elmaradhat.

Nézzük tehát az adatokat :

$$\mu'_{\max} = 8,34 \cdot 10^{-3} \text{ tehát}$$

$$k_{\max} = 8,34 \cdot 10^{-3} a^{-1}$$

Ezt összevetve az előbbiekben kiszámított k értékkel, „ a ” esetben kapjuk, hogy

$$\frac{k_{\max}}{k_a} = \frac{8,34 \cdot 10^{-3} a^{-1}}{2,94 \cdot 10^{-3} h^{-1}} = 2,84 \frac{a^{-1}}{h^{-1}}$$

tehát törési határon $\frac{k_{\max}}{k_a} = 1$ helyettesítéssel

$a/h = 2,84$ karcsúsági viszony adódik. Kétszeres biztonság számításával

$$\frac{a}{h} = 2 \cdot 2,84 \approx 6$$

karcsúsági viszony felett a másodrendű nyomatékok számítása elhanyagolható.

„ b ” esetben — ami szabályzati előírásaink miatt a gyakorlati — az előbbiek alapján következőképpen alakul :

A törési határon

$$\frac{a}{h} = \frac{8,34 \cdot 10^{-3}}{3,46 \cdot 10^{-3}} = 2,4$$

tehát kétszeres biztonság figyelembevételével

$$\frac{a}{h} = 2 \cdot 2,4 \approx 5$$

karcsúság felett a másodrendű nyomatékok ki-számítása mellőzhető.

V. Összefoglalás

A kapott adatok alapján megállapíthatjuk, hogy gyakorlatilag a másodrendű *nyomatékok számítása mellőzhető* — mert általában $a/h > 5$. Ezt az a tény is alátámasztja, hogy a másodrendű nyomatékok figyelembevétele nélkül számított és épített tartókon káros alakváltozást egyáltalában nem tapasztaltak.

Egyesületi hírek

A Központ hírei

Az Egyesület 1961. május hó 19-én tartotta *küldött közgyűlését*.

Az *Egyesület Elnöksége* március hó 7-én ülést tartott. Az ülésen foglalkozott az Egyesület eddigi munkamódszereinek bírálatával, és tárgyalta az egyesületi munka továbbfejlesztése érdekében követendő munkamódszereket. Ennek során többek között megállapította a Vidéki Csoportok és a Központ szakosztályai szaporodásának örvendetes tényét. Szükségesnek tartja az építőipar legdöntőbb kérdéseiről központi nagy előadások tartását ; az előadásokkal kapcsolatosan klubestek rendezését. Kifejtette a fiatal kartársak hatékonyabb bevonásának jelentőségét az Egyesület életébe, és elhatározta két-két közgyűlés közötti időszakra terjedően a munka irányelveit tartalmazó távlati terv kidolgozását.

Az Elnökség foglalkozott továbbá a közgyűlés előkészítésével.

Az *Egyesület Választmánya* március hó 28-án ülést tartott. Az ülésen a közgyűlés előkészítésével foglalkozott, és tárgyalta a közgyűlésen elhangzó főtítkári beszámoló irányelveit.

Ing. Anton Huber (Ausztria) március hó 8-án Betonlétesítmények és acélszerkezetek szigetelése és felületi védelme műanyagokkal címen előadást tartott, melyen az Aquarex gyár termékeit és azok használatát ismertette.

Az Egyesület által az 1960. évben a *Német Demokratikus Köztársaságba* rendezett tanulmányútról Hetényi Antal tartott beszámolót. A beszámoló előadást a tanulmányúton felvett keskeny film vetítése követte.

Három szovjet filmet mutatott be nagy érdeklődés mellett március hó 21-én az Egyesület az ÉM-el közös rendezésben a nagypaneles építkezésekről, az ipari építkezésekről és a kertrendezésről.

A *MTESZ Filmklub mozija* megnyílt a Technika Házában. A moziban játékfilmeket mutatnak be, melyeket kisfilmek és híradó kísérnek. Jegyek csak a

MTESZ Filmklub látogatási igazolványának felmutatásával válthatók. Igazolványok az Egyesület Titkárságán kaphatók 2 Ft-os árban ; a mozijegy ára 3,50 Ft.

Konferenciák

Az IASS (International Association for Shell Structures) ez év márciusában Drezdában *előregyártott héjkongresszust* tartott. A rendező házigazda a Kammer der Technik volt. A kongresszuson 5 magyar kartársunk vett részt. Az Egyesületet Mók László képviselte.

A Deutscher Betonverein (Német Szövetségi Köztársaság) március hónapban Nyugat-Berlinben tartotta ezévi *Beton-kongresszusát*. Az előadások közül különösen érdekesek voltak az egységes beton és vasbeton szabályzatok előkészítésére kiküldött munkabizottságok beszámolóit. Az előadásokon kívül a kongresszus résztvevői két korszerű épületelemgyárat tekintettek meg Kelet-Berlinben. Az Egyesületet a kongresszuson Molnár Miklós és Rosivall Ferenc képviselték. A kongresszuson összesen 3 magyar kollégánk vett részt.

A vidéki csoportok hírei

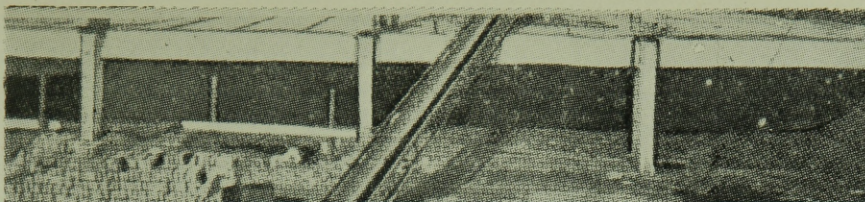
A *Soproni Csoport* rendezésében Kelen Tibor tartott beszámolót Sopronban kínai tanulmányútjának tapasztalatairól.

Megalakult az Egyesület *Nyíregyházi Csoportja*. A Csoport munkáját a Debreceni Csoport patronálja.

Megalakult az Egyesület *Tatabányai Csoportja*. Az alakuló ülésen megjelent Dr. Garay Lajos az Egyesület főtítkára.

A *Pécsi Csoport* a Pécsen megépített panelházak tervezése és kivitelezése során szerzett tapasztalatokról vitaestet rendezett. A bevezető előadást Lisztes István a panelházak szerkezeti tervezője tartotta ; a kivitelezési tapasztalatokról Juhász István számolt be. A vitásten részt vett Dr. Garay Lajos, az Egyesület főtítkára.

Dr. Gy. T.



Vasbetonszerkezetek építési hibái

Dr. BARTA JÓZSEF
Kossuth-díjas

Erkélyek és párkányok vasbeton-lemezeinek felső vasbetéteit letaposták.

Jólismert építési hiba az, hogy a vasbeton erkélylemez és vasbeton párkánylemez felső vasbetéteit, amelyek feladata a konzolnyomaték (negatív nyomaték) felvétele, letaposás, vagyis ezek a vasbetétek az 1. ábra szerinti helyzet helyett a 2. ábra szerinti helyzetben kerülnek bebetonozásra. Felső vasbetét hiányában az ilyen lemez a 3. ábrán feltüntetett módon eltörik, ha rá terhel (saját súly, hasznos terhelés). A legutóbbi esztendőben is többször követték el ezt az építési hibát, sőt olyan eset is előfordult, amikor az ilyen hibából kifolyólag lezuhanó erkélylemez emberhalált okozott.

Egyik nemrég épült lakóház erkélyeit 10 cm vastag monolit vasbeton lemezként tervezték. Időközben súlyos erkélykorlát építését határozták el a 4. ábra szerint. Emiatt természetesen erősebb lemez vált szükségessé. Ezért a tervező utasította a kivitelezőt, hogy a 10 centiméteres méretet meg kell növelni 4 centiméterrel. Ekkor, magától értetődően, a lemezek felső vasbetéteit is magasabbra kellett volna helyezni, de a kivitelező ezt nem tette meg. Tehát a vastagítással csak a súlyt növelte meg, de a teherbírást nem. E hiba miatt több erkély leszakadt. A vizsgálat még további hibát is megállapított: már a 10 cm vastag részben sem voltak a felső vasbetétek a tervszerinti helyzetben, hanem azok itt is le voltak taposva.

A felső vasbetétek letaposását az 5. ábrán felvázolt zsámoly vagy egyéb megfelelő megoldás alkalmazása többé-kevésbé megelőzheti és biztosíthatja a felső vasbetétek magassági helyzetét a

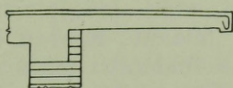
betonozás során. Ez a zsámoly elég erős hulladékvasból készüljön és éppúgy be kell betonozni, mint a többi vasbetétet. Amikor adott esetekben ilyen zsámolyokat ajánlottam, be is látták azok szükségességét, de mégsem akarták alkalmazni, mondván: nem lehet elszámolni, mert nincs benn az anyagkimutatásban. Jó lenne

tehát, ha a tervezők ilyen zsámolyokat vagy egyéb megfelelő megoldásokat már a tervbe és anyagkimutatásba bevezetnének, hogy legyen elszámolási alap.

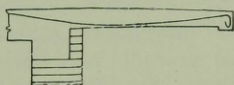
A párkányok felső vasbetéteinek alátámasztását is gyakran elmulasztják építés közben. Az egyik repülőtér földszintes épületén például a párkány vasbetéte a 6. ábra szerinti helyzetbe süllyedt. Emiatt a párkány az épületről köröskörül levált.

Többlétszáz hosszú vasbetonszerkezet állványozására és betonozására különös figyelmet kell fordítani.

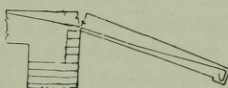
Folytatólagos többnyílású vasbeton tartót kellett építeni. Az állványozás annak figyelembevételével történt, hogy a nyílásokban a közüti közlekedést fenn kell tartani. Ezért az állványt feszítőmű gyanánt szerkesztették meg. Minthogy a rá helyezett friss beton súlya alatt az állvány elkerülhetetlen alakváltozásokat szenved, a betonozást bizonyos sorrendben szokták elvégezni. Ebben az esetben a 7. ábrába bejelölt betonozási sorrendet követték. Tehát először az 1-essel, azután a 2-essel, majd a 3-ossal jelölt zömöt betonozták be és így tovább. A sorrend megválasztása helyes megfontolások alapján történt. Az állványozás és zsaluzás eltávolítása után kellemtelen meglepetés érte a kivitelezőt: a vasbeton tartó a 8. ábrán megjelölt módon feltűnően meg volt repedve. A repedések okát először nem tudták megállapítani. Később azonban világossá vált az, mi okozta a repedéseket. Ime a magyarázat: amikor a 4-es zömöt betonozták, akkor az 1-es zöm már lekötött ugyan, de még nem szilárdult meg, ezért az 1-es zöm sarka a 4-es zöm súlya alatt letört.



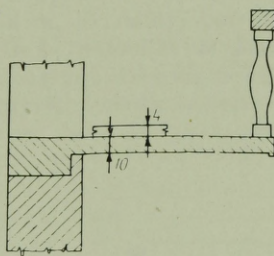
1. ábra



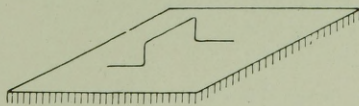
2. ábra



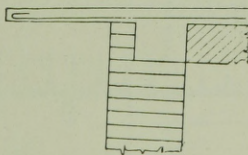
3. ábra



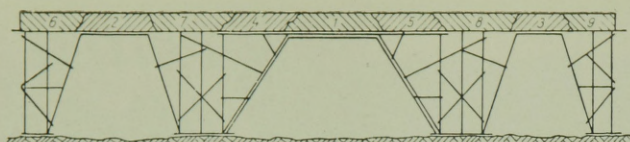
4. ábra



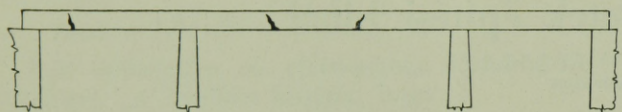
5. ábra



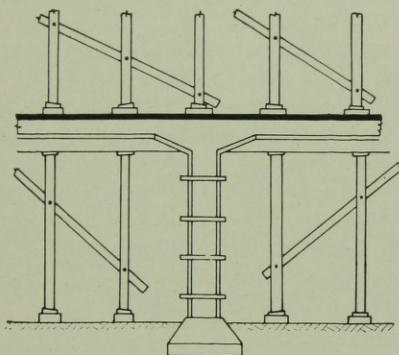
6. ábra



7. ábra



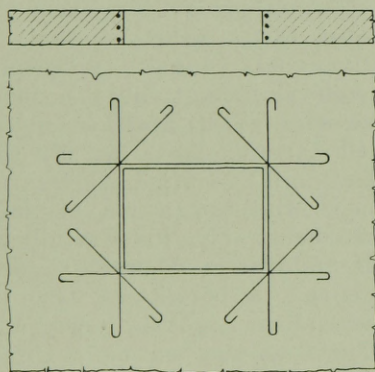
8. ábra



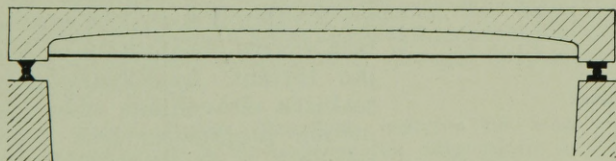
9. ábra

A zsaluzat belsejét betonozás előtt nem tisztították ki.

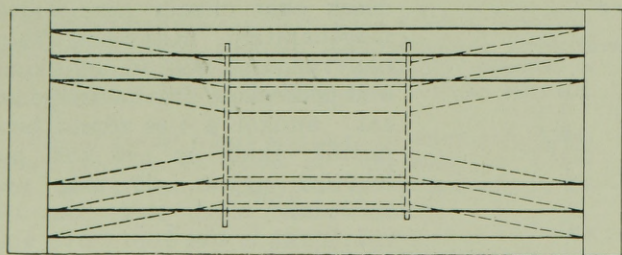
Egyemeletes tűzoltó szertárat építettek. A vasbeton oszlopnak és a vasbetonfödémnek a zsaluzását (9. ábra) már ősszel elkészítették, de a betonozásuk csak tavasszal történt meg. A beton lekötése után megépítették az emeleti falakat. Ezután bontották le a földszinti vasbetonszerkezet állványait és zsaluzását. Ekkor azt tapasztalták, hogy az oszlop betonja arasznyi magasságban hiányzott, helyette elszáradt falevelek, gallyak, forgács, és szemét volt látható. Az ősztől tavaszig összegyűlt hulladékot és szemetet a betonozás előtt nem távolították el az oszlopzsaluzatból. Emiatt az oszlop megroskadt, az épületen feltűnő repedések és hangos lepattanások keletkeztek. Az építő munkások rosszat sejtve kivontak az épületből s kívülről figyelték a fejleményeket. Egy-két óra múlva az épület szemük előtt összeomlott. Kivitelezési



10. ábra



11. ábra



12. ábra

hiba volt. Tanulság: betonozás előtt a zsaluzatot meg kell tisztítani a forgácstól, hulladéktól és egyéb szeméttől.

Ipari épületek vasbeton födémei a nyílások körül gyakran megrepedeznek.

Ha vasbeton födémén vagy egyéb vasbeton lemezen nyílást kell hagyni (például a szerelvények átvezetése végett, vagy búvónyílást), akkor gondoskodni kell arról, hogy a lemezbe — az egyébkénti vasaláson túlmenően — még pótvasbetéteket is helyezzenek el körülbelül úgy, mint azt a 10. ábra szemlélteti. Sajnos, gyakran tapasztaljuk azt, hogy az ilyen nyílások létesítését a gépésztechnológusok rendelik el építés közben és a sztatikus tervező tudta és megkérdezése nélkül adják meg azok helyét és méretét anélkül, hogy megkövetelnék a pótvasak beépítését. E mulasztás utólag szokott kiderülni, amikor repedések keletkeznek, de az efféle hibát kijavítani nem is lehet.

Feszített vasbetonszerkezetek építése veszélyes üzem.

Vasbeton hidat építettek, amelynek rendszere a 11. ábrán látható. Ez a híd egy utófeszített vasbetonlemez. A 12. ábra a híd alulnézetének vázlata. Amint a 12. ábra mutatja, az utófeszítés tulajdonképpen a kábelek összehúzása. Az összehúzás a 12. ábrán vázlatosan bejelölt ellenmenetes csavarorsókkal történt. Az orsókat és csavaranyákat az egyik budapesti üzem elkészítette, majd a helyszínre küldte. Nem jelölték meg azonban, hogy az orsók végeihez melyik csavaranya tartozik. Talán nem mindegyik csavaranya illet elég könnyen akármelyik menethez. Az építési vállalat emberei a helyszínen nem próbálták ki előzetesen a csavarlemezeket (efféle finomságokhoz — amint tudjuk — az építőipar nincs hozzászokva), hanem minden további nélkül behelyezték a csavarorsókat és csavaranyákat s elkezdték a feszítést vagyis a csavaranyák meghúzását. Amikor ez nehezen ment (a csavaranyák ugyanis szorultak a menetben), megtoldották a francia kulcs szárát és azt két ember erejével nyomták meg (ef-

féle durvaságokat — amint szintén tudjuk — az építőiparban el szoktak követni). A túligénybevétel folytán az egyik csavaranyás orsóvég letört, s azt a parittyá módjára működő kábel 60 lépés távolságra röpitette. A letört darab a megfigyelést végző mérnök feje mellett süvített el s csak a véletlenén múlt, hogy baleset nem történt.

A vasbetonszerkezet kivitelezési méretpontatlansága akadályozta a gépészeti berendezés üzemeltetését.

Monolit vasbetonszerkezet gyanánt építették meg az ún. részvályút, amelynek keresztmetszetét a 13. ábrán, alaprajzát a 14. ábrán vázoltuk fel. Széntér alá építik az ilyen műtárgyat azzal a céllal, hogy a széntéren felhalmozott szén gravitációs úton jusson az ábrán látható vasbeton padkára, ahonnan a gépi mozgató kaparókereszt a szenet a gumihevederes szállítószalagra továbbítja. A kaparókeresztnek — céljának teljesítése végett — a részvályú hosszában végig kell vonulnia. A vasbetonszerkezetnek 2 méterenként keretszerű merevítő bordái voltak, amelyeknek egy-egy oszlopa alaprajzilag a 14. ábrán látható. Az egyik ilyen oszlop kivitelezési pontatlanság folytán az ábrán feltüntetett „k” mérettel kiállt a többi oszlop sorából. A kaparókereszt ez előtt nem tudott elvonulni, mert beleütközött ebbe az osz-

lopba. Emiatt levágtak egy-egy darabot a kaparókereszt szárai-ból. Ezzel a berendezés teljesítő-képessége csökkent.

A vasbetonoszlopokra jutó terhet helytelen elv alapján számították ki, de többféle kivitelezési hibát is elkövettek.

Színház és mozi céljára szolgáló épület építése során történt az az eset, amelyet a 15. ábra kapcsán kívánok elmondani. Az ábrán látható két vasbetonoszlopot az előcsarnokban építették. Egy vasbetongerendát támasztottak alá, amelyet az elsőemeleti födém terhelte a 15. ábrán felvázolt módon. A gerendát nemcsak az oszlopok, hanem a falak is megtámasztották, ami szintén látható a 15. ábrán. A gerenda tehát három nyílású. A középső nyílás nagy, a szélső nyílások kicsinyek. A fal a gerenda végeit gyakorlatilag nem engedi elmozdulni sem felfelé, sem lefelé. Az állványozás lebontásakor az oszlopok a gerendával és födémmel együtt beomlottak és a munkavezetőt halálra zúzták.

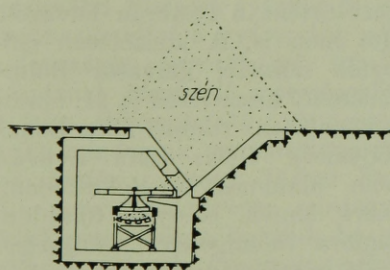
Mielőtt ennek az építési szerencsétlenségnek okait felsorolnám, néhány egyszerű gondolatot közlök a szóban levő oszlopokra jutó erő kiszámításáról. Az erő kiszámítása végett a szóban levő gerenda sztatikai vázrajzát a 16. ábra tünteti fel. A tartó terhe, mondjuk, 3 t/m. Kiszámítván a B és C támaszokban keletkező erőket (például az ún. Clapeyron-féle egyenletekkel, aminek a részletezése nem tartozik ide), azt kapjuk, hogy $B = C = 48$ tonna. Közelfekvő, de nagyon helytelen gondolat lenne így okoskodni: B erő is és C erő is egyenlő a

nyílásközéptől nyílásközépig terjedő terhe összegével, vagyis $B = C = (1,2/2 + 12/2) 3 = 19,8$ tonna.

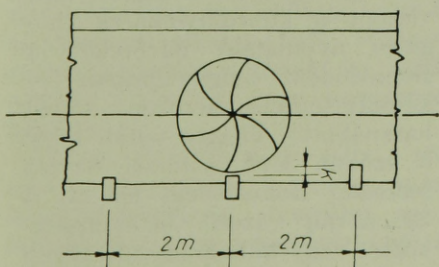
Ezt az utóbbi helytelen gondolatot követte a szóban levő színház sztatikus tervezője is, mert így számította ki az oszlopokra jutó erőket, vagyis az oszlopokat nem méretezte elég nagy erőkre. E tervezési hiba azonban a bírósági tárgyalás során nem szerepelt a sztatikus tervező elleni vádpontok között. Talán azért nem, mert e hiba miatt a beomlás még nem következett volna be. A beomlaskor ugyanis a födémen még nem volt rajta a teljes állandó terhe és egyáltalában nem volt rajta hasznos terhe.

A beomlásnak több egyéb oka is volt („egyetlen ok még nem idéz elő beomlást” szoktuk mondani), mégpedig a következők:

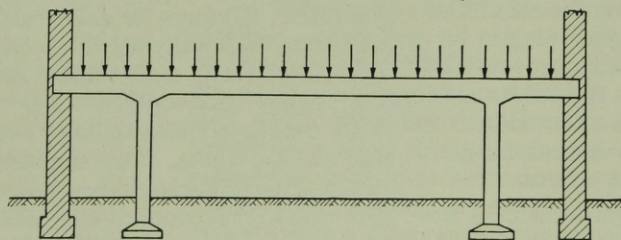
1. idő előtti, engedély nélküli kiállványozás,
2. helytelen kiállványozási sorrend,
3. a betonkeresztmetszet belső felületének mintegy fele zöldes színű, rossz minőségű volt (erről magam is meggyőződtem; a beton ezen tulajdonságát a bírósági tárgyalás során „szerves szennyeződésnek” nevezték el, s ezt a hangzatos kifejezést a védelem ügyesen használta ki a vád alá helyezett sztatikus tervező javára),
4. az oszlopok betonja fészkesre sikerült,
5. az oszlopok lábainál faforgácsoladék maradt a zsaluzatban,
6. az oszlopok felülete a gyenge zsaluzás folytán helyenként golyós lett.



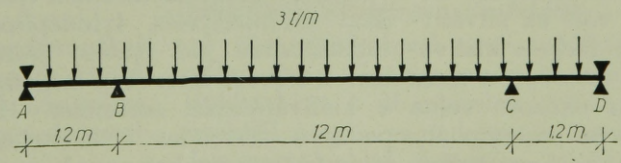
13. ábra



14. ábra

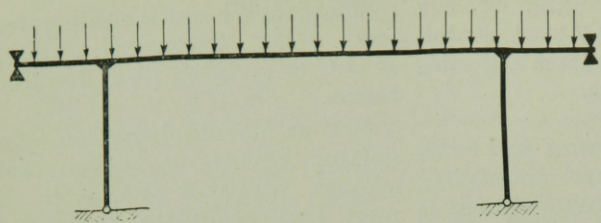


15. ábra

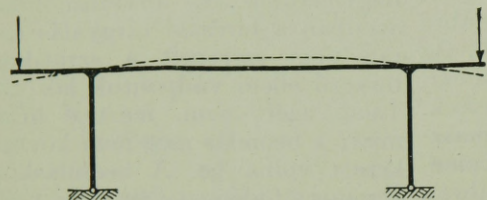


16. ábra

17. ábra



18. ábra



Visszatérve a *B* és *C* erő kiszámítására, meg kell említenem, hogy egy szigorú sztatikus azt fogja mondani: a 15 ábrán látható gerenda helyes sztatikai vázrajza nem a 16. ábra szerinti, hanem a 17. ábra szerinti. Igaza van. Sőt olyan sztatikusok is akadnak, akik azt fogják mondani, hogy a falak lesüllyedvén le fogják nyomni a gerenda végeit a 18. ábra szerint. Nekik is igazuk van. De akár így, akár úgy számítsuk is ki az oszlopokra ható erőket, bizonyos az, hogy a numerikus esetünkben a számításba veendő oszloperő semmi esetre sem 19,8 tonna, hanem 48 tonna vagy egyéb nagy érték. Azt hiszem, ez az álláspont még akkor is fenntartható, ha a legkorszerűbb sztatikai elméletet, a plaszticitást követő sztatikus azt az ellenvetést teszi, hogy a plasztikus csuklók kialakulása után mégis csak 19,8 tonna vagy egyéb kísértékű oszloperő fog keletkezni. Ezen ellenvetés megcáfolására ugyanis felhozhatjuk a következő tényt: ha a plasztikus csuklónyomaték nagyobb, mint annak számításba veendő minimuma, vagyis ha a vasbetonkeresztmetszet szilárdsági ellenállása nagyobb az elméleti minimumnál, akkor az oszloperő mégis sokkal nagyobb lesz, mint a 19,8 tonna.

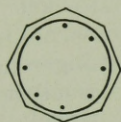
Amint már említettem, a szóban levő vasbetonoszlopok esetében helytelen volt az állványbontási sorrend. Helyes kiállványozási sorrend esetében a rossz beton még nem okozott volna teljes beomlást és emberhalált. Az állványbontást úgy kellett

volna végezni, hogy a födém és gerendák állványa először csak kis mértékben süllyedjen, az oszlopok zsaluzását csak ezután kellett volna eltávolítani. Így a rossz oszlop következménye csupán az lett volna, hogy a födém ráül a kissé alacsonyabbra helyezett állványra. Komolyabb kiállványozási program esetében (például csarnoképítés, ívhídépítés, többtámaszú híd építése esetében) a tervező a tervben megadja a kiállványozási sorrendet. Ha pedig a sorrendet a kivitelező állapítja meg, akkor annak prog-

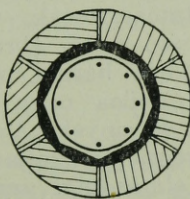
ramját fogadtassa el sztatikus tervezővel. Tapasztalt ácsok — testi épségük biztonsága érdekében — egyszerűbb esetekben saját maguktól is a megfelelő kiállványozási sorrendet szokták választani. A szóban levő vasbetonoszlopok esetében az ács nemcsak a kiállványozási sorrendet vétette el, hanem azt a hibát is elkövette, hogy idő előtt, vagyis a beton kellő megszilárdulása előtt kezdte meg az állványbontást.

Ugyanezen vasbetonoszlopokra vonatkozólag még el kell mondanom a következőket. Az oszlopok keresztmetszetét a 19. ábra tünteti fel. Számszerint nem emlékszem e keresztmetszet méreteire, de azt még tudom, hogy igen kicsiny vasbetonkeresztmetszet volt. Megkérdeztem a tervezőktől, miért terveztek ilyen kicsiny vasbetonkeresztmetszetet. Azt felelték, hogy a színházi előtérben nem akartak szabad helyet elfoglalni nagyobb keresztmetszetű oszloppal. Amikor azután jobban megnéztem a tervet, meglepődve láttam, hogy a kis keresztmetszetű vasbetonoszlopot nagyonis megvastagította volna a 20. ábra szerinti vastag műburkolat, vagyis mégsem sajnálták elvenni a szabad helyet a színházi előtérből. Sztatikai számítás nélkül is világos, hogy e helyen vastagabb vasbetonoszlopot és vékony műköburkolatot vagy egyéb vékony oszlopfelületképzést kellett volna alkalmazni.

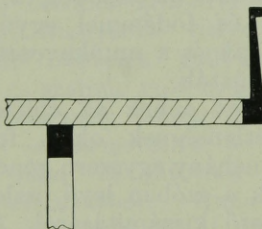
Ugyanezen épület tervezésekor történt a 21 ábrán felvázolt elvi hiba is. A konzolosan előnyúló színházi karzatot Bohn-födemből készítették (a 21. ábrán a vonalkázás tünteti fel a Bohn-födémét). Ilyen célra nyilván nem alkalmas a Bohn-födém, mert annak előnyös tulajdonságaira (hőszigetelés, hangszigetelés) a szóban levő esetben nincs szükség, hiszen alatta is és felette is ugyanaz a légtér van, viszont a konzolnyomaték (negatív nyomaték) felvételére a Bohn-födém megnyugatóan — komoly terhelés esetében — nem használható. Világos tehát, hogy a szóban levő színházi karzat esetében Bohn-födém helyett a 22. ábrán vázolt vasbetonszerkezetet vagy ahhoz hasonló egyéb szerkezetet kellett volna építeni.



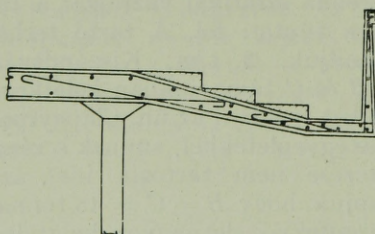
19. ábra



20. ábra



21. ábra



22. ábra