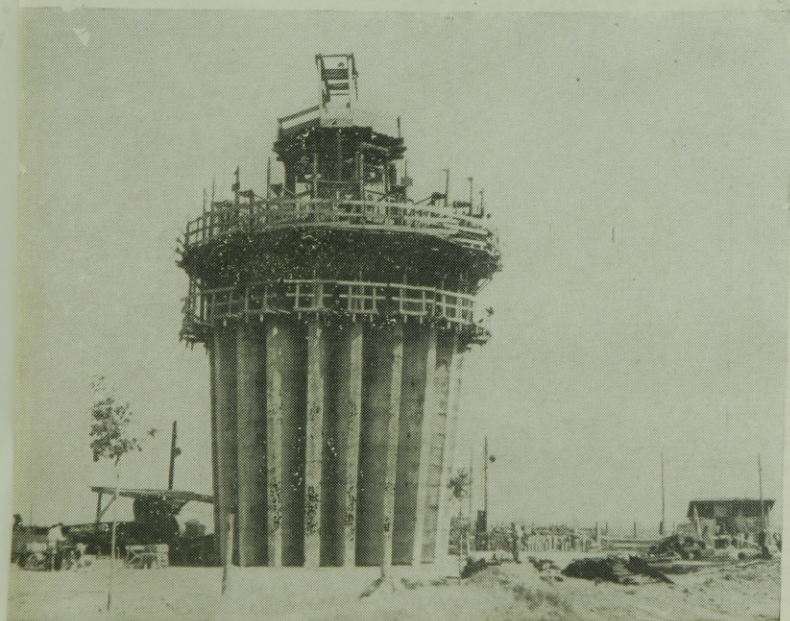


F.1868

III

AZ ÉPÍTŐIPARI TUDOMÁNYOS EGYESÜLET FOLYÓIRATA * 1962. 4.



**MAGYAR
ÉPÍTŐ-
IPAR**

Utófeszített vasbeton rácsstartó

LENKEI PÉTER

Az utóbbi években több országban rendszeresen alkalmaznak 21,0—36,0 m fesztávú ipari csarnokok lefedésére feszített beton rácsostartókat, helyszínen vagy gyárilag előregyártva. Jelen cikkben a feszített beton rácsostartók egyik első hazai alkalmazásának tapasztalataival foglalkozunk.

1. Általános adatok

Egy 24,0 m fesztávú daruzott ipari csarnok lefedése alkalmából merült fel feszített vasbetonszerkezet alkalmazásának lehetősége (1. ábra). Ezt az esetleges agresszív hatások és az előzetes gazdaságossági számítások kedvező eredményei indokolták.

A csarnok keretváza helyszínen előregyártott nagyelemekből áll. Vierendeel-rendszerű pillérekre támaszkodik az egy darabban előregyártott, másodfokú parabolába írható poligonális felső-öves és egyenes alsóöves rácsostartó (2. ábra). A tartó egyik támaszpontja a pillérhez van hegesztve, a másik csúszólemezes kiképzésű. A nyíl-magasság és az elméleti fesztáv aránya 1:9,1. A kerettáv 6,0 m. A lefedés a szokásos födémpanelekkel történt. A födémpaneleknek az alapterületre vonatkoztatott átlagos betonvastagsága 6,0 cm, a hőszigetelés 8 cm vastag kőszivacs. Ennek megfelelően a mértékadó egyenletesen megoszló terhelés 500 kg/m². A csaknem 9,0 m magas ablakos falpanelek a statikailag és homlokzatilag igen előnyös, de nehezen tipizálható függőleges rendszerűek. A kisélemek előregyártó telepen készültek.

2. Tervezési szempontok

A tartó az esztétikai követelményeket kielégíti, megjelenése könnyed.

A tartó felső és alsó övének vonalvezetése statikailag a legelőnyösebb, egyenletesen megoszló terhelésre a tartó majdnem támaszvonalívként működik. Nyomatékokat a felső övben csak a csomópontok közötti egyenes szakaszok, ill. a csomópontok merevsége következtében fellépő másodrendű hatások okoznak. Ennek következté-

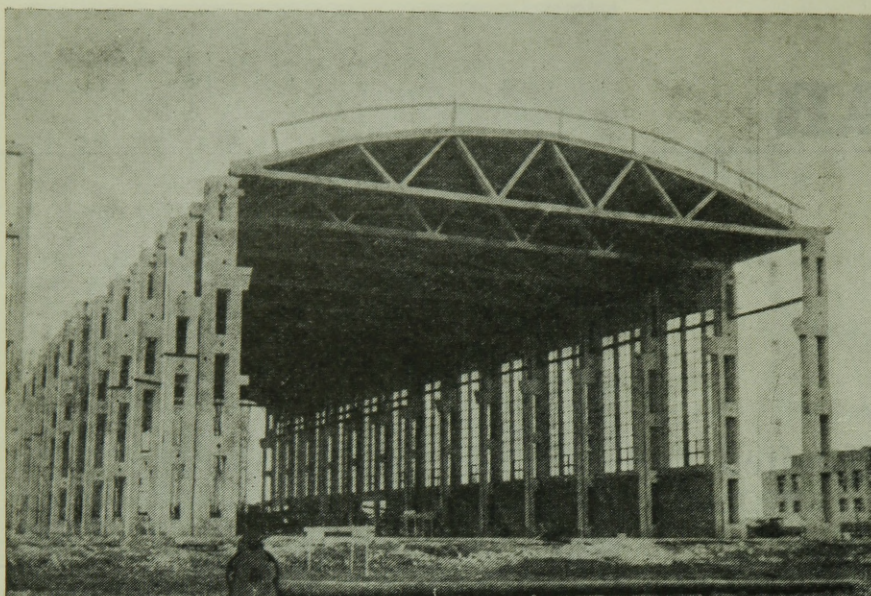
ben a felső öv igénybevételei közül a végig egyenletes nyomóigénybevétel a legszámottevőbb. A rácsrudak igénybevétele minimális, nem okoz nehézséget a húzott rácsrudak bekötése az övekbe, tehát a rácsrudak vonalvezetése bizonyos mértékig tetszőleges lehet, nem kötelező a rácsostartók általában követett optimális húzott-nyomott rácsrud-elrendezése. Féloldalas terhelés esetén is megfelelnek a szabályzat szerinti minimális betonkeresztmetszetű és acélbetétes rácsrudak.

A betonacél felhasználás nagymértékben csökken, mert az alsó övben fellépő nagy húzóigénybevételre a nagyszilárdságú huzal határigénybevételéig kihasználható. A feszítés következtében az alsó öv fokozott vagy mérsékelt biztonságú repedésmentessége biztosítható; ez főleg agresszív hatások előfordulása esetén fontos.

Az egyetlen erősen húzott és ennek következtében az egyetlen feszített elem az egyenes vonalvezetésű alsó öv. Ez a minimumra csökkenti a kábelek súrlódási veszteségét, ami tört vagy hajlított kábelvezetés esetén igen jelentős lehet. Egyenes kábeleket lehet egy oldalról feszíteni. Az egy oldalról történő feszítés meggyorsítja a műveleteket és egyszerűbb munkahelyi organizációt tesz lehetővé. Egyenes kábelcsatornákat egyszerűbb kiképezni, azok tervszerinti helyzetét könnyű biztosítani.

A feszített alsó övet a hazai közúti hidak építése során szerzett gazdag tapasztalatok alapján, valamint a szovjet, lengyel, továbbá csehszlovák előírások és eredmények figyelembe vételével terveztük.

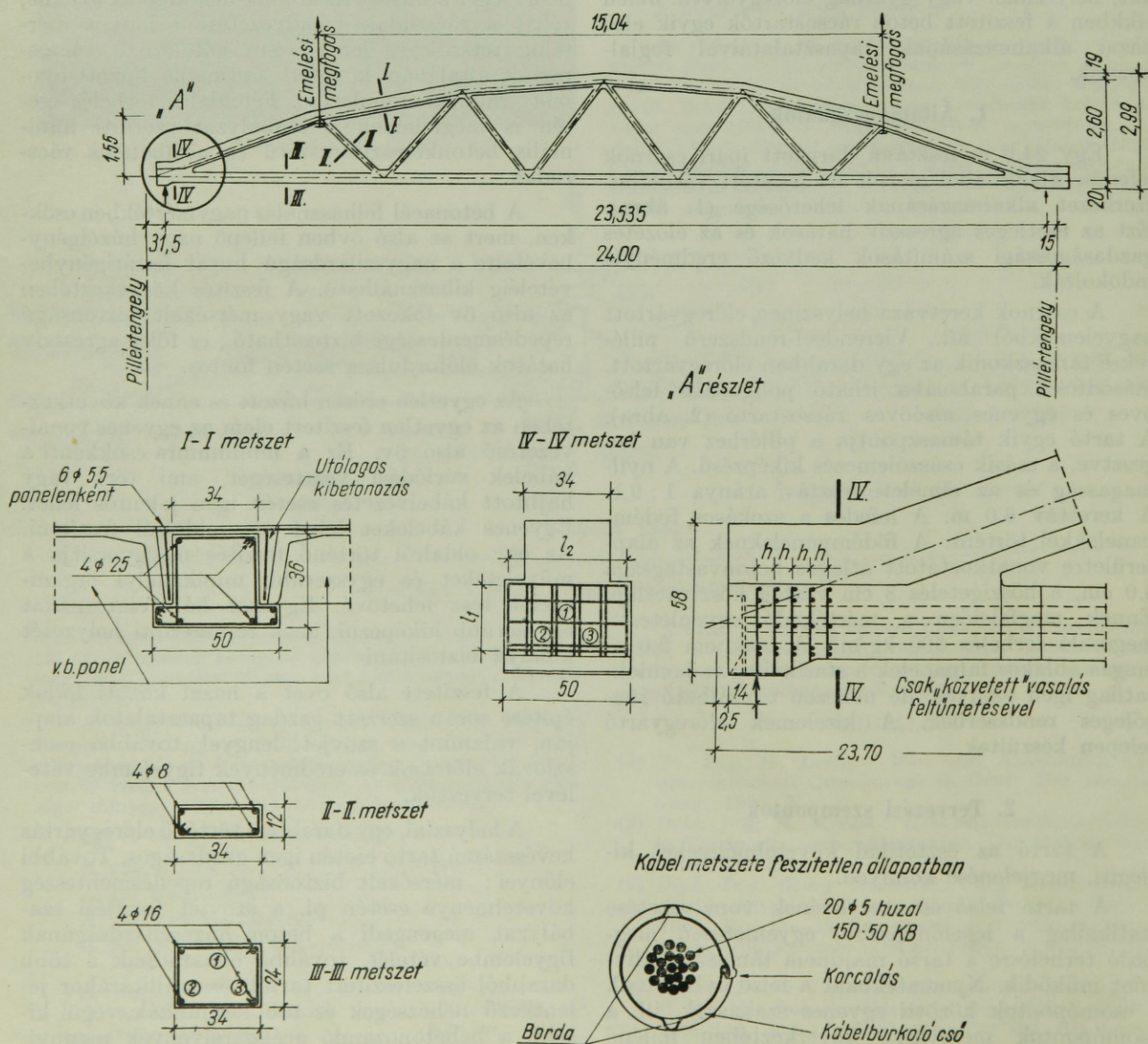
A helyszíni, egy darabban történő előregyártás kevésszámú tartó esetén igen gazdaságos. További előnyei: mérsékelt biztonságú repedésmentesség követelménye esetén pl. a szovjet feszítési szabályzat megengedi a beton húzószilárdságának figyelembe vételét, továbbá elmaradnak a több darabból összefeszített tartók összeállításakor jelentkező nehézségek és többletmunkák, végül kisebb a bebetonozandó acélszerelvények mennyisége.



Tervezők: A csarnok szerkeze-
teinek statikus ter-
vezője: *Pető László*,
a rácsostartó sta-
tikus tervezője:
Lenkei Péter

Kivitelezők: Baranyamegyei Áll.
Építőipari Vállalat,
Pálmai István fő-
építésvezető

1. ábra. A kész csarnok



2. ábra. Utófeszített vasbeton rácsostartó és részletei

A felső öv fent leírt kiképzése néhány, aránylag könnyen megoldható nehézséget is okozott.

Elsősorban a felső öv nem egészen 20° -os (kb. 36%-os), kezdő lejtésszöge problematikus a tetőszigetelés szempontjából. Ez a meredek lejtés megköveteli a ragasztott lemezszigetelés szegezését is, ami jelen esetben könnyen megvalósítható volt, mert a kőszivacs lap szegezhető. A ragasztásokat magas lágyuláspontú bitumennel kell végezni, és legfelső réteggént Ékin 149-ből készült védőhártyát kell alkalmazni.

Ezenkívül az emelési megfogás okozott gondot. Ha a támaszpontoknál fogva emelnék a tartót, akkor a megfogás súlypont alatti, tehát labilis lenne és a felső öv stabilitásának biztosítása okozna nehézséget. Ezért a két megfogási pontot a támaszpont utáni első csomópontoknál képeztük ki. Így a megfogás súlypont feletti és a felső öv kihajlási hossza is lényegesen csökkent. Az emelés időpontjában az alsó öv konzolossága következtében fellépő többlet nyomóigénybevétel az alsó öv betonkeresztmetszetét nem növeli, mivel az időközben lejátszódott húzalfeszültség-vesztések miatt a beton kezdeti feszítési nyomófeszültsége az emeléskor már lényegesen csökkent.

A fenti emelési mód hátránya, hogy állított helyzetben történő feszítés esetében a tartó önsúlyának kedvező hatását az alsó övben feszítéskor fellépő nyomó-feszültségekre nem lehet figyelembe venni. Ezért a fekvő gyártási helyzetben történő feszítés mellett döntöttünk. Ez egyszerűbb katalózi és emelési organizációt eredményezett, továbbá a szakítást és katalózt a beton idősebb korában lehetett végrehajtani.

A feszítési veszteségek számítását a magyar és a külföldi előírások alapján párhuzamosan végeztük. Az ÉKME 2. sz. hídépítési tanszéke és az ÉTI a feszítőhuzalok relaxációs veszteségeinek meghatározására végeztek kísérleteket. Az UKI pedig a kábelburkoló csövekben levő kábelek sűrűlási veszteségeinek meghatározásával foglalkozott.

Mindezek eredményeit felhasználtuk. Számításaink szerint a magyar feszítési szabályzat a beton zsugorodásából és kúszásából származó veszteségekre lényegesen nagyobb, a legkedvezőtlenebb esetre érvényes értékeket ad, mint pl. a kísérleti képleteket közlő szovjet szabályzat. A húzalfeszültség-vesztések számításakor figyelembe vettük a később megfeszített kábel, ill. kábelek által okozott deformációk következtében az előzőleg már megfeszített kábelekben fellépő feszültségcsökkenést. A különböző szabályzatok alapján számított feszültségvesztesség értéke az adott esetben 1800 és 2900 kg/cm² között változott.

A repedésmentesség számítása során tekintettel voltunk az összes húzalfeszültség-vesztésekre, a beton húzószilárdságára, feltételeztük továbbá a feszítőerő külpontosságát a kábeleknek a kábelcsatornában történő esetleges elmozdulása következtében és a feszítés egyéb pontatlanságait is.

Említésre méltó, hogy a sok feszítetlen acélbetét az alsó övben károsan hat a repedésmentes-

ségre. Ez a következőképpen magyarázható: a feszítőerő az alsó övre való engedésekor, az alsó öv betonja és a feszítetlen acélbetétek együttes alakváltozást szenvednek, és bennük rugalmassági modulusuknak megfelelő feszültségek keletkeznek. A későbbiekben a beton zsugorodása és lassú alakváltozása következtében bizonyos mértékű feszültség-átrendeződés következik be. A feszítetlen acélbetétekben a nyomófeszültség nő, a betonban csökken. Amikor az alsó övre a növekvő külső teher következtében fellépő húzóerő fokozatosan hatni kezd, a beton és az acélbetétek nyomófeszültsége fokozatosan csökken. Amikor a betonban a feszültség már nullára csökken, akkor az előbb említett átrendeződés folytán az acélbetétekben még nyomófeszültség marad, mivel a zsugorodás egyáltalán nem, a lassú alakváltozás pedig nagy részben nem megfordítható folyamat. A kísérletek és az elméleti számítások azt mutatták, hogy a feszítetlen acélbetétekben a beton teljes nyúlási alakváltozásának lejátszódása után is nyomófeszültségek maradnak. Ennek következtében az acélbetétek kiterjedni igyekeznek, ami elősegíti a repedések megjelenését.

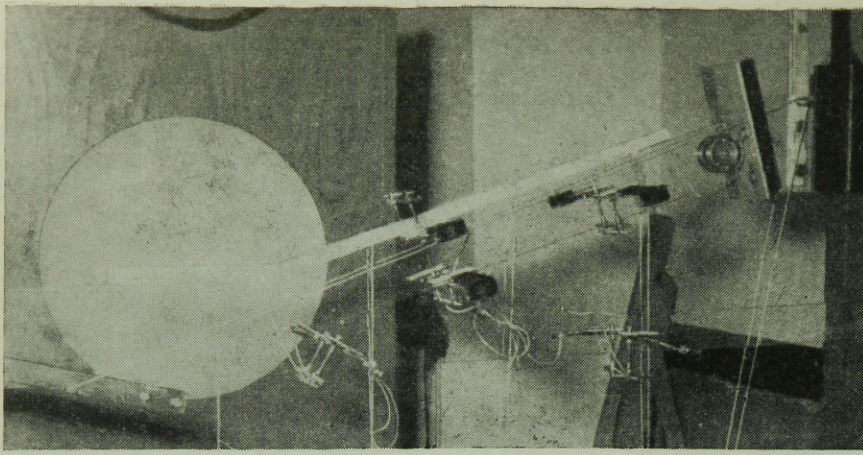
3. Modellkísérlet

Az épület különleges adottságai következtében jelentős hózuggal kellett számolni. A támaszreakciót a hózuggal terhelt oldalon nem lehetett a hálózati pontban átadni. Emiatt a rácsostartó egyik szélső csomópontjában eléggé bonyolult feszültségállapot keletkezett. A szélső csomópontban az övekben keletkezett amúgyis igen jelentős erőhatások találkozása mellett a hózuggateher és a hálózati ponton kívüli alátámasztás okozta, valamint a feszítő erő átadódásából és a keresztmetszet változásokból keletkező helyi hatások tisztán elméleti megfontolások alapján történő számítása nem adott megnyugtató képet a csomópont feszültségállapotáról.

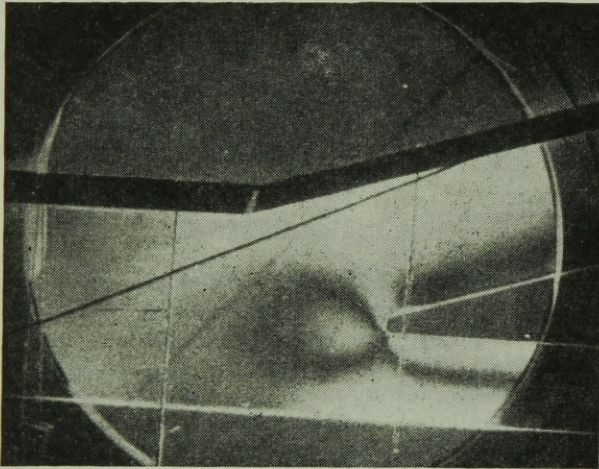
Kérésünkre az ÉKME I. sz. Hídépítési Tanszéke (dr. Halász Ottó, Platthy Pál és Visontai József okl. mérnökök) elvégezte a szélső csomópont modellkísérleti vizsgálatát.

A modellt 1:5 kicsinyítéssel 1 cm vastag plexi-üvegből készítették. A modell viselkedését feszültségoptikai berendezésben vizsgálták különböző terhelések alatt (3. ábra). Fotoelasztikus úton meghatározták az izoklinákat és a főfeszültségi trajektóriákat (4. ábra). A feszültségek mennyiségi meghatározására tenzometrikus méréseket is végeztek a modell több pontján.

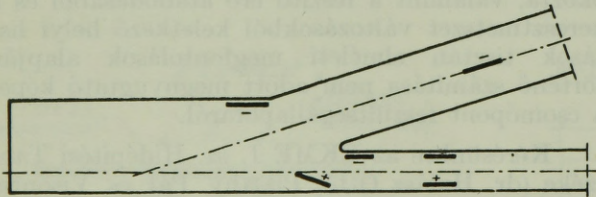
A kísérleti eredmények értékelése szerint, ha az egyenletesen megoszló terhelés mellett a hózuggnak megfelelő terhek is hatottak a modellre, és a hálózati pontban volt az alátámasztás, akkor — mint ahogy az izoklinákból is látható —, az alsó övnek a csomópontba való csatlakozásánál szinguláris pont jött létre. Az 5. ábrán jelölt helyeken feszültségcsúcsok keletkeztek (a + húzást, a — nyomást jelöl az ábrán) Látható, hogy az alsó öv hajlítása miatt a repedésmentes-



3. ábra. Végcsomópont modellje a rászertelt tenzométerekkel. Háttérben a feszültségoptikai berendezés polarizátor lencséje



4. ábra. A terhelés alatti modell a feszültségoptikai berendezésben



5. ábra. A mért feszültségcsúcsok helyei a modellen.
A + húzó, a — nyomófeszültséget jelöl

ség nem biztosítható. Jelen esetben viszont az alátámasztás a hálózati pontból a tartó közepe felé tolódott el. Ennek következményeként egy ellentétes irányú hasonló nagyságrendű nyomaték keletkezett. A két hatás összegeződése következtében a repedésmentesség gyakorlatilag biztosítottnak tekinthető.

Végig egyenletesen megoszló terhelés esetében, ha az alátámasztás a hálózati pontban történt, a repedésmentesség biztosított volt. Ha figyelembe vesszük a hálózati pontból a tartó középpontja felé eltolt alátámasztást, akkor a csomópont felső szálaiban húzás jött létre. Ez nem veszélyes, mivel itt a panelek és az utólagos betonozás védi a főtartót a közvetlen agresszív hatásoktól, de a húzóigénybevételeket természetesen acélbetétekkel kellett felvenni.

4. A lehorgonyzó szerkezet alatti beton teherbírása

Az alsó öv utófeszítése következtében a tervezés során felmerült a lehorgonyzó szerkezet alatti beton teherbírásának kérdése. A magyar szabályzat helyi nyomásra vonatkozó előírása alapján számítva a beton teherbírása nem volt kielégítő, ezért teherelosztó acéllemezt terveztünk, az aránylag drágább anyagból készülő lehorgonyzó szerkezetek méreteinek növelése helyett.

A szovjet feszítési szabályzat alapján végzett ellenőrző számítások szerint hegesztett, keresztirányú hálók alkalmazása esetén teherelosztó acéllemez tervezése nem szükséges. Ilyen rendszerű hálós vasalást mi is alkalmaztunk a bonyolult feszültségállapot és a kábelek repesztőhatása miatt. A keresztirányú, sűrű, hegesztett hálós vasalás hatása hasonló a kengyelek hatásához, a csavarvonalkengyeles oszlopban. A háló alkotói a közöttük levő beton harántirányú kiterjedését akadályozzák, ennek következtében a betonban keletkező haránt nyomófeszültségek a beton teherbírását lényegesen növelik. Eközben a hálót alkotó acélbetétekben húzóigénybevétel lép fel, és határállapotban az acélbetétek megfolynak. Ezt a vasalási rendszert erősen nyomott elemekben alkalmazzák, ahol a nyomóerő a felületnek csupán egy részére összpontosul, tehát alkalmazásuk a lehorgonyzófejek alatti beton teherbíróképességének növelése céljából is indokolt.

A beton határigénybevételének számítása az ilyen hegesztett háló, ún. „közvetett” vasalás figyelembe vételével elvben megegyezik a csavarvonalkengyeles oszlop határigénybevételének számításával. A különbség az, hogy esetünkben természetesen a hosszvasbetéteket nem vesszük figyelembe, a betonkeresztmetszetet egy növelő tényezővel szorozzuk, és egy külön tag fejezi ki a „közvetett” vasalás hatását.

A beton határigénybevételének képletét, ha a nyomóerő közvetett vasalás esetén a felületnek csupán egy részére összpontosul, a szovjet feszítési szabályzat alapján az alábbiakban közöljük (CH 10—57 § 48. 11. képlet):

$$N_H = 0,8 \sigma_{CH} F + m F_b \sigma_{vH}$$

$$\text{ahol: } \Theta = 4 - 3 \sqrt{\frac{F}{F_t}}$$

Θ — a helyi nyomás határfeszültségének növelő tényezője a „közvetett” vasalás hatásának figyelembe vételével.

$$m = \frac{n_1 l_1 f_1 + n_2 l_2 f_2}{l_1 l_2 h}$$

m — a közvetett vasalás ún. „térfogati” tényezője.

$n_1 l_1 f_1$ és $n_2 l_2 f_2$ — megfelelően δ : a két merőleges irányban a hálót alkotó betonacélrudak száma, hossza, és egy rúd keresztmetszeti területe.

h — a hálók egymástól való távolsága (l_1 l_2 h értelmezését 1. a 2. ábra „A” részletén).

F — a közvetlenül nyomott betonterület a lehorgonyzó-fej alatt.

F_t — a teljes betonterület, amelynek súlypontja megegyezik a közvetlenül nyomott betonterület súlypontjával.

F_b — a háló szélső alkotói által bezárt betonterület.

σ_{bH} és σ_{VH} — megfelelően a beton és betonacél határfeszültsége.

5. Kivitelezés, feszítés, emelés

A tartók fekvő helyzetben, egy darabban előregyártva, végleges terv szerinti helyük alatt, a csarnok alzatbetonján kiképzett téglafórmán, gyalult fa oldalzaluzatban készültek. A kényesebb részekre megkövetelt 2—3 mm-es méret-tűrést tartani lehetett olyannyira, hogy a több mint 24 m hosszú egyenes kábelcsatornán teljes keresztmetszetében át lehetett látni.

A tartó a kivitelező kérésére csak B 280 minőségű betonból készült. Ez túlzott óvatosságnak bizonyult, mert a 370 kg/m^3 500-as beremendi cementtel és 30% kétszer tört andezit zúzalékkal javított adonyi dunakaviccsal készült földnedves beton, minden más különösebb adalékanyag-előkészítés nélkül átlagban 400 kg/cm^2 -en felüli kockaszilárdságot ért el. Az adalékanyag max. szemnagysága 30 mm volt. Nagymértékben a B 280 minőségű beton alkalmazásának következményei a viszonylag túlzott betonkeresztmetszetek és a tartó 16,5 t súlya. A főtartó érlelése gőzölés nélkül történt.

A normál acélbetéteket a vasbeton rácsos-tartóknál szokásos módon alakítottuk ki. Az alsó és felső övek végigmenő acélbetétei periodikus profilú 50.35 BmK jelű acélból hegesztett kivitelben készültek.

A tartókat fekvő állapotban, gyártási helyükön feszítettük meg. A feszítés rendszere a hazai gyakorlatban általánosan alkalmazott utófeszítési eljáráshoz hasonló Horel-rendszer.

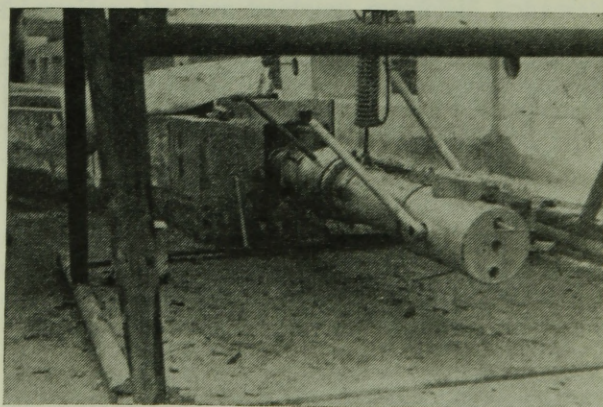
A feszítőkábelek számára az alsó övben három 45 mm átmérőjű kábelcsatornát képeztünk ki (2. ábra) a Hídepítő Vállalat által gyártott bordás kábelburkoló csövek segítségével. A 3 m hosszú

darabokból álló csöveket különleges gépen 0,16 mm vastag mélyhúzó acélszalagból készítették. A csövek toldását egyszerű egymásba dugással oldottuk meg. A csövek tervszerinti helyzetét hegesztett betonacél-rácsokkal és a bennük áthúzott végigmenő gázcsövekkel biztosítottuk. A kábelburkoló csövek beépítése elég költséges, és alkalmazásuk az injektáló habarcs szempontjából sem előnyös. Egyenes kábelek esetén előregyártott szerkezetekben felhasználásuk nem indokolt. A legjobb megoldásnak az látszik, ha a kábelcsatornát olyan olaj- vagy szappanemulzióval bevont varrat nélküli acélsővel képezzük ki, amelyet a beton kötése közben óvatosan mozgatva és forgatva a betonozás után 1—2 órával a betonból eltávolítunk. Sajnos ezt a megoldást a hazai tapasztalatok hiánya és az idő rövidsége miatt a kivitelező kockázatosnak ítélte.

Az alsó övben a feszítő erőt három 20 db 5 mm átmérőjű 150.50 KB jelű hidegen húzott különleges betonacélból kialakított kábel megfeszítésével hoztuk létre. A szokásos kábelrendező spirálokat Karnya L. elmés újítása feleslegessé tette. A feszítést Horel-rendszerű, kettős működésű hidraulikus feszítő sajtóval végeztük (6. ábra). A sajtó 15—20 $\varnothing$ 4,5—5,0 mm huzal megfeszítésére alkalmas, max. 50 t feszítőerővel. A dugattyú lökethossza 50 m hosszú kábelek egyoldalról történő feszítését teszi lehetővé. A huzalok túlnyújtási hossza a sajtóba történő befogáshoz kb. 600 mm.

A lehorgonyzó szerkezet egy gyűrűből és egy különleges profilúra kiképzett dugóból (7. ábra), valamint a fentebb említett teherelosztó acéllemezből állt. A gyűrűt és a dugót megfelelő anyagok hiánya miatt egyaránt A 60.11 jelű acélból gyártattuk. A dugót edzés után 100 kg/mm^2 szilárdságúra kellett megereszteni. A dugóban kiképzett furat az injektálást segíti elő. A tapasztalatok azt mutatják, hogy ezt a furatot, mint megmunkálási többletet okozó műveletet el lehet hagyni. Injektáló sapka alkalmazása esetén ugyanis a híg cementpép a sapka alatt a huzalok közötti résekben is könnyen bedolgozható.

A 20 $\varnothing$ 5 mm-es huzalból álló kábeleket 39,2 t erővel feszítettük meg. Ez $10\,000 \text{ kg/cm}^2$ dugózási huzalfeszültségnek felel meg, és gyakor-



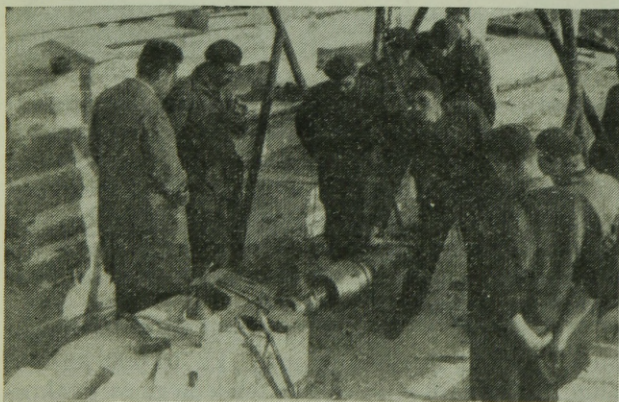
6. ábra. Feszítésre kész Horel HVD-20 feszítősajtó a fekvő tartóra szerelve

latilag egyenlő a szabályzat által engedélyezett, a határfeszültséget 10%-kal meghaladó feszítési feszültséggel.

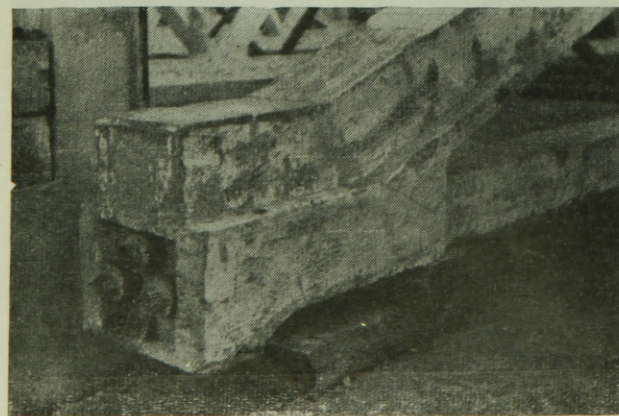
A feszítés megkezdése előtt minden alkalmasra kerülő alkatrészt megtisztítottunk a szennyeződésektől. A teherelosztó lemezeken megjelöltük a kábelcsatornák tengelyét, hogy a kábelek tervszerinti helyzete biztosítható legyen. A feszítés megkezdésekor a beton elérte 28 napos kockaszilárdságát. A feszítés az egyik oldalról történt, ezért a feszítetlen végén a dugót mindig a teljes ütközésig bevertük a lehorgonyzó gyűrűbe rendezett huzalok közé.

A feszítés két lépcsőben történt. 6 t feszítőerő elérése után a huzalok alakváltozásának kiegyenlítése céljából rövid szünetet tartottunk, majd a feszültség visszaengedése után ezt a kezdő helyzetet a huzalokon jelöléssel rögzítettük. Ennek alapján a továbbiakban a huzalok nyúlását ellenőrizni lehetett. A feszítetlen végeken is jelöltük a huzalok kezdő helyzetét és figyeltük az esetleges becúszásokat. A maximális feszítő erőt fokozatosan értük el és azt 10 percig a kábelben tartottuk a relaxációs veszteségek csökkentése céljából.

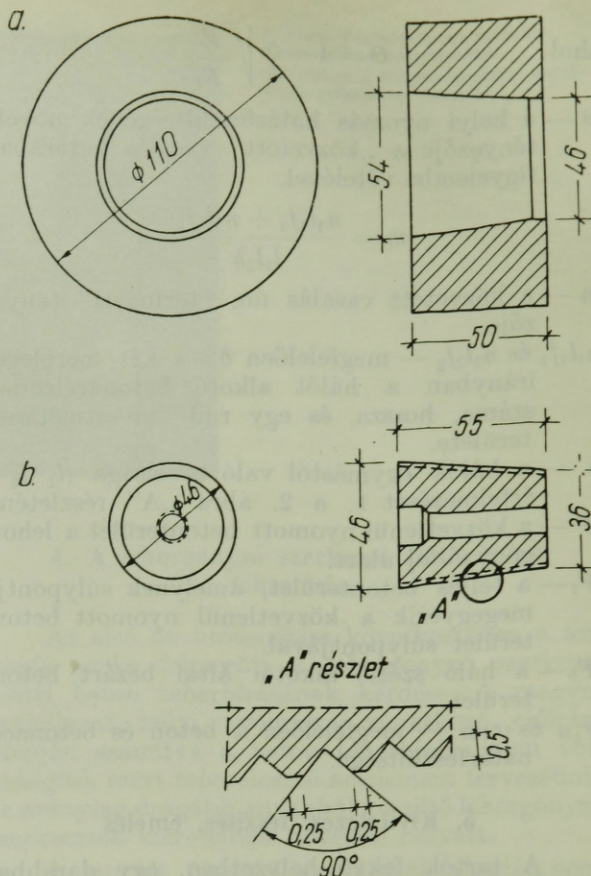
Egynél több huzal megcsúszása vagy szakadása esetén a kábelt kidugóztuk és az elszakadt szálak pótlása után a kábelt újra megfeszítettük. A dugózást kb. 6 t erővel végeztük, a kettős működésű sajtó kisebbik dugattyújával. A kábelek feszítési sorrendjét a 2. ábrán látható számozás jelzi. A huzalok teljes nyúlása általában 140–150



8. ábra. Feszítés Horel sajtóval



9. ábra. Injektált lehorgonyzófejek



7. ábra. Lehorgonyzó szerkezet: a) lehorgonyzó gyűrű, b) lehorgonyzó dugó (ék) és profil részlete

milliméter volt. Ez azt mutatta, hogy a huzalok rugalmassági modulusa a szabályzatban előírt 1 900 000 kg/cm²-et nem érte el.

Feszítés közben a tartók alsó és felső öve fokozatosan elszakadt az aljzattól, az alsó öv összenyomódott, ezért a felső öv is deformálódott, minek következtében a nyílmagasság megnőtt. Az elmozdulások nagyságrendje 10 mm volt. Ez a tény egyrészt a felszakítási igénybevételeket lényegesen csökkentette, másrészt mintegy túl-emelésként hatott a tartóra.

A feszítő sajtókat az UKI jól bevált mérőhengeres módszerével kalibrálta be a helyszínen. Ez a módszer lehetővé teszi, hogy a kábel-súrlódásból, továbbá a huzaloknak a lehorgonyzó gyűrűben történő irányváltozásából származó feszültségvesztéseket már eleve figyelembe vegyük és kiküszöböljük.

A feszítési munkálatok tapasztalatai alapján megállapítható, hogy a Horel-sajtó bevált, az ellene támasztott kifogások (230 kg-os súly a rá szerelt hidraulika miatt, nehézkes huzalbefogás stb.) nem helytállóak.

A csaknem félszáz kábel megfeszítését egyetlen feszítőbrigáddal három nap alatt végeztük el. Huzalmegcsúszás három alkalommal történt. Egy kábel megfeszítése körülbelül félóra hosszát tartott. A sajtó leszerelése után a lehorgonyzó fejből kiálló huzalvégeket — az injektáló sapka felerősíthetése céljából — megfelelő hosszúságúra levágtuk.

Az injektálást MÁVAG motorikus habarcszivattyúval végeztük 4,5–6,0 att nyomással,

0,45—0,55 vízcement tényezőjű tatabányai 600-as cementből készült cementpéppel. Az injektált lehorgonyzófejek a 9. ábrán láthatók. Szilárdulásgyorsítót vagy plasztifikátort sem a betonhoz, sem a cementpéphez nem adagoltunk.

A tartók felszakítása csavaremelőkkel 4 ponton történt. A kantolást és a beemelést négy, ill. kétpontos megfogással, két hernyótalpas daruval (NCK) végeztük (10. ábra). Emeléskor az injektált cementpép elérte a megkívánt 100—150 kg/cm² szilárdságot.

A földempaneleket a tartó beemelése után a felső öv végleges kimerevítése céljából azonnal elhelyeztük, a földempanelekből kinyúló acélbetétet a felső öv felett egymáshoz kötöttük és a hézagokat, valamint a lehorgonyzófejet B 280 minőségű betonnal töltöttük ki. Ezután az ideiglenes kimerevítéseket eltávolítottuk.

A csarnok felmenő szerkezeteinek gyártása, feszítése és szerelése nem egészen négy hónapig tartott; a csarnok összeszerelése, a tetőt és falpaneleket is beleértve, 1960 decemberében fejeződött be.

6. Próbatétel

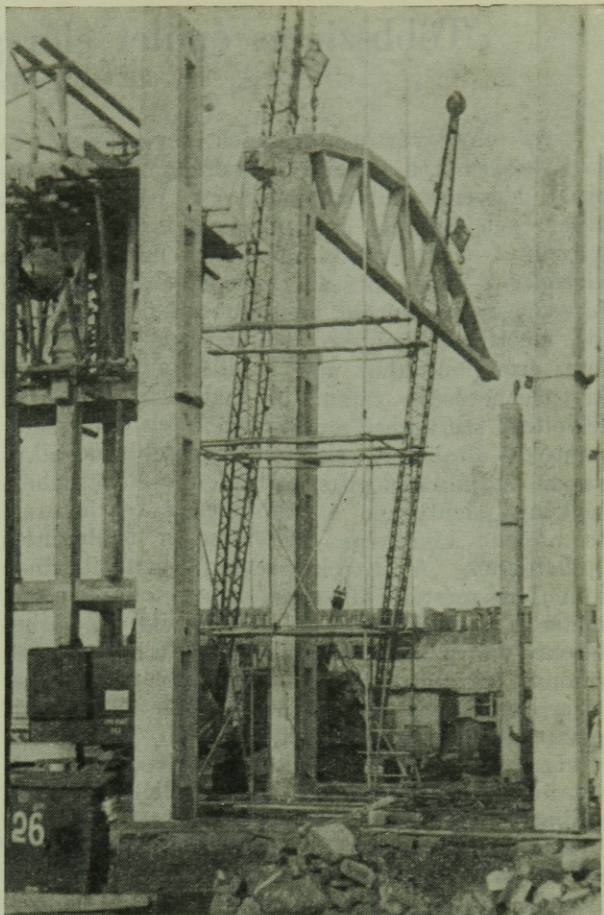
A tartók viselkedésének meghatározására három szomszédos tartón tervszerinti helyzetben próbatételt végeztünk, mégpedig az építkezés sűrűségére való tekintettel úgy, hogy az az építési munkálatokban fennakadást ne okozzon. Ezért a rendelkezésre álló eszközökkel csak a lehajlások mérésére volt lehetőség. A pilléreken elhelyezett főtartók alsó öveinek közepére mérési jelet erősítettünk. Az első mérést panelterhelés nélkül végeztük. A további terhelést a panelsúly és több rétegben felhordott közsivacs lap alkotta. A próbateher minden lépcsőben egyenletesen megoszló volt, és az utolsó lépcsőben a mértékadó terhelésnek felelt meg. A lehajlásokat geodéziai magasságméréssel, Zeiss-Theo 010 (") jelű 32-szeres nagyítású távcsővel ellátott teodolittal végeztük. Sajnos, a gyártási és emelési technológia miatt a tartó önsúlyából eredő lehajlás észlelése nagy nehézségeket okozott volna. A három tartó lehajlása közül az önsúly nélküli mértékadó terhelés alatt a legnagyobb értékű 15 mm volt. Ez a terhelés a teljes mértékadó terhelés 5/6-ának felelt meg. A mérési pontosság $\pm 2,2$ mm volt. A feszítáv nem egészen 1600-ad részének megfelelő lehajlás a szerkezet nagy merevségét bizonyítja.

A próbatétel alatt megnyíló repedéseket nem lehetett megfigyelni. Sajnos, hajszálrepedések észlelésére nem volt lehetőségünk, bár ez igen érdekes következtetésekre adott volna alkalmat.

7. Összefoglalás

Az ismertetett szerkezetű tartó további alkalmazásra ajánlható, a következő megjegyzésekkel:

Még helyszínen előregyártott utófeszített szerkezet esetében is legalább B 400 minőségű beton alkalmazása kívánatos.



10. ábra. Rácsostartó emelése

A kábelcsatornákat a betonból eltávolítható csövekkel kell kiképezni. Hasznosnak látszik különböző „közvetett” vasalási rendszerek esetében a feszítőfejek alatti beton-határfeszültségek nagyságának kísérleti meghatározása, továbbá a beton zsugorodásának és lassú alakváltozásának kísérleti meghatározása a kivitelezés során ténylegesen fennálló körülmények (gőzölés, rendszeres utóérlelés, stb.) figyelembe vételével. A vizsgálatok eredményeinek rögzítése a vonatkozó szabványokban jelentős megtakarításokra vezetne.

Kíváncsú ezenkívül az acélhuzal megengedett feszítési feszültségének többek által javasolt felemelése. Ez természetesen megfelelő kohászati technológiai változásokat követel. A feszítési feszültségek felemelése esetén a repedésmentesség követelményét kevesebb acélhuzallal lehet kielégíteni és a szerkezet deformációkészsége csökkenthető.

A tartó tervezése és kivitelezése során szerzett tapasztalatok alapján megállapítható, hogy másodfokú parabolába írt felsőöves és feszített alsó-öves rácsostartó statikailag optimális, gazdaságos szerkezet. Az alsó övben a nagy betonacél-megtakarítás fedezi a feszítési többletköltségeket, így a szerkezet versenyképes a feszítetlen szerkezettel. (Egy kábel feszítve és injektálva 3000 forintba került.) A feszítéssel kapcsolatos különleges munkákat a hazai kivitelező vállalatok el tudják végezni.

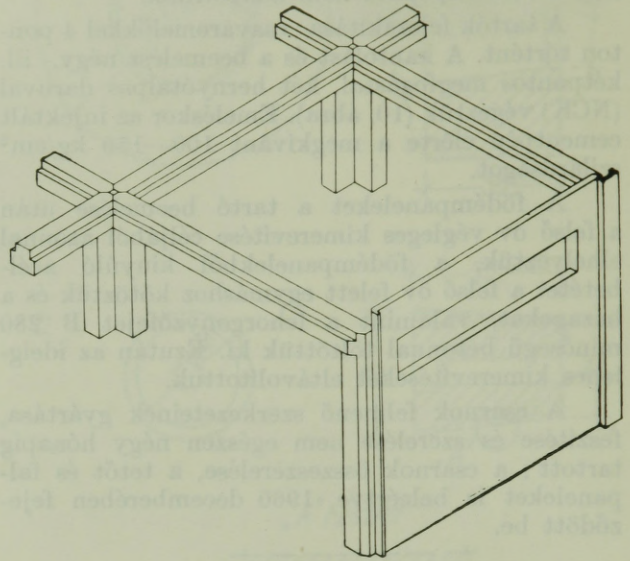
Többszintes épület előregyártott térbeli keretekből

BREUER GYÖRGY

Az előregyártott épületek tervezésénél és kivitelezésénél, a szerkezeti rendszer megválasztásánál lényeges követelményként jelentkezik a pillér és a gerenda csatlakozásának minél tökéletesebb — az erőtani igényeket minél jobban kielégítő — kialakítása; az épület építés alatti és végleges merevítése, valamint az „összeállítási” idő lehető csökkentése. Többszintes épületeknél fenti szempontokhoz még a pillértoldás egyszerű kivitelezhetősége társul. A rúdszerű elemekből felépített szerkezeti rendszerek a felsorolt szempontokat általában, csak több-kevesebb megalkuvással tudják kielégíteni. Mindenek előtt nehézséggént jelentkezik a sarokmerev csatlakozási csomópont kiképzése, különösen a többszintes épületeknél. A sarokmerevség biztosításához különböző mértékű kiharapásokra — tehát keresztmetszeti gyengítésekre — és behajlítandó vasbetétekre van szükség, amelyek célszerű elrendezése, különös tekintettel arra, hogy a pillérek toldása is erre a környezetre esik, számos elméleti és gyakorlati nehézséget jelent. Az ún. „Lambda” rendszernél pedig, amely a toldási csomópontot, a sarokból a nyomatéki nullpont felé tolja el, a vasbetétek illesztési pontossága, valamint az illesztés kivitelezésének (hegesztés, betonozás) külön állványigénye, vet fel problémákat. Ezeken kívül a rúdszerkezeteknél — minthogy a hosszirányú épületmerevség végleges biztosítása csak a födémelemek elhelyezése és hézag kibetonozása után történhetik meg, feltétlenül szükség van ideiglenes kikötésekre, dúcölásokra, amelyek fel- és leszerelési időt, munkaerőt, anyagot igényelnek és a beemelési munkák menetét, az emelőgépek mozgását is akadályozzák.

Az előadott nehézségek, illetve hátrányok kiküszöbölésére — elsősorban a többszintes épületeknél — kézenfekvőnek látszik, a térbeli szerkezeti rendszerek alkalmazása. A csomóponti csatlakozás nehézségeit mellőzendő pedig előtérbe kerül — a rúdelemekből összeállított szerkezet helyett — az egy darabban előregyártott keret alkalmazása. Ezen két elv egyesítéséből, természetesen kikötődik a két irányban elhelyezett térbeli elrendezésű keretekből felépített épület (1. ábra). A szerkezeti rendszer alapelveit már néhány évvel ezelőtt vázoltuk e lap hasábjain. Az akkor leírt elméleti elgondolások, most öltöttek tényleges testet a Hatvani Konzervgyár 1961. év folyamán kivitelezett paradicsomüzem és raktár épületénél. Az épület ötszintes, szintenként 1500 kg/m² hasznos terheléssel. Elhelyezése a zsúfolt gyártelepen belül építési organizáció szempontjából nagyon kedvezőtlen, mert a mellette fekvő épületek, vasúti vágányok és egyéb gyári berendezések (gőzvezeték stb.) nem teszik lehetővé emelőgépek elhelyezését az alaprajz körvonalain kívül.

Az épület — beleértve a lépcsőházat is — teljes előregyártással készült, kivéve a két felvonó



1. ábra. Keretváz, falpanellel

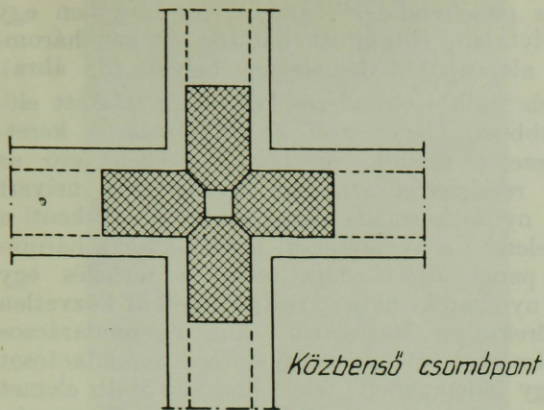
körül részeket. Megjegyezni kívánjuk, hogy az előregyártás lendülete annyira magával ragadta a kivitelezőt, hogy saját kezdeményezéséből, még a felvonóakna határfalait is előregyártotta.

A szerkezeti váz tehát — mint említettük — mindkét irányban egy nyílású térbeli keretből áll. Egy, négy egymásnak támaszkodó keretelemből kialakított „kocka” (helyesebben hasáb) felállítás után, minden egyéb külső kidúcolás, vagy merevítés nélkül már stabil és az egész épületváz erre az alapformára támaszkodva, fokozatosan, állandó stabilitás mellett elhelyezhető. A külső határfalak mentén a rendszert, az azonos elvek alapján kiképezett falpanelek zárják le, amelyek lényegileg zárt keretelemek; teherhordó vasbeton keretből és ezen belül elhelyezkedő, merevítő bordákkal megszakított, kétrétegű kőszivacs térelhatárolásból állanak. A falpanelekbe már a gyártás folyamán elhelyezik a vasablakokat és egyéb nyílászárókat (erkélyajtókat, földszinti ajtókat). Ugyancsak a gyártás folyamán építik a falpanelekbe azokat a homlokzati műkö elemeket, amelyek a homlokzat függőleges hangsúlyozását adják.

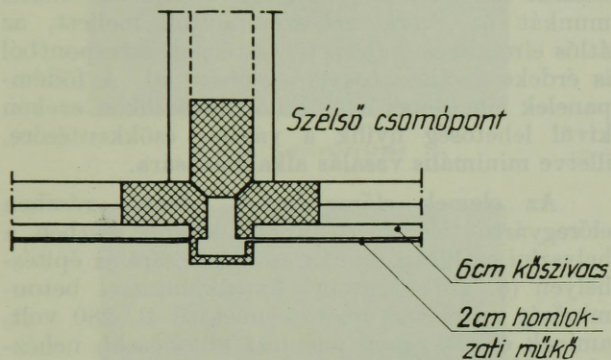
Az egy nyílású keretelemből összeállított épület sarokmerevségét, az egyes nyílásokon belül és a teljes épületnél is, ez a keretrendszer biztosítja. A vízszintes, monolit összeköttetést a keretek felett a födémpanelek végbordái között elhelyezkedő, két irányba futó, egymást keresztelő, födém koszorúk szolgáltatják.

A keretpillérek függőleges toldása részben a keresztalakban elhelyezkedő pillérsávok közötti üreg vasalása és kibetonozása révén történik (2. ábra), részben pedig a keretlábak belső oldalán kialakított hegesztéses toldással (3. ábra).

A toldó elem az alsó keretből kinyúló szögvas heveder, amelynek szárai közé hegesztett kapcsó-

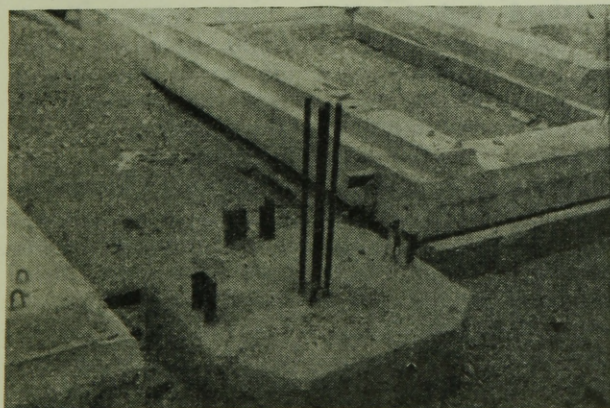


Közbenő csomópont

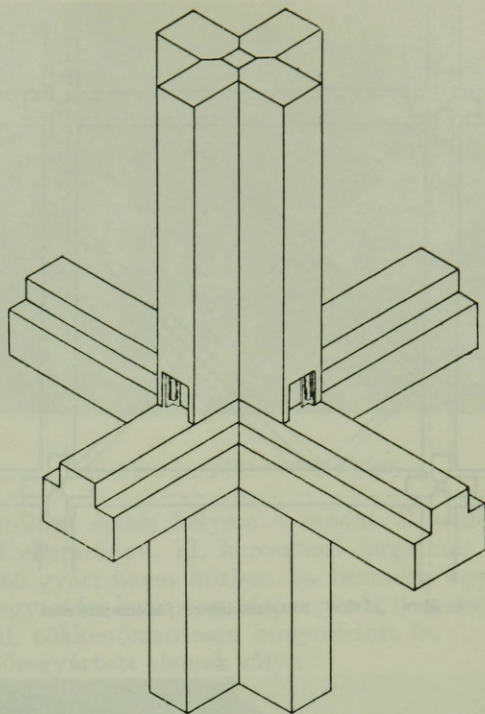


2. ábra. Csomóponti csatlakozások

lással illeszkedik a felső keretláb kiharapásában elhelyezkedő vasbetét. A földszinti keretek csatlakoztatása az alaptestekhez — az eddig megszo-
kott kehely rendszerű kiképzések helyett — ugyanezen elv alapján kialakított alapesonkokhoz történik (4. ábra). Ez a megoldás az alapozásnál azzal a további előnnyel jár, hogy elmarad az ékelgetés a kehelyben és a kehelynek rendszerint nehéz kibetonozása szűk helyen. A hegesztési munka nem akadályozza a beemelés folyamatos végzését, mert az emelőgép a beemelt elemet nyugodtan elengedheti, hiszen annak ideiglenes merevítése, a térbeliség révén biztosított és a hegesztéses toldás, későbbi munkaütemben is elvégezhető.



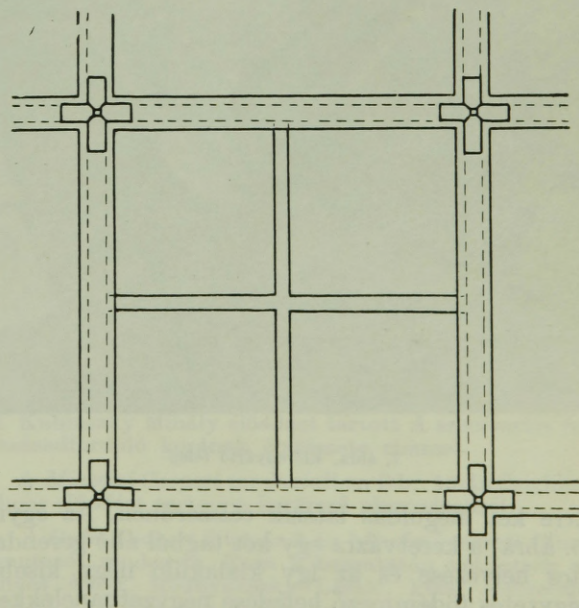
4. ábra. Alapesonk



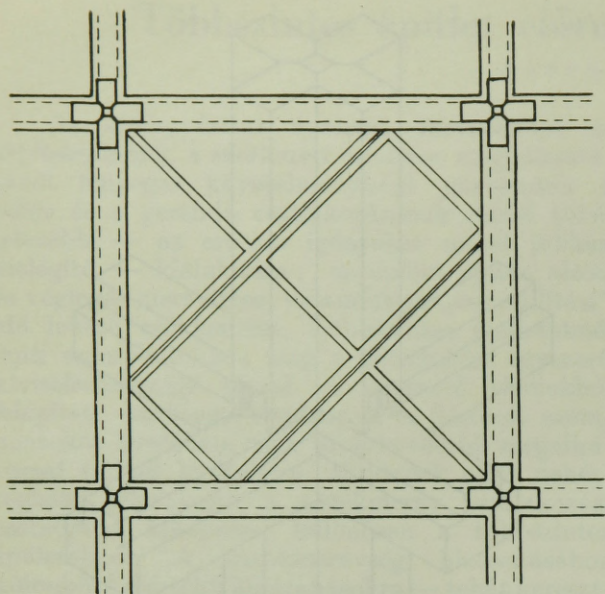
3. ábra. Pillértoldás

A kivitelezésnél szerzett tapasztalatok teljes mértékben igazolták ezt. A hegesztésre több esetben csak több emeletsor elemeinek felállítása után került sor.

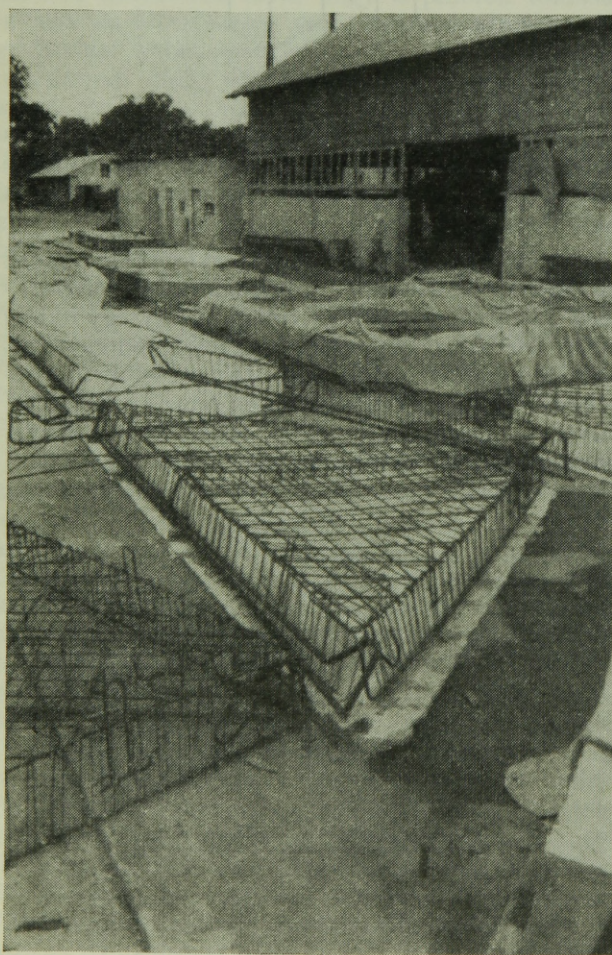
A térbeli alátámasztó szerkezetből önként következik a kétirányú födém szerkezet célszerűsége. Legkívánatosabb az volna, ha egy-egy födém mező lefedésére, egyetlen négyzetes födémpanelt lehetne alkalmazni. Ez azonban az esetek többségében — így a tárgyalt épületnél sem — lehetséges, mivel az ilyen nagyméretű födém elemek súlya, rendszerint meghaladja az emelőberendezés teherbírását. A födémmezőt tehát meg kell osztani.



5. ábra. Födém szerkezet gerendarács és négyzetes panelekkel



6. ábra. „Átlós” panelrendszerű födémrendszer



7. ábra. Előregyártó telep

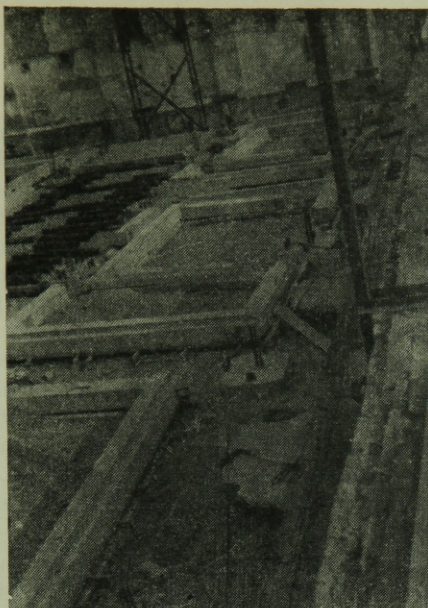
Erre két megoldás látszik célszerűnek. Az egyik (5. ábra) a keretvázra egy két tagból álló gerendarács helyezése és az így kialakuló négy kisebb négyzetes födémmező befedése négyzetpanelekkel. A másik: a tárgyalt épületnél is használt, ún.

„átlós panelrendszer”, amely egy mezőben egy szabálytalan, elnyújtott hatszög és két háromszög alaprajzú födémlemezt helyez (6. ábra).

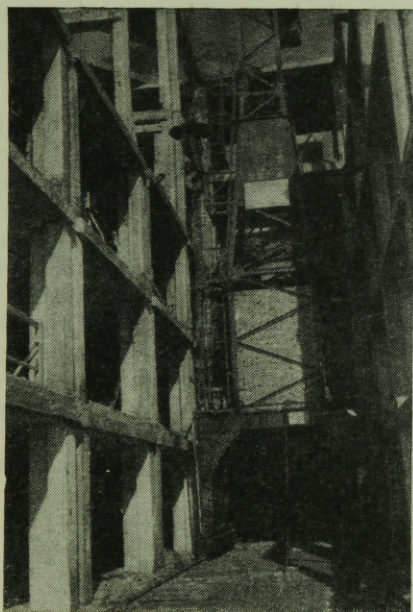
Ez utóbbi elrendezés két okból látszott előnyösebbnek. Egyrészt az alátámasztó keretszerkezetet támadó összpontosított terhelő erő az előző rendszerrel szemben nyílásközép helyett kb. a nyílás harmada körül hat, ami csökkent a keretelemen a nyomatók, ugyanakkor a háromszög panel átlósbordája révén a terhelés egy része nyomatóki hatás kiváltása nélkül közvetlen a pillérekre jut. Másrészt — míg a gerendarácsos elrendezésnél egy-egy mezőben egy gerendarácsot és négy födémpanelt, tehát összesen öt db elemet kell beemelni — az „átlós” rendszerrel, csupán 3 db-ot, ami az emelőgép kapacitás jobb kihasználását teszi lehetővé és meggyorsítja az emelési munkát is. Szerkezeti szempontok mellett, az átlós elrendezés építészeti, esztétikai szempontból is érdekes, változatos megjelenést ad. A födémpanelek lemezeinél a szűkülő szakaszokon ezeken kívül lehetőség nyílik a vasalás csökkentésére, illetve minimális vasalás alkalmazására.

Az elemek előregyártása jelentős részben előregyártó telepen (7. ábra), kisebb részben a helyszíni szállítási munka csökkentésére az építéshelyen (8. ábra) történt. Az alkalmazott betonminőség az előregyártott elemeknél B. 280 volt, aminek elérése nem jelentett különösebb nehézséget. Mind a paneleket, mind a kereteket és falpaneleket tavaszt olajjal kezelt betonmagon, illetve aljzatfelületen gyártották. A külső felületek gondosan összedolgozott gyalult fazsaluzattal készültek. A falpaneleket és lépcsőházelemeket ún. kétütemű előregyártásra terveztük meg. Az első ütemben kerültek gyártásra az „L” alakú lépcsőfokok, ill. az „U” alakú ugyancsak műköből készülő, homlokzati hangsúlyozó, ill. hézagtakaró elemek, míg az alapelemek (lépcsőkarok, falpanelek) a II. ütemben készülnek, az előbb említett részelemek zsaluzatba helyezésével.

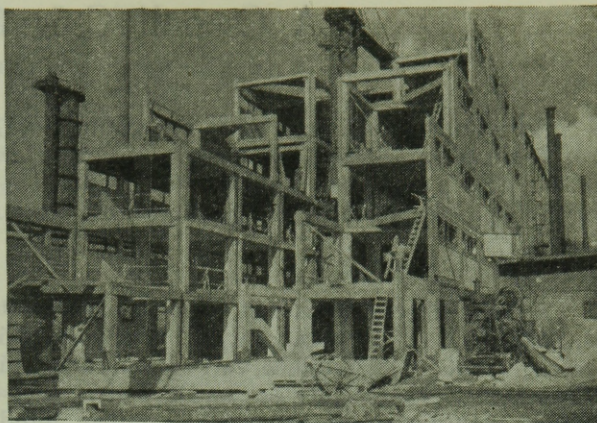
Az egész épület szerelése egyetlen toronydarúval történt. Mivel az épület körvonalán kívül, emelőgép mozgatására lehetőség nem volt, a toronydaru az épületen belül, a középső pillér közben mozgott (9. ábra). Ez a helyszükséglet megtakarításán kívül a további jelentős előnnyel járt, hogy a toronydaru karkinyúlása a lehető legkedvezőbben volt kihasználható. Az épület szerelését vertikális munkáütemben végezték. A toronydaru (45 tm-es Baumeister típus) a mellette levő mezőkben, valamint az előtte levő mezőben elhelyezte egymásra az összes emelet sor elemeit, majd fokozatosan hátrálva elhelyezte a vágány vonalába eső középső épületsáv elemeit (10. ábra). Az épület teljes beemelési munkája kb. 6 hét alatt volt elvégezhető, és múlt évi december elejére befejeződött. A téli időszakra a belső munkálatok, gépészeti szerelések voltak ütemezhetőek. A kivitelezés nagyon pontos volt. Az előregyártott elemek jól illeszkedtek, ami jelentősen megkönnyítette a beemelési folyamatosságát. A jó munkaszervezés pedig lehetővé tette, hogy az előregyártott elemek szállítása az előregyártás



8. ábra. Keretelőgyártás



9. ábra. Beemelés



10. ábra. Az épület szerelés közben

helyéről az építés helyére a rendkívül zsúfolt és óriási ellenirányú, ill. keresztező forgalmat lebonyolító gyári üzem közben (a beemelés éppen a cukorgyártási kampány idejére esett!) késedelem nélkül, zökkenőmentesen bonyolódott le.

Az előregyártott elemek súlya :

a födém panelek.....	1,5—3,8 t
a keretek	2,5—4,5 t
a falpanelek	4,2—5,3 t

A szerkezet elemei az épület bármely irányú — akár eltérő szintmagasságú — bővítését egyszerűen teszik lehetővé, lehetőséget nyújtanak tetszőleges alaprajzi elrendezés kialakítására. Minthogy a szerkezeti elv mellőzi a nagysúlyú, csak helyszínen előregyártható elemeket (főleg a többszintes pillérek ilyenek) az elemek központi előregyártott telepen elkészíthetők, speciális elemszállító kocsikon (amelyek a panelos lakóházakhoz is szükségesek) a helyszínre szállíthatók és így alkalmasak a típustervezés folytán felmerülő igények kielégítésére.

Az épület építész terveit az ÁÉTV-ben : Érchegyi László, Fábíán Árpád és Szili Sándor, statikus terveit a szerző, készítették.

Kivitelező : Hevesmegyei Állami Építőipari Vállalat, Novodonszky György építésvezető.

Az Egyesület hírei

Konferencia. Külföldi utak

Az Egyesület 1962. év őszén nemzetközi konferenciát rendez az épületelemek gyártásáról. A konferenciának két tárgyköre lesz, úgymint : A panelelemek üzemi gyártása és A feszített beton elemek üzemi gyártása.

Az Egyesület IBUSZ, illetve EXPRESS utakat szervez a Szovjetunióba, Romániába, Csehszlovákiába, a Német Demokratikus Köztársaságba és Lengyelországba. A meghirdetett utakhoz az Egyesület szakmai programot biztosít. Jelentkezni az Egyesület Titkarságán lehet.

A Területi Csoportok hírei

Megalakult a *Veszprémi Csoport* 34-es taglétszámmal. A Csoport elkészítette munkatervét.

A *Soproni Csoport* rendezésében február 12-én Dr. Kubinszky Mihály előadást tartott A szecessziós és a századforduló korának építésze címmel.

A *Miskolci Csoport* rendezésében febr. 13-án Cziglina Vilmos előadást tartott a korszerű alapozásokról.

A *Győri Csoport* február 2-án képzőművészeti filmbemutatót rendezett. Ezen a bemutatón vetítették a Fényes Adolf, Mednyánszky László, Pécs, Debrecen című magyar filmeket és Egy művész alkotásai tükrében című bolgár kisfilmet.

A Csepeli Csőgyár hegesztőcsarnoka

Dr. MENYHÁRD ISTVÁN és SEMSEY LAJOS

Az elmúlt évben egy 7 000 m² alapterületű, sok tekintetben újszerű csarnokot tervezett az IPARTERV, amelynek építését rövidesen befejezik. Ezt a csarnokot ismertetjük az alábbiakban.

A teherhordó szerkezet

A héjszerkezetű daruzott csarnok alaprajzát és metszeteit az 1. ábrán látjuk. A teherhordó szerkezeteket a Székesfehérvári Könnyűfémmű csarnokainál alkalmazott és bevált építési technológia alapulvételével terveztük, azonban mind a héj alakját, mind pedig a nappali bevilágítás módját illetően eltértünk az ott alkalmazott szerkezeti alaktól. Az oszlopállás-távolság a gyártástechnológiai kívánalmaknak megfelelően 14 m, a héjak támaszköze 20 m-es daruhíd-támaszközből folyólag 21,80 m a héjszerkezet szegély íveinek elméleti felfekvései pontjaiban mérve. A csarnok kéthajós, és összesen 22 azonos elemből áll (2. ábra).

A teherhordó szerkezet és a vele összefüggő építéstechnológia a következő:

A különböző mélységben fekvő teherbíró talajhoz beton alaptestekkel csatlakoztunk, amelyre a szokásos monolitikus vasbeton kelyheket helyeztük. Ezekbe állítottuk be az előregyártott V alakú oszlopokat. A közbülső V lábú oszlopokat két-két szélső oszlop összeépítése adja; tehát az összes oszlopok azonosak.

Az oszlopok konzoljain helyezkednek el a darupálya vasszerkezetű tartói, ezeket előre legyártottuk. A darupályák és a daruhidak felszerelése párhuzamosan folyt.

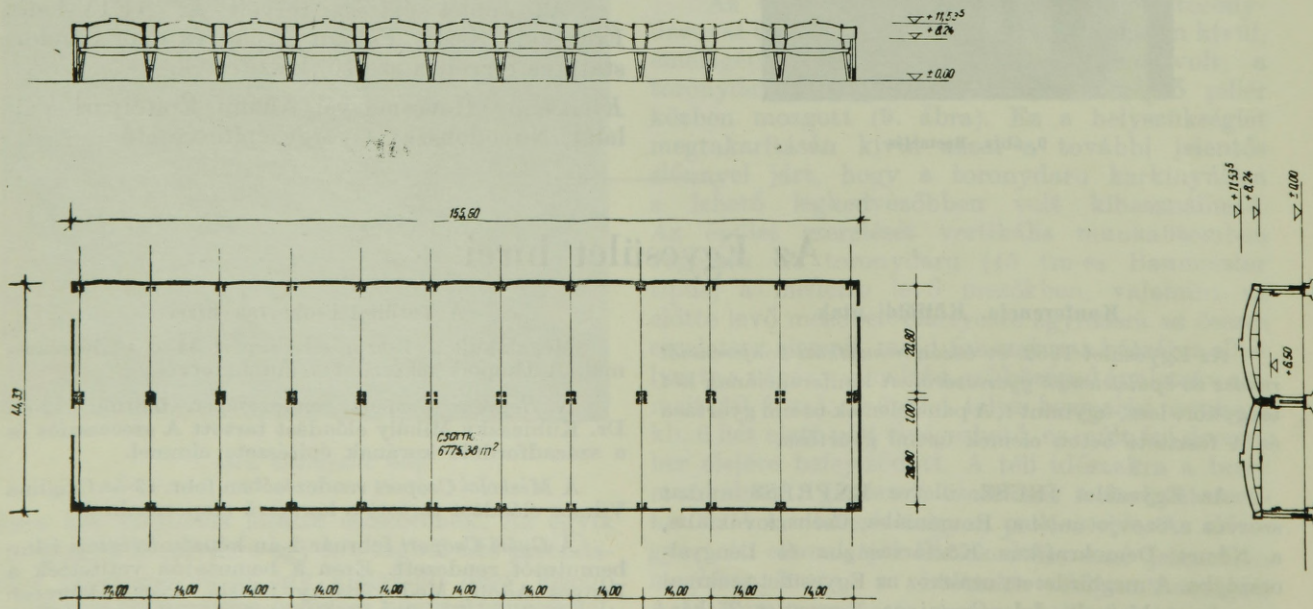
Az építési munkák e fázisa — a földmunkát is beleértve — közel 2 havi megszakítással, március hó elejétől július végéig tartott.

A darupályák felszerelése után — augusztus hó elejétől október közepéig — készültek el az ívpárok, amelyeket a négy daruhídról monolitikus módon építettünk (3. ábra). Egy-egy ívpár elkészítése a bezsaluzás kezdetétől a kiszaluzásig átlag 10 napig tartott. Ebből az időből a beton szilárdulására átlag 7 nap jutott. Az ívpárok betonjához a nyári és a meleg koraőszi időben 500-as, októberben pedig 600-as cementet használtunk, így rövid kiszaluzási időt biztosíthattunk.

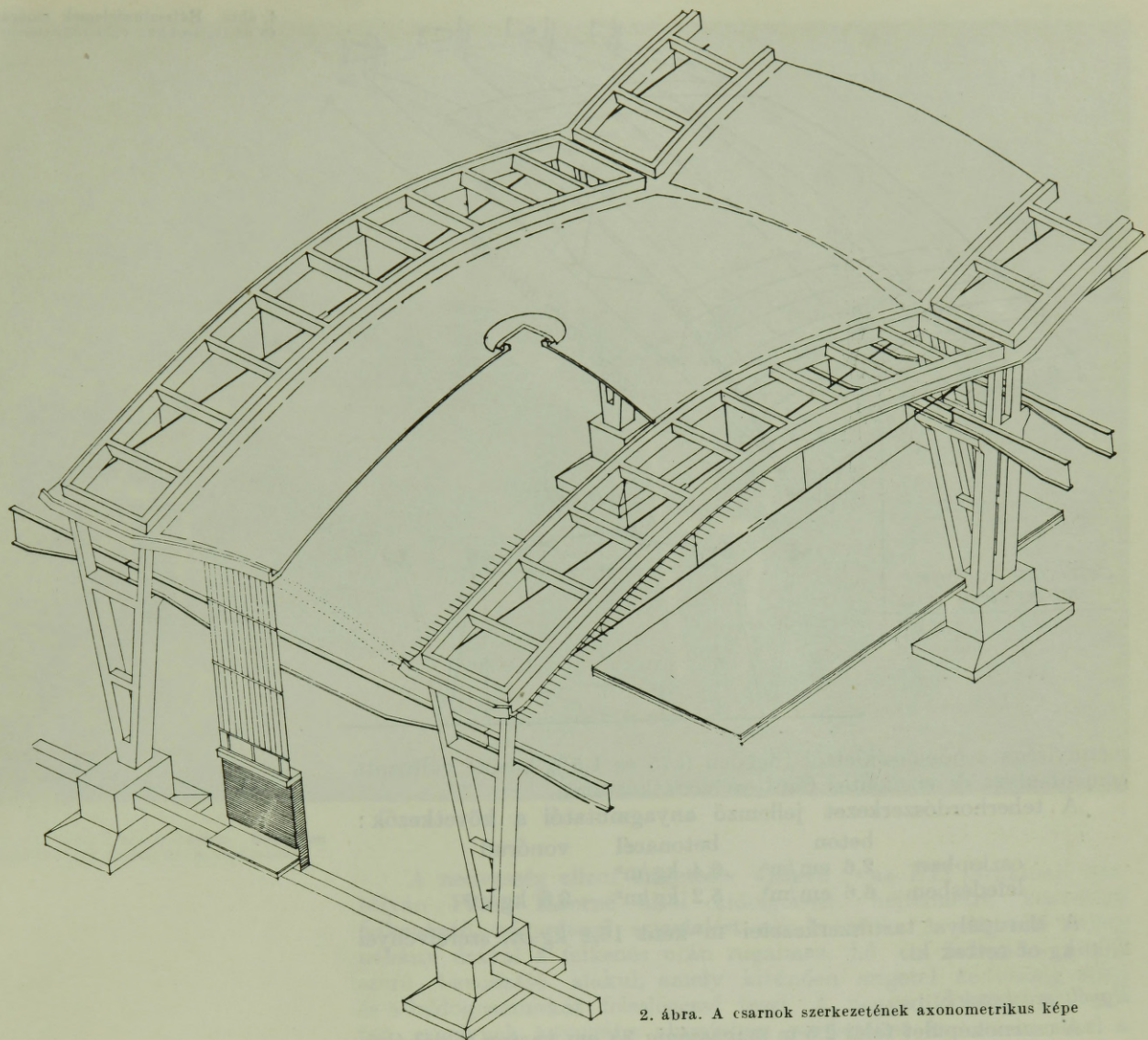
Az ívpárokkal együtt szerelt 60 mm átmérőjű vonórudak anyaga C 45-ös acél. E vonórudak közepén ellenmenetes anyával illeszkednek, végeik pedig tám-sarukkal. A vonórudakat az ívhez függesztettük.

Az ívpárok készítésével párhuzamosan, mintegy 4 heti idő eltolással került sor a gyűrűfelületű alakú héjak építésére. A héjak vasszerkezettel merevített 4×11 m méretű pontos alakú táblás zsaluzat segítségével készültek. A zsaluzatot a már kész ívpárokra erősítettük (4. ábra). Két zsaluzat-garnitúrát használtunk 22 héjelem elkészítésére. A héjakat szeptember elejétől október végéig 7 hét alatt építették meg.

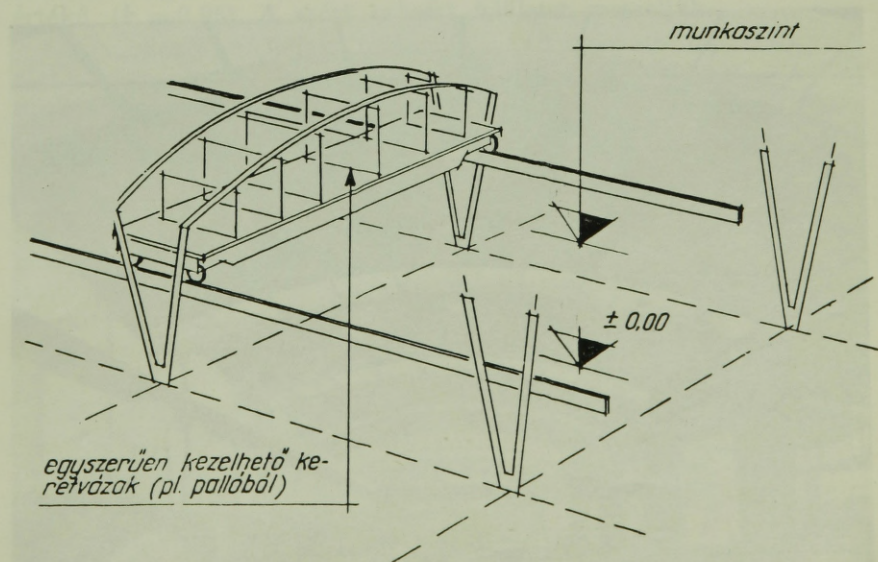
Egy-egy héjelem elkészítése a zsalutáblák beemelésétől a kiszaluzásig átlag 4—5 napig tartott. Mivel a zsaluzás, vasalás és betonozás 2 napot vett igénybe, a beton a kiszaluzás időpontjáig csupán 2—3 napig állt zsaluzatban. E rendkívül rövid kiszaluzási idő azért vált lehetővé, mert a héj legnagyobb feszültsége — saját súly alatt — mindössze 10 kg/cm², a 600-as cementtel készített beton szilárdsága pedig a múlt évi nagyon meleg szeptemberben már két—három napos korban megközelítette a 100 kg/cm²-t. Az idő hűvösödésével kalciumkloriddal gyorsítottuk a kötést. A felhasznált kalciumklorid



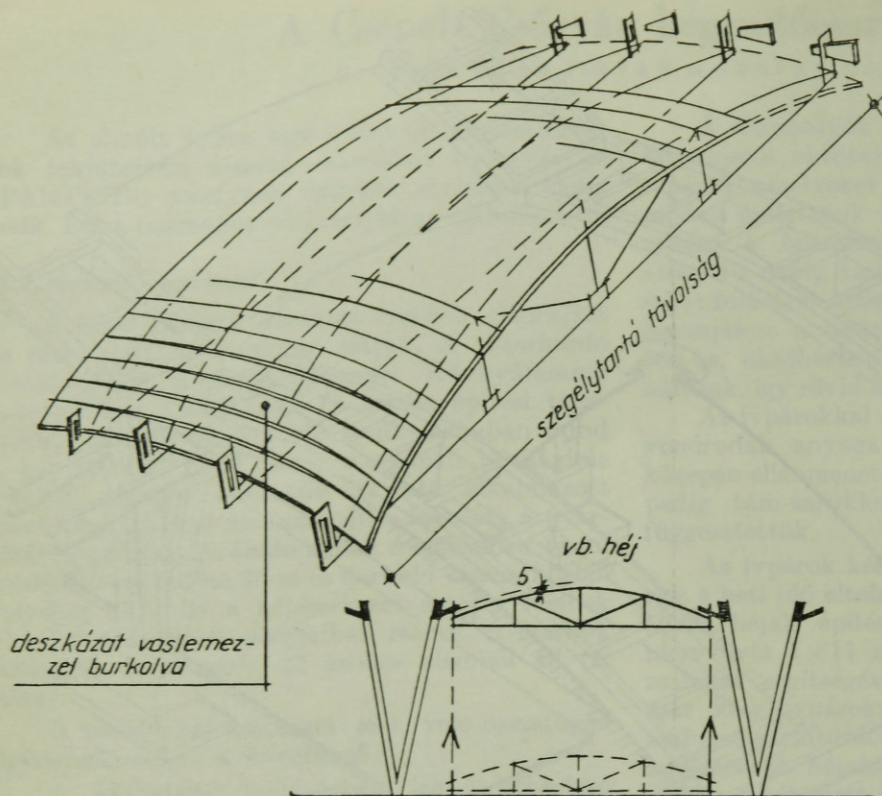
1. ábra. Alaprajz, hosszmetesz és keresztmetesz



2. ábra. A csarnok szerkezetének axonometrikus képe



3. ábra. Darura szerelt állvány az „ívpárok” készítésére



mennyisége a hőmérséklettől függően 0,75 és 1,5% között változott cement súlyra és vízmentes CaCl_2 -re vonatkoztatva.

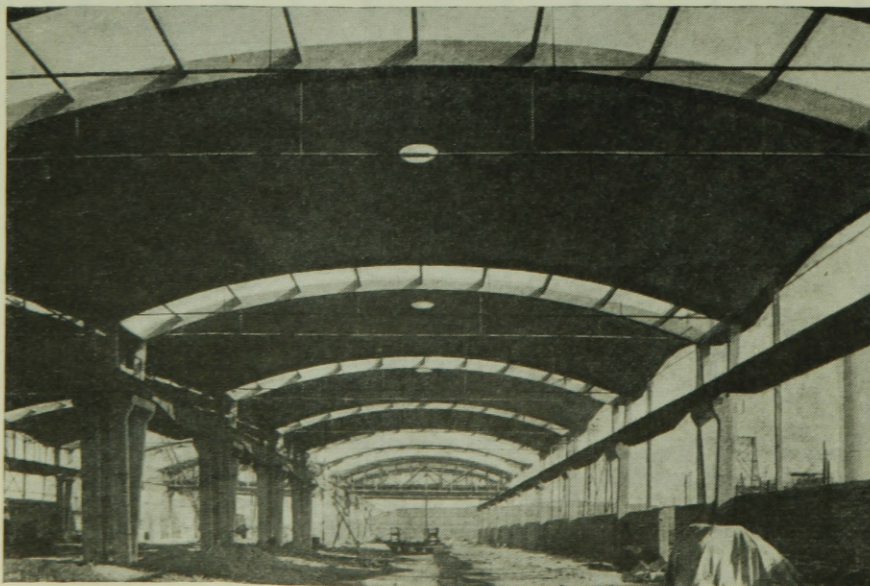
A teherhordószerkezet jellemző anyagmutatói a következők:

	beton	betonacél	vonórúd
oszlopban	2,6 cm/m ²	6,4 kg/m ²	
lefedésben	6,6 cm/m ²	5,2 kg/m ²	3,8 kg/m ²

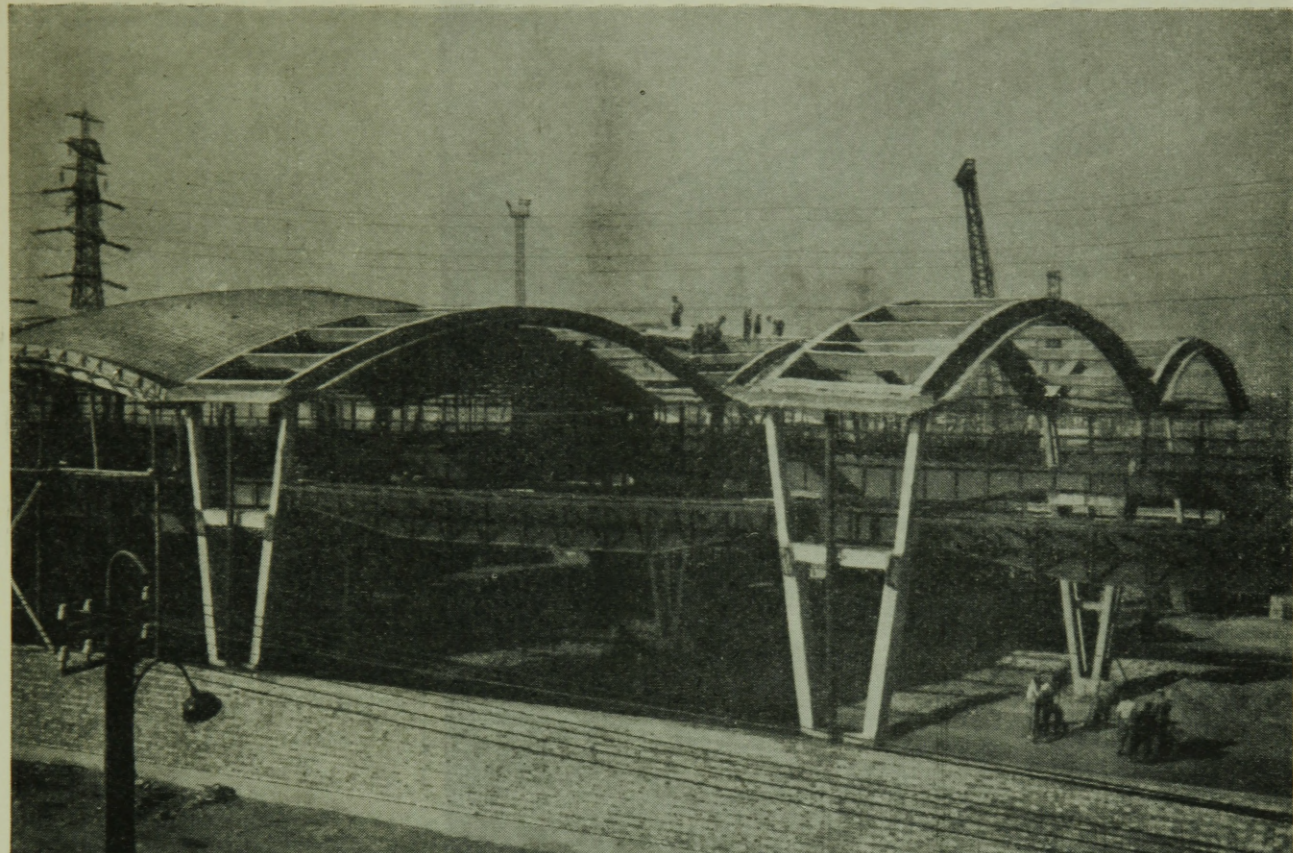
A darupálya tartószerkezetei m²-ként 16,8 kg-ot, szerelvényei 2,00 kg-ot tettek ki.

Egyéb szerkezetek

A csarnoképület falai 2,5 m magasságig 38 cm vastag téglából és e fölött kétrétegű kopilit üvegből készültek. A héjak szegélybordái között felülvilágítókat építettünk, ugyancsak kétrétegű kopilit üvegből. A felülvilágítók felülete tehát egyszerű donga alakú.



4. ábra. Belső kép építés közben



6. ábra. A csarnok építés közben. Előtérben az elkészült ívpár, háttérben a héjkészítés

A nedvesség elleni szigetelés újszerű: az ÉTI Szakipari osztályán Péter Tiborné által kidolgozott, héjfelületre közvetlen felkenhető négyrétegű szigetelést alkalmaztuk. A szigetelő anyag néhány órával a felkenés után rugalmas, hő és hidegálló gumi-szerű bevonattá alakul, amely kitűnően szigetel nedvesség ellen és a bádogosmunkát feleslegessé teszi. A negyedik réteg fedő réteg, amelynek anyagába alumínium porfestéket keverünk, ezzel a legfelsőbb réteg bizonyos fokig fény-visszaverődővé válik. E szigetelés ára cca 35 Ft/m².

Hőszigetelésre a héj alsó felületére fújt 3,5 cm vastag szórt azbeszt szolgál. Ez 65 cm vastag téglafal hőszigetelésével egyenértékű ($k = 0,95$). A szórt azbeszt felületet meszeljük.

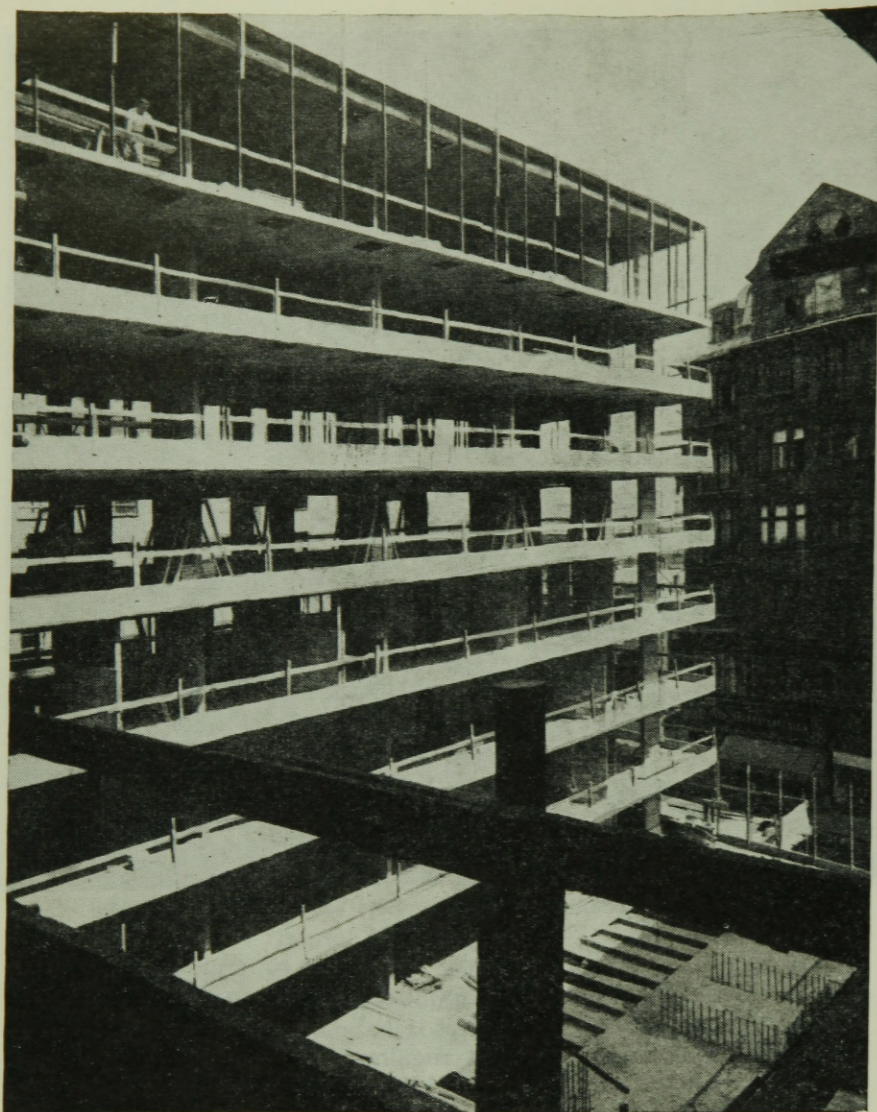
A szellőzés a héjak tetőpontján alkalmazott lapos kupola alakú műanyag deflektorokon át történik, amelyet egyszerű mechanizmus mozgat.

A mesterséges világítást a felülvilágító alatti merevítő bordákra szerelt fénycsövekkel oldottuk meg.

Padlóburkolatként 10 + 3 cm vastag kétrétegű betonpadlót irányoztunk elő, amelynek felső rétege bazaltbeton. A padlóburkolat az Innocenti cég (a gépészeti berendezést szállító olasz vállalat) végleges gépészeti dokumentációjának megfelelően megváltozhat. A csarnok fűtése a mellé épített szociális és iroda épületben elhelyezett kazántelepből táplált sugárzófűtés. Az anyagmozgatást négy öt tonnás daru végzi.

A csarnok fajlagos költsége gépalapok nélkül, de padlóburkolattal, fűtéssel, darupályákkal együtt 136 Ft/m³ a teljes beépített térfogatra számítva, az alapterület m²-ére pedig 1450 forint.

Az 5. és 6. ábra az elkészült szerkezetet mutatja.



8 emeletes irodaház a Bécsi utcában

NAGY JÓZSEF

Az épület két intézmény mintegy 700 dolgozója számára biztosít kényelmes elhelyezést. A dolgozók kényelmét szolgálja az épület egyik szárnyának 7. emeletén elhelyezett étterem, a 8. emeletén elhelyezett konyha, valamint a kultúrterem.

A pincét raktárak, irattárak, csomagolók, értékmegőrző, transzformátor, valamint a kis-méretű kazánház foglalják el. A közbelső szinteken irodahelyiségek vannak megfelelő WC-kel és mosdókkal.

Az ügyfélforgalmat 3 lépcső, 1 körforgó és két szekrényes felvonó biztosítja. A konyha és étterem között külön ételfelvonó van.

Az épület tervezésénél mind függőleges, mind vízszintes síkban a jól megválasztott raszter érvényesült. Ezen túl a jó alaprajzi beosztás tette lehetővé emeletsorokon át a szerkezetek azonosságát. Eltérés csak a földszint és 8. emeleteknél van, ahol az általánosnál nagyobb belső magasságokra van szükség.

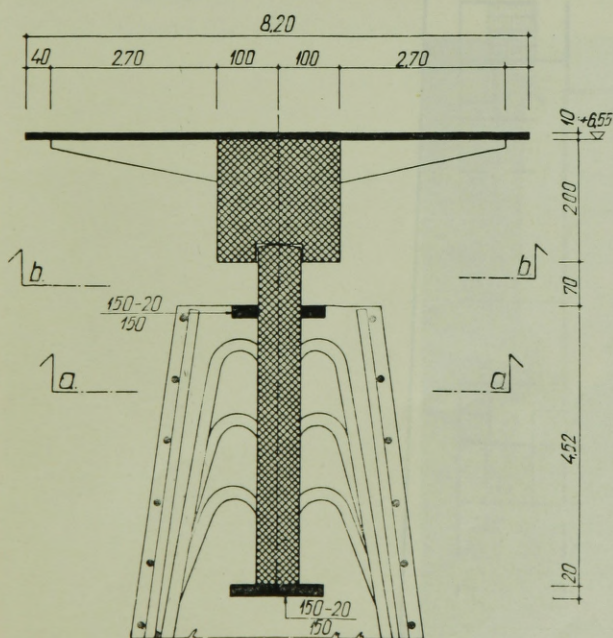
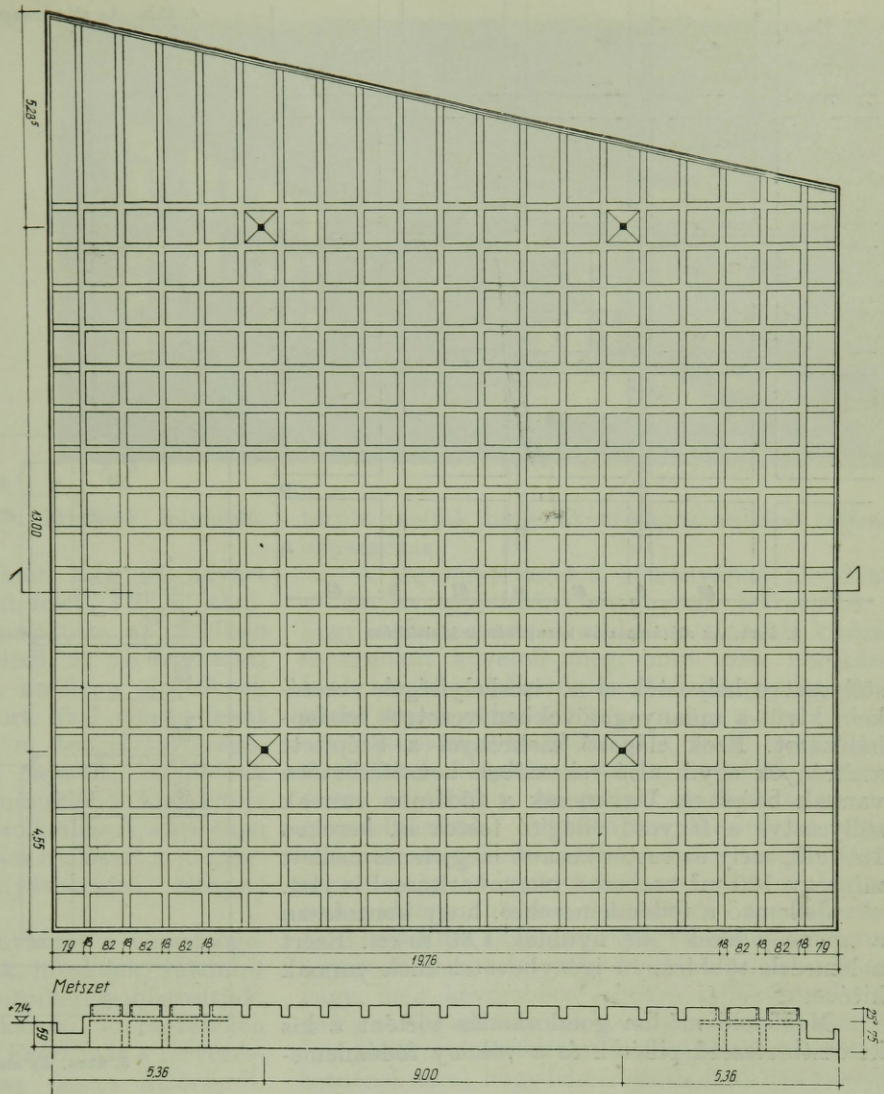
Az altalaj nagyon jónak mondható. A pince mélységében ugyanis vastag kavicsréteg húzódik. A romos épület alapjaiból teljes hosszban felhasználható volt a Deák Ferenc utcai rész alapja. Ezen a részen az új épület a régi épület téglából készült sávalapjain áll. A teherviselésbe természetesen — tekintettel az összpontosított terhekre — az egész sávalapot be kellett kényszeríteni.

A felmenő szerkezetek monolit vasbetonból készültek a hagyományos szerkezetektől teljesen eltérően. Az épületből teljesen hiányoznak a megszokott gerenda és pillérszerkezetek. Ezeket sík lemezek helyettesítik. Nincsenek a belső térbe lelógó és beálló szerkezetek. Ezért a belső tér kötetlen kialakítása miatt a szerkezet előnyösnek mondható.

A falpillérek részét képezik a válaszfalaknak. Ez a körülmény feleslegessé tette bizonyos mennyiségű válaszfal megépítését.

Mind a pillérek, mind a födémlemez emeletsorokon át azonos méretűek. Ez a szerkezetek el-

1. ábra. Az OTP-pénztár földemének alulnézete és metszete



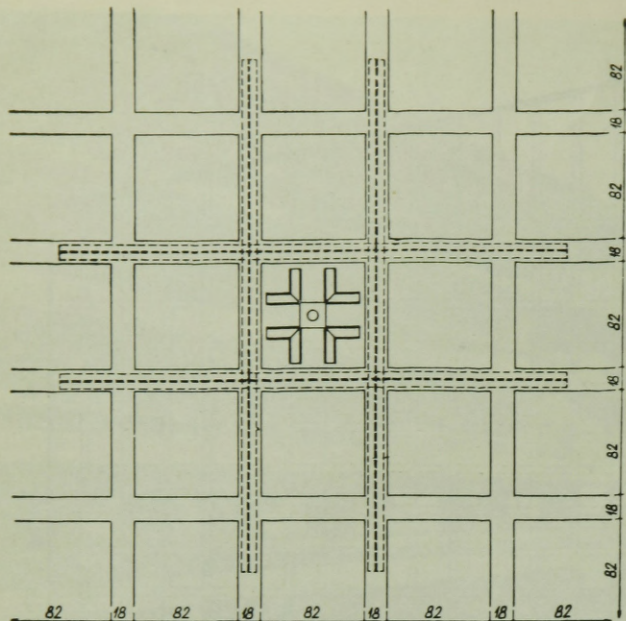
2. ábra. A gerendarács alátámasztása

készítését a nagymányossal szemben nagyon leegyszerűsítette. Különösen a zsaluzási munkákat nem hátráltatta a gerendák esetében elkerülhetetlen pontos felületek kialakítása és a zsaluzó anyag darabolása.

A „pengepillérek” 18 cm vastagok és állandó keresztmetszetűek, egymástól 6 méter tengelytávolságra vannak. Ahol nagyobb a teher, ott erősebb a vasalás. Az így tervezett pillérek — tekintettel a kis keresztmetszetekre — vasvezetése és kengyelezése igényes. Ajánlatos a kengyelekbe fellépő húzó, ill. megtámasztó erők meghatározása és a kengyelek méreteinek, valamint a kampók hosszainak meghatározása ennek megfelelően.

A legfelső emeleten levő kultúrterem pillérei U vasakból, zárt szelvénnel készültek, 16×20 cm keresztmetszettel, egymástól $6,00 \times 6,80$ m távolságra. A karcsú pillérek jó belső térhatást adnak, és mivel távol vannak egymástól a tér jól kihasználható.

A födémek általában 15 cm vtg. sík lemezek 200 és 500 kg/m² hasznos terhelésre méretezve. A födémek összvastagsága a hangszigetelő réteggel és burkolatokkal együtt 25 cm. A födémbe

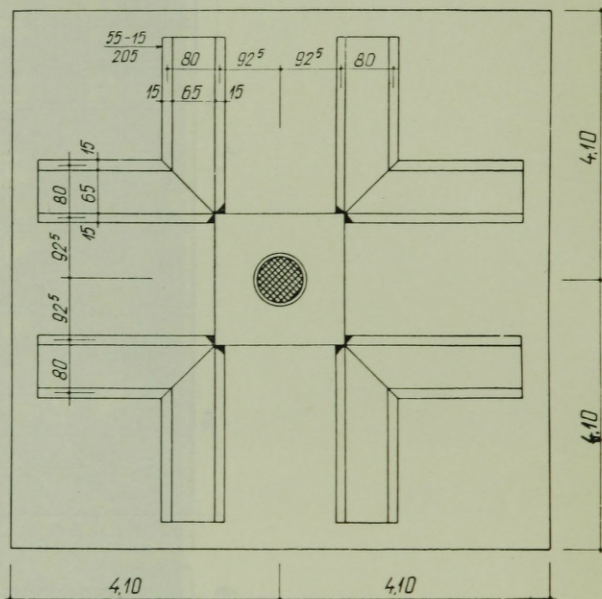
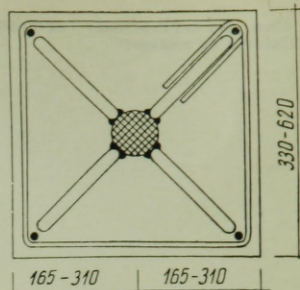
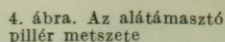


3. ábra. Az alátámasztás környékének kialakítása

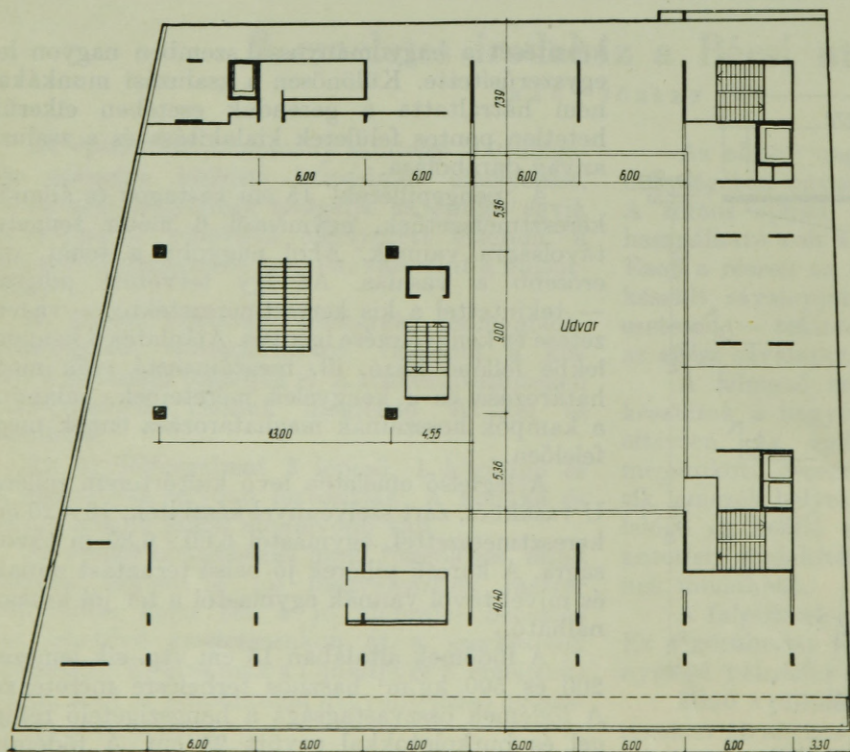
süllyesztve helyezték el a vízhelyiségek vezeték-
kein kívül a műanyagcsövekben vezetett telefon-
hálózatot. Ezek elágazó szekrényei a beépített
szekrények egyik alsó rekeszében hozzáférhetően
vannak beépítve. Ugyancsak a födémbe vannak
süllyesztve a fénycső világító testek is, kerek-
en 1000 db, mely az esztétikusabb megjelenés mellett
mintegy 100 m³ vasbeton megtakarítással is járt.

Jellemző a földélemezre, hogy konzolosan a „pengepillére” elé nyúlnak 1,80 m-rel. Ezért a lemezek többirányú igénybevételeknek vannak kitéve.

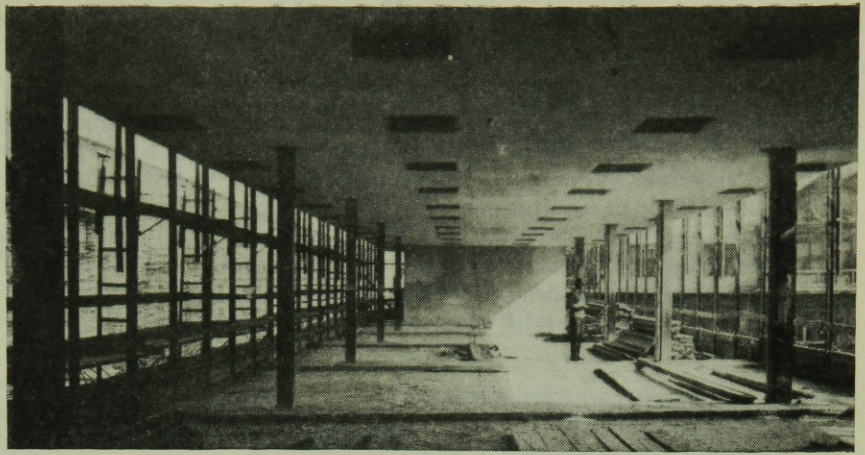
Megfelelő módon gondoskodás történt a kis keresztmetszetű pillérek és a vékony födémleme-



5. ábra. Az alátámasztó csukló alulnézete



6 ábra. Földszinti alaprajz



zek csatlakozásánál fellépő nyíróerő felvételéről is.

Említésre méltó szerkezet még az udvart lefedő födém. Ez a földszint felett 420 m² alapterületű, 4 ponton alátámasztott, az átlókon mérve 7,50 méter konzolkiülésű, 25 cm szerkezeti vastagságú vasbeton lemez, amely a lépcsőknek megfelelően több helyen áttört. Az I. emelet felett 60 cm magas, 1,00×1,00 m tengelytávolságú, 18 cm széles gerendarács készült, ugyancsak 420 m² alapterülettel, 4 fémcsuklóból kialakított ponton alátámasztva. A konzolkiállások a széleken 4,80 ill. 5,50 m. A gerendarács nyílásait a jó megvilágítás biztosítására fényátbocsátó réteggel fedték le.

Az egész épület állékonyosságát a hossztengelek irányában a lépcsőházak, liftaknak, valamint az e célra beépített harántpillérek biztosítják.

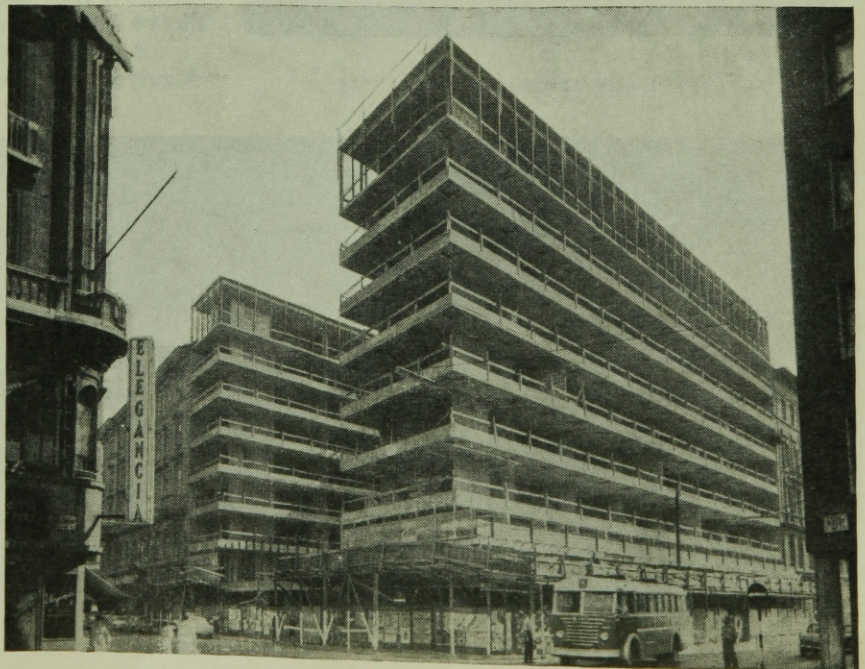
Utólagos vésések a karcsú szerkezeteken nem voltak megengedhetők. Ezért már a tervezésnél gondoskodás történt az összes áttörésről. Ez a tervezésnél lényegesen több munkát és körültekintést igényelt, de a munka sokszorosán meg-

tértült azáltal, hogy az utólagos vésések teljesen elmaradtak.

A karcsúszerkezetek hátrányának mondható — ha ez egyáltalán hátránynak tekinthető — hogy a kivitelezéstől sokkal pontosabb kitűzést és munkát követelt meg, amit ezen munkánál a 41. sz. Állami Építőipari Vállalat jó megközelítéssel meg is oldott.

Érthetetlen azonban az a tény, hogy bár a szerkezetek felépítése aránylag rövid 4—5 hónap alatt megtörtént, az épület átadása mégis két évig elhúzódik. Véleményem szerint az egyes munkák megfelelő időben való megkezdésére sokkal nagyobb gondot kellene fordítani. Ugyancsak időben kellene biztosítani az elkezdett építkezésekhez az összes anyagot. Ha ez így lenne, úgy gondolom, a kivitelezési időt legalább a felére, vagy még kevesebbre lehetne csökkenteni; ez pedig a népgazdaság szempontjából nem közömbös.

Ezen a téren felesleges hatóságaink sokat segíthetnének azzal, hogy felmérnék az építőipar teljesítő képességét, és az építkezés ütemét, illetve megkezdését ennek megfelelően határoznák meg.



8. ábra. Utcai homlokzat

A Kecskeméti Reszelőgyár előregyártott csarnoka

KÁLDY BARNA

A Kecskeméti Reszelőgyár létesítésére egy régi, még az első világháború előtt épült huszár-laktanya területe és épületei álltak rendelkezésre. A tervezés, majd a kivitelezés első ütemét régi legénységi és istállóépületek irodákká, illetve segédüzemekké való átalakítása képezte. A meglevő épületek átalakítása után került sor új épületek tervezésére, majd kivitelezésére. Ezek

közül legjelentősebb létesítmény a műhelycsarnok volt. Az épület szerkezeti és építészeti tervezését a KGMTI által készített technológiai terv alapján végezték. A csarnokszerkezet tervezésénél a következő kívánságokat kellett figyelembe venni:

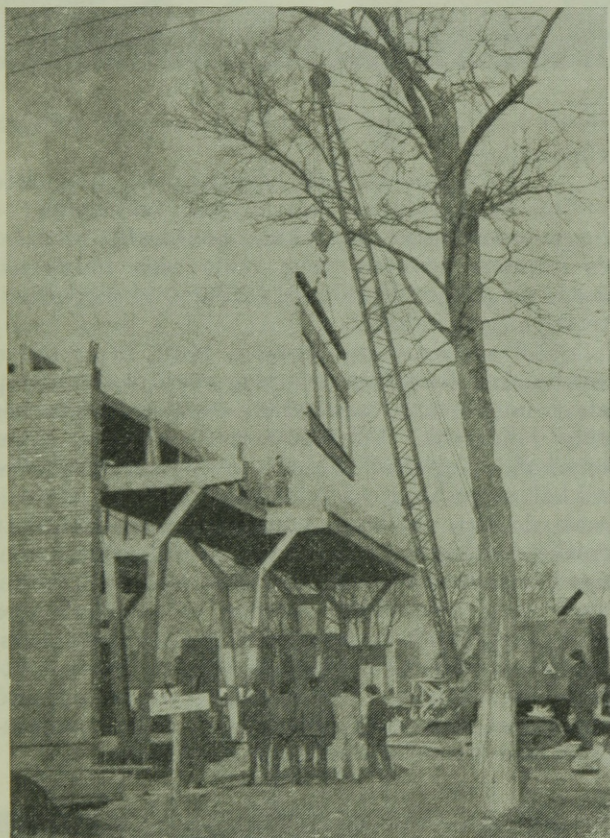
1. 6,5 m-es tiszta belmagasság + 3,5 m-es laterna.
2. 9×12 m-es keretrendszer.
3. Legalább két irányban való bővíthetőség.

Mivel a szokatlan nagy belmagasságot e daruzatlan csarnoknál csupán a természetes szellőzés követelte meg a csarnokban levő kemencék miatt, lehetőség nyílt nagyon kedvező erő-játékú szerkezet kialakítására.

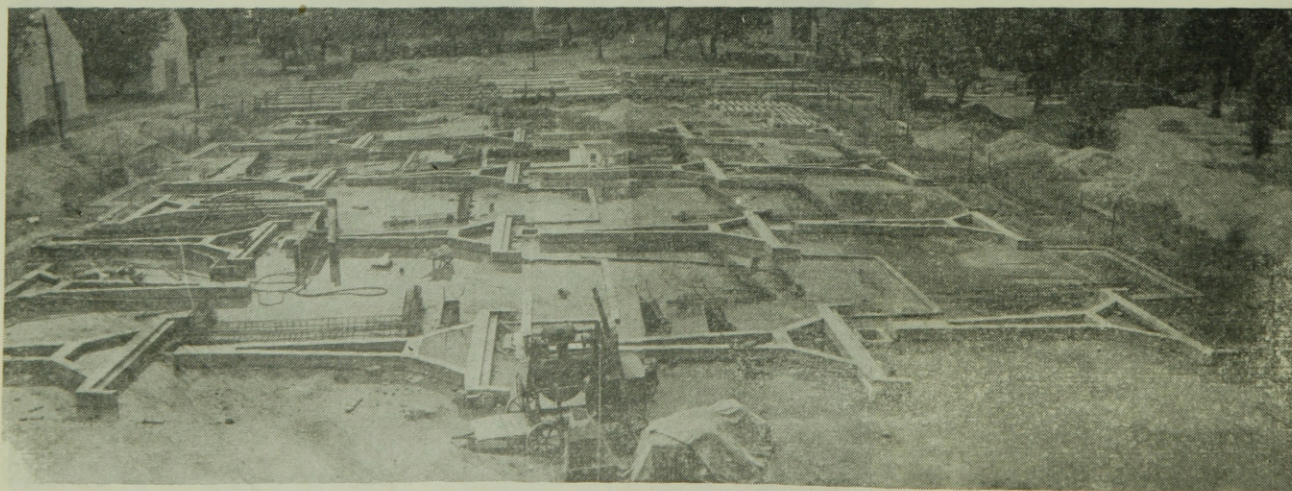
A 9×12 m-es háló metszéspontjain vasbeton kehely alapokba helyezett vasbetonpillérek állnak. Ezek a pillérek a 12 m irányában önmagukban zárt keretek; egy egyenlőszárú háromszög páratlan oldalára helyezett egyenlőszárú trapézból állnak, mely trapéz felső és egyben hosszabb oldala 4 m, 1,0—1,0 m-es konzolos túlnyúlással. Ezek a konzolvégek 6,5 m magasságban egymástól 6 m távolságra vannak. Ezt a 6,0 m-es távolságot egy ún. felülvilágító keret hidalja át. E szerkezeti kialakítás folytán az áthidalandó 12 m-en egy 6 m fesztávú felülvilágítókeret, valamint egy 4 m-es, két végén 1,0—1,0 m-es konzollal ellátott gerenda hordja az egész terhelést.

A felülvilágítókeret két lábú, két csuklós. A vasbeton csukló az alsó konzolos pillérrel együtt előgyártva készül, melyekhez a felülvilágítókeret ferde lábai száraz kapcsolattal, két 20 mm-es csavarral csatlakoznak. A kereteknek a kehelybe nyúló része 60×35 cm keresztmetszetű, a ferde oszlopok keresztmetszete 25×35 cm, a konzolos gerenda fordított „T” szelvényének befoglaló mérete 45×35 cm. A felülvilágítókeret szintén fordított „T” szelvényű, befoglaló mérete 25×35 , illetve 35×35 cm.

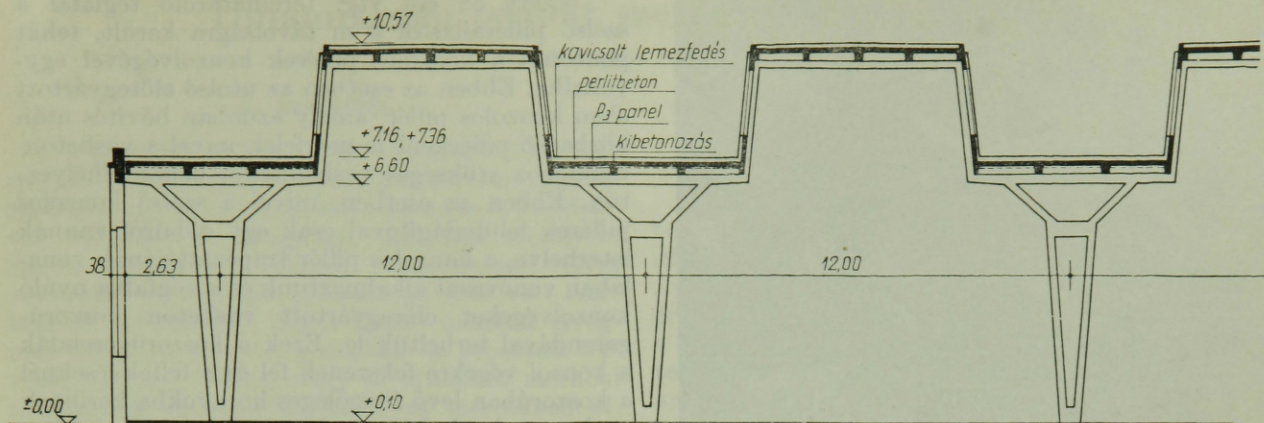
A felülvilágító oldalait 9 m hosszú, csupán önsúlyát hordó ablak tartózárja le. Ezek az ablak-



1. ábra. Ablaktartó beemelése



2. ábra. Előregyártás



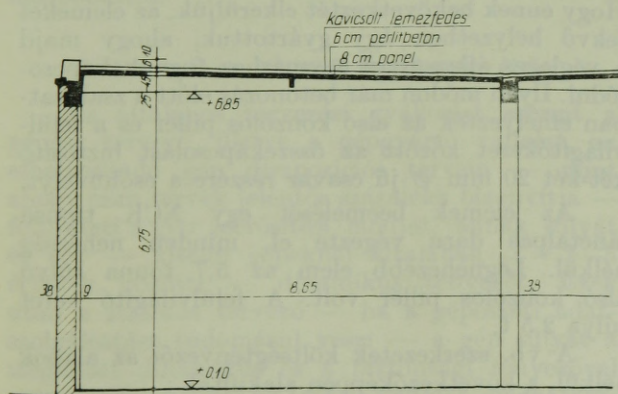
tartók a felüvilágító keret oszlopaira támaszkodnak, közvetlenül a csukló felett. A vízszintes lefedés 9 m hosszú, kőszivacs betétes panelekkel történt. A panelek szélessége 1,5 m.

Vízvezetés minden második pillérnél van, tehát 18 m-kint. A felülvilágító teteje kétirányban lejt. A lejtést a felülvilágító változó magasságú gerendája biztosítja. A konzolos pillérekre felfekvő paneleknel pedig a lejtést 6,5 m magasságban a panelek változó magassága biztosítja.

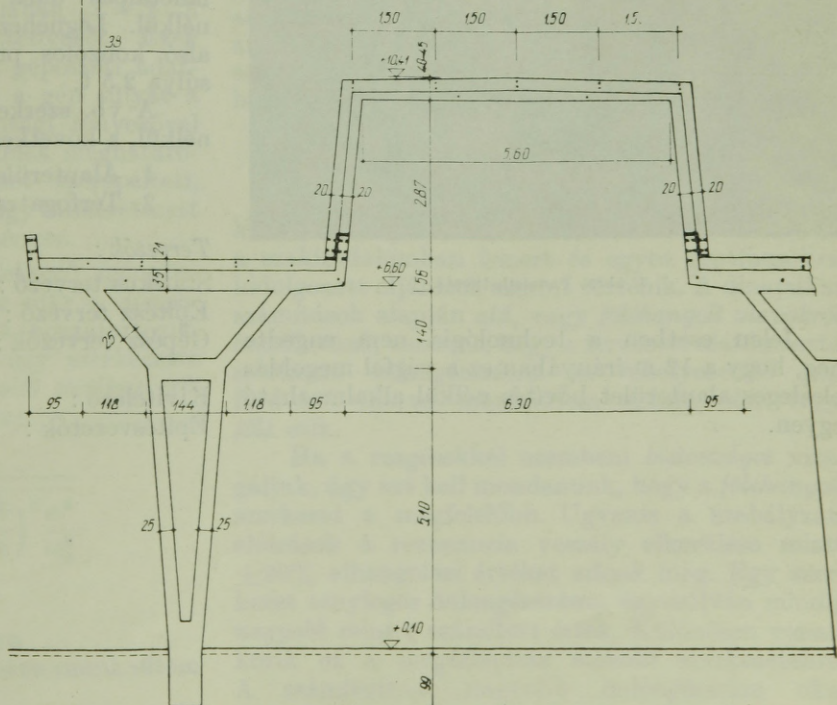
A csarnok födémének hőszigetelését a panelekre felhordott 6 cm vtg. BP. 400-as könnyűbeton alkotja.

A csarnok elvileg mind a négy oldalán bővíthető, gyakorlatilag azonban a mellette levő fejépület miatt csak három irányban. A bővítést a 9,0 m irányában a már helyükre beemelt és összeszerelt keretrendszerre utólag felhordott homlokzati elemek eltávolítása után bármikor meg lehet kezdeni. A 12 m irányában a csarnok lezárása kétféleképpen oldható meg, azonban a bővítést mind a kétféle lezárásnál speciális elemek gyártása nélkül is el lehet végezni.

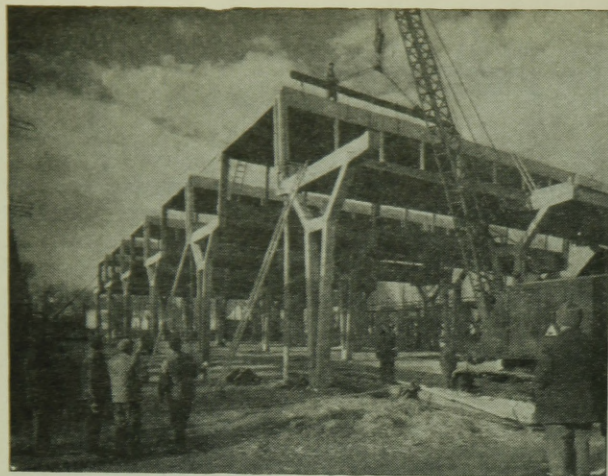
A bővítés, de a szerkezet kialakítása szempontjából is legoptimálisabb megoldás akkor adódik, ha a végfal az utolsó pillérsor tengelyeitől 9 m távolságra van. Ebben az esetben a legszélső felülvilágító kereteinek lába a végfalra, illetőleg az utolsó pillérsor konzoljaira támaszkodik. Így bővítéskor a felülvilágító keret ideiglenes alátámasztása után a végfal elbontható. A bővítés előtti utolsó előregyártott elem, a felülvilágítókeret a bővítésnél természetesen a helyén marad.



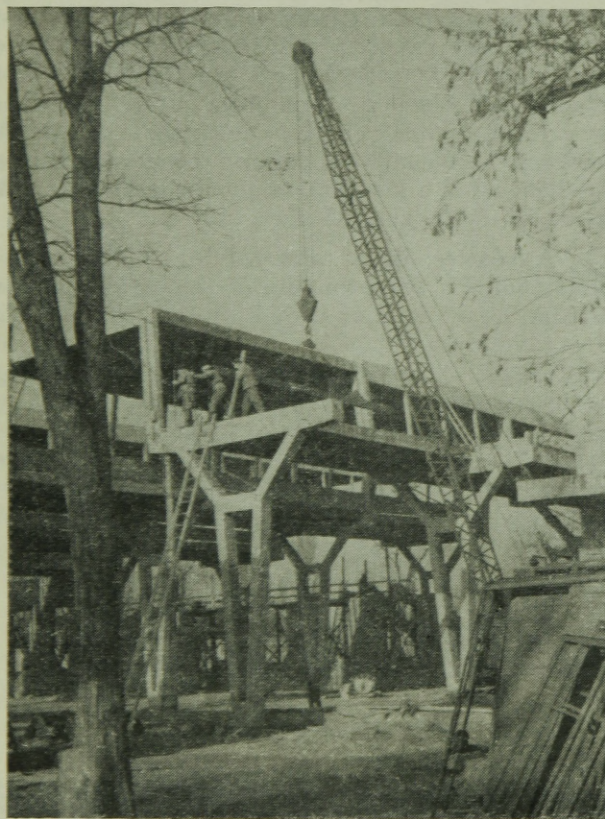
4. ábra. Hosszmetszet



5. ábra. Pillér felülvilágítóval



6. ábra. A csarnok látképe



7. ábra. Panelhelyezés

Jelen esetben a technológia nem engedte meg, hogy a 12 m irányában ez a végfal megoldás felesleges alapterület bővítés nélkül alkalmazható legyen.

Ezért 38 cm vtg. térelhatároló téglafal a szélső pillérállástól 3 m távolságra került, tehát pontosan a konzolos pillérek konzolvégével egy-vonalba. Ebben az esetben az utolsó előregyártott elem konzolos pillér, amely azonban bővítés után közbenső pillérként is megfelel, mivel a vasbeton-csuklóhoz szükséges vasbetéteket benne elhelyeztük. Ebben az esetben, mivel a szélső konzolos pillérek felülvilágítóval csak egy oldalról vannak leterhelve, a konzolos pillér trapézátlójának vonalában vonóvasat alkalmaztunk és a végfalba nyúló konzolvégeket előregyártott vasbeton koszorúgerendával terheltük le. Ezek a koszorúgerendák a konzol végekre fekszenek fel és a felfekvéseknél a koszorúban levő függőleges hornyokba kerülnek azok a vasbetétek, melyek az esetleges bővítéskor a vasbeton csuklóhoz szükségesek. A bővítés tehát az előregyártott koszorúgerendák és a végfalak eltávolítása után, a konzolvégből kiálló csuklóvasak felhasználásával a vasbeton csukló kialakításával kezdődhet.

A szerkezet statikai számítása semmivel sem különlegesebb, mint más hasonló méretű csarnok szerkezetének számítása. Csupán a konzolos pillér az átlagosnál több figyelmet és gondosságot követel, elmozduló csomópontjai és ferde rúdjai miatt.

Az elemet a beemelés helyén gyártották. A szerkezet összeállításánál nehézség akkor adódhat, ha a felülvilágítókeretben és az alsó keret csatlakozásánál a csavarlyukak helye esetleges gyártási pontatlanság miatt nem a terv szerinti. Hogy ennek bekövetkeztét elkerüljük, az elemeket fekvő helyzetben úgy gyártottuk, ahogy majd a végleges állapotban egymáshoz fognak kapcsolódni. Ilyen módon már betonozás előtt a zsályzatban elhelyezték az alsó konzolos pillér és a felülvilágítókeret között az összekapcsolást biztosító két-két 20 mm $\varnothing$ -jű csavar részére a csőhüvelyt.

Az elemek beemelését egy NCK típusú lánctalpas daru végezte el, minden nehézség nélkül. Legnehezebb elem az 5,7 tonna súlyú alsó konzolos pillér volt. A felülvilágító keret súlya 2,5 t.

A vb. szerkezetek költségtényezői az alapok nélkül, a következőképpen alakultak :

1. Alapterületre vonatkozóan : 383 Ft/m²
2. Térfogatra vonatkozóan : 45,5 Ft

Tervezők :

Statikus tervező : Káldy Barna ÁÉTV.

Építész tervező : Honos János ÁÉTV.

Gépész tervezők : Göttler Pál, Kiss Béla, Kollin György ÁÉTV.

Kivitelező : Bács-Kiskunmegyei ÁÉV.

Építésvezetők : Borsányi Iván, Sőreg Dénes.

Dinamikusan terhelt szerkezetek tervezéséről

LENGYEL JENŐ

1. Bevezetés

A mérnöki gyakorlatban általában előforduló statikus terhelésekre és hatásokra történő méretezéseknél, egyes új szerkezeti megoldások kivételével, kialakult és lerögzített számítási eljárások, illetve szabványok állnak rendelkezésre. Nem mondható el ez a *dinamikusan* igénybe vett szerkezetek tervezéséről. Ilyen típusú munkák elvégzése többrétű feladat, a statikai és gépészeti tervezés határán mozog, ezért az általános mérnöki szerkezetek tervezésétől bizonyos mértékben eltérő szemléletet kíván meg. Szükségessé teszi pl. az elhelyezendő gépek szerkezetének, működésének, illetve a technológiának az ismeretét.

A tervező mérnök gyakorlatában általában kétféle dinamikus feladat fordul elő. Egyrészt az *elhelyezendő gépekkel* kapcsolatos problémák, vagyis a tervezési munka elvégzése, másrészt a már megépült szerkezeteknél a gép hibás működése, vagy az alátámasztó szerkezet elégtelen volta miatt fellépő lengésekből származó káros hatások megszüntetése vagy csökkentése.

Az alábbiakban a tervezés során felmerülő hazai viszonylatban egyelőre még részleteiben ki nem dolgozott néhány kérdést ismertetek, figyelemmel a szerkezet biztonságos és gazdaságos megoldására.

2. Dinamikus tényező figyelembevétele

Az általános tervezési gyakorlat szerint a gépész tervező, illetve a gépgyártó vállalat, az elhelyezendő gép diszpozíciós tervein — mint ahogy ezen tervek jelentős százaléka bizonyítja — feltünteti a gép leerősítési módját, annak súlyát és egy — kisebb gépeknél általában $\mu = 2-5$ értékek közötti — dinamikus tényezőt. Ezek után a statikus tervező — ha a gépészeti adatszolgáltatást tudomásul veszi — a gép súlyát a megadott dinamikus és a biztonsági tényezővel megnövelt értékkel az igénybevételek meghatározása során, mint statikus terhet szerepelteti. Ez a szemlélet *elvileg* hibás, mert vagy túlméretezett vagy elégtelen szerkezetet eredményez.

A dinamikus hatásokra keletkező igénybevételek pontos meghatározásához már a *diszpozíciós adatok* helyes megadása is hozzátartozik. A lengésstanból ismeretes, hogy egy szerkezetre ható dinamikus terhelést *helyettesítő statikus erő* általában a következő képlet adja:

$$P_{stat} = \frac{\Sigma L}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + \left(\frac{\delta}{\pi}\right)^2 \frac{\omega^2}{\omega_n^2}}}$$

A képletben szereplő értékek:

ΣL = a gép mozgórészének súlya

ω_n = a vizsgált gép fordulatszáma illetve munkaütem száma

ω = a tervezett alátámasztó szerkezet (gépalap) önlengésszáma

δ = csillapítási tényező (tapasztalati érték)

Ezek szerint tehát a dinamikus tényező értéke, a tervezendő gépalap önlengés-számától, illetve csillapítási tényezőjétől is függ. A gép fordulatszáma a tervezés során a megadott állandó értékkel szerepel. Ezek alapján nyilvánvaló, hogy a dinamikus tényezőnek a gépészeti diszpozíciós terven történő megadása elvileg helytelen, mivel annak értéke a statikus tervező által meghatározott alátámasztó szerkezet statikai elrendezésétől, anyagától és méreteitől is függ.

Vegyünk egy konkrét példát. Az egyik hazai gépgyár által gyártott turbószivattyú diszpozíciós tervén a dinamikus tényező $\mu = 6$ értékkel szerepel. A gép rendeltetése szerint földemen nyer elhelyezést. Ha például az 1a ábrán szereplő földémre kerül, abban az esetben, mivel a földém önlengés száma azonos a gép fordulatszámaival, rezonancia lévén, a dinamikus tényező értéke

$$\mu = \frac{\pi}{\delta} = \frac{3,14}{0,20} = 15,07,$$

a szakirodalom szerint szélső esetben $\mu = 16$.

A 1b. ábrán szereplő földém esetén a számított dinamikus tényező $\mu = 1,97$. A fentebbi számpéldák is azt igazolják, hogy minden esetben a gépész tervezőtől nem a dinamikus tényező értékét kell adatszolgáltatásként kérni, hanem a gép részletes súly és geometriai adatait, vagyis a forgó, illetve állórész súlyát, a feltámaszkodás (csapágycsuk) helyét, és a forgórész fordulatszámát. Ezen adatszolgáltatás értékeléséhez szükséges a bevezetésben említett bizonyos mérvű gépészeti ismeret. A helyesen megadott és értékelt adatok birtokában a statikus tervező a szerkezet, az anyag, illetve a méretek helyes kiválasztásával a dinamikus tényező értékét saját maga tudja bizonyos határok között szabályozni.

3. Gépalapok elhangolása

Nagygépek alapozásánál általános szabály különálló alaptest készítése. Számításuk általában a szakirodalomban ismert és egyes géptípusokra kidolgozott eljárások szerint történik. A dinamikai számítások alapján *alá*, vagy *fölehangolt alapokról beszélhetünk*, aszerint, hogy a tervezett alátámasztó szerkezet önlengésszáma az elhelyezendő gép fordulatszáma, illetve munkaütem száma *alá*, vagy *fölé* esik.

Ha a rezgésekkel szembeni *biztonságot* vizsgáljuk, úgy azt kell mondanunk, hogy a *fölehangolt* szerkezet a megfelelőbb. Ugyanis a szabályzati előírások a rezonancia veszély elkerülése miatt $\pm 20\%$ elhangolási értéket adnak meg. Egy szerkezet tényleges önlengésszáma úgyszólván mindig *nagyobb* mint a számított érték. Különösen vonatkozik ez a megállapítás *monolit* szerkezetekre. A számítottnál nagyobb önlengésszám oka,

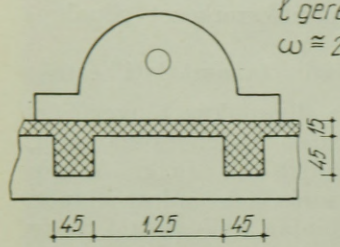
gép.ford. (α_n) = 2700/perc

$Q_{\text{gép}} = 15 \text{ t/m}^2$

$l_{\text{gerenda}} = 30 \text{ m}$

$\omega \approx 2700/\text{perc}$

$\frac{\omega}{\omega_n} \approx 1$

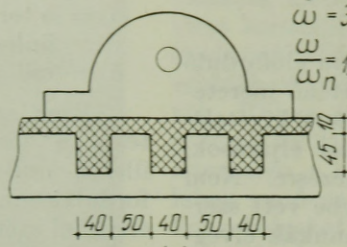


a.)

$l_g = 30 \text{ m}$

$\omega = 3300$

$\frac{\omega}{\omega_n} = 1,22$



b.)

1. ábra. a) A 3,0 m fesztávú födém keresztmetszete, 2700/perc önlengésszámmal. b) A 3,0 m fesztávú födém keresztmetszete, 3300/perc önlengésszámmal

hogy az anyagminőség átlagértéke — kivéve a gondatlanul kivitelezett szerkezeteket — általában jobb az előírtnál. A szerkezet a határozottság szempontjából is eltér a statikai vázlattól a határozatlanság javára, ami négyzetesen növeli az önlengésszám értékét. Például a számítás során feltételezett csukló a kivitelezett szerkezetnél általában kisebb mértékben alakul ki. Ezenkívül a statikai számítás során még egyéb merevséget — egyben önlengésszámot — növelő tényezőt nem szokás, vagy éppen annak bonyolult volta miatt nem lehet figyelembe venni. A számítottnál magasabb önlengésszámot mérési eredmények is igazolják. Adott terv szerint kivitelezett szerkezeteknél a Mélyépterv mérései alapján a mért önlengésszám 20—50%-kal haladta meg a számított értékeket.

Ugyanez a megállapítás az előregyártott szerkezetekre már nem vonatkozik. A kivitelezés (helyszíni kapcsolatok) minősége ebben az esetben már sokkal jobban befolyásolja a szerkezet lengéstani képét. Az előregyártott elem általában kifogástalan, ellenben az előbbieken említett statikai váz merevségének biztosítása, csak a kivitelezés igen *gondos* volta mellett lehetséges. Már kis kivitelezési hiba a helyszíni munkában — például egy befogottnak számított csomópont gondatlan kivitelezése — a statikai vázlathoz képest komoly eltérést okozhat, ami egyben az önlengésszám csökkenéséhez vezet. Az önlengésszám csökkenése föléhangolt szerkezetnél, mint

ahogy azt a 2. ábra is mutatja, a dinamikus tényező értékében ugrásszerű változást okozhat.

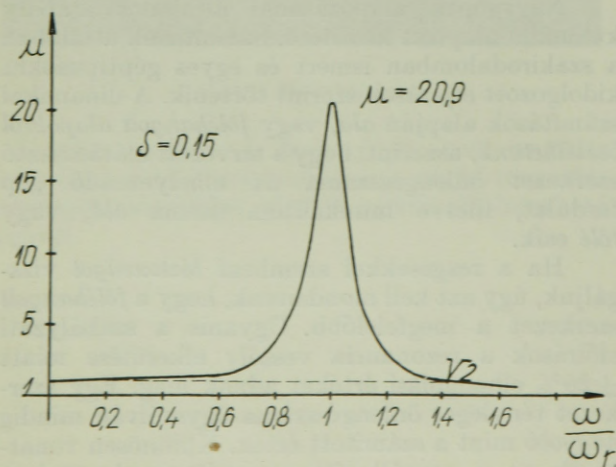
Éppen ezért előregyártott szerkezet esetén ajánlatos az elhangolás mértékét a helyszíni kapcsolatok száma és statikai elhelyezése szerint esetenként külön-külön meghatározni. Föléhangolásnál a szerkezet biztonságosnak mondható, ha *monolit* kivitel esetén a +20%-os, *előregyártott*-nál pedig az *esetenkénti szükséges* elhangolási mértéket betartjuk.

A *fölehangolás*nak, egyben az aránylag könnyen elérhető biztonságnak ellentmond a szerkezet *gazdaságossága*. Magas fordulatszámú gépek alapozásánál, az önlengésszám értékét befolyásoló tényezők miatt, a föléhangolás túlzott szerkezeti méreteket kíván.

Ez a probléma különösen turbogenerátor alapoknál jelentkezik. A fordulatszám általában 3000/perc. Az alap keretszerkezetének függőleges önlengésszáma csak akkor haladja meg ezt az értéket, ha az oszlopok és gerendák keresztmetszete m^2 nagyságrendű. Ennek következtében jóformán teljesen külön választódik a *lengéstani* és a *statikai* méretezés. A szerkezet méreteit a lengéstani föléhangolás határozza meg. Ezután következik szerkezetnek a föllépő terhelésekre és hatásokra történő számítása.

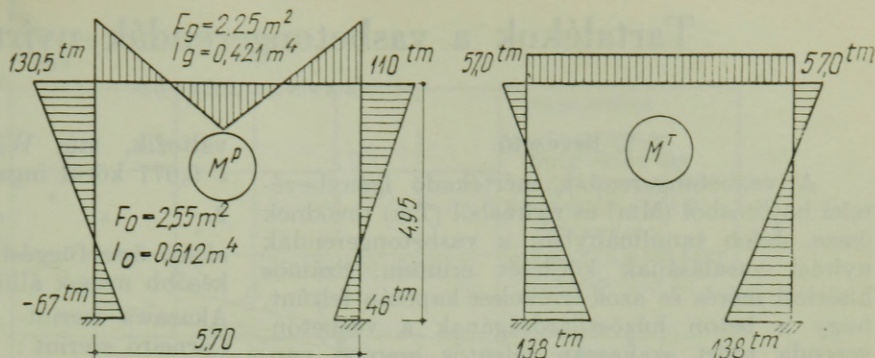
Turbinaalapoknál előírás az üzemből kifelé a normál szerkezetektől eltérő, egyenlő és egyenlőtlen *hőmérséklet-hatás* figyelembevétele, valamint a zsugorodás számítása. A föléhangolás követelménye miatt alkalmazott nagy méretek következtében a mellékhatásokból származó igénybevételek lényegesen nagyobbak, mint a gépterhelésből adódók.

Példaként megemlítem a Pécsi Hőerőmű 32 MW-os turbogenerátorainak alapozását. Egyik jellemző keresztkeret és a ráható terhelések szerepelnek a 3. ábrán. A függőleges gépteher értéke (statikus helyettesítő erő és állósúly) részletes számítás alapján $P = 264 \text{ t}$. A vízszintes helyettesítő erő $H = 10,9 \text{ t}$. A szerkezet önlengésszáma 3720/perc, tehát 22%-kal föléhangolt, vagyis megfelel az előírások szerinti értéknek. A statikus és dinamikus terhelésekből számított nyomaték az A ponton $M_A^P = 67 \text{ tm}$. Az MSZ. 15 009 szerint az egyenlő felmelegedésből származó hőmérséklet változás $t_1 = 25^\circ\text{C}$, az egyenlőtlen pedig $t_2 = 30^\circ\text{C}$. A hőmérséklet hatására keletkező nyomaték $M_A^t = 138 \text{ tm}$. Így az effektív terhelésből (vagyis



2. ábra. A dinamikus tényező (μ) változása a gerjesztő és saját frekvencia viszonyának (ω/ω_n) függvényében

3. ábra. A turbina alap keresztirányú keretének vázlatos rajza a gépterhelésből származó nyomatékra (M^p) és a hőmérséklet hatásból származó nyomatékra (M^t) feltüntetésével



a gépi terhelésből, aminek hordására a szerkezet (épült) származó igénybevételek a teljes igénybevételnek 32%-át adják. Itt kívánom megjegyezni, hogy a szabályzatban előírt hőmérsékletkülönbség adatai nem túlzottak, mert pl. az Ajka I. Erőmű turbogenerátor alapjainál a vasbeton keretszerkezet külső oldalán $+85\text{ }^\circ\text{C}$ hőmérsékletet mértünk, ami a szabályzatban előírt értéknek majdnem háromszorosa.

A jelenlegi tervezési gyakorlatban általában függőleges rezgések szempontjából a turbina-alapot föléhangoltnak készíti a biztonság nagyobb mértéke miatt, Így készült el az összes hazai erőmű turbogenerátor alapja. Lényeges gazdasági megtakarítást lehetne elérni aláhangolt gép-alapok tervezésével. Ilyen szerkezetek méretezése sok esetben műszaki szükségesség is. Ezért indokolt volna az aláhangolt gép-alapok biztonságos és gazdaságos méretezését célzó előírások kidolgozása. Az aláhangolás alsó értékét a lehajlás,

illetve összenyomódás adja meg, minthogy ennek függvénye a fellépő amplitudó. Az amplitudó megengedett értékéről az MSZ 15 009, illetve gépészeti előírások intézkednek.

Az aláhangolás a kivitelezés felé újabb érdekes igényt támaszt. Ebben az esetben a megadottnál jobb anyagminőség készítése lengéstani szempontból káros lehet. Éppen ezért aláhangolt szerkezet tervezésénél az aláhangolás mértékét egyrészt a szabvány szerint előírt — és a kivitelezés során betartott — anyagminőség szórásának mértéke, másrészt a statikai váztól való eltérés valószínűsége határozza meg. Célszerű a 20%-os aláhangolási értéknél nagyobb mértéket venni, amit az előbbieken említett mérési eredmények is indokolnak.

A gazdaságos és biztonságos gép-alap tervezésére irányadóként lehet venni, hogy alacsony fordulatszámú gépeknél föléhangolt magas fordulatszámú gépek alapjainál pedig legalább 50%-kal aláhangolt szerkezet kialakítása célszerű.

Az Egyesület hírei

A Központ hírei

Az Egyesület Elnöksége január 30-án tartott ülését a Vezetőségi ülés előkészítésével foglalkozott. Ezenkívül folyó ügyeket tárgyalt.

Az Egyesület Vezetősége február 20-án ülést tartott. Az elnök megnyitója után Katona József főtitkár beszámolt az Egyesület elmúlt félévi munkájáról. A jövő munkáját illetően hangsúlyozta az egyesületi munka fontosságát az Egyesület által kidolgozott javaslatok megvalósításának figyelemmel kísérésében és szorgalmazásában, valamint a műszaki propaganda fejlesztésében. A főtitkári beszámolót nagyszámú felszólalás és élénk vita követte, melynek során az Építők Szakszervezete részéről Reszegi Ferenc szólalt fel és javasolta, hogy az Egyesület munkatervét ne aprózza el, hanem összpontosítsa néhány legfontosabb kérdésre. Szorgalmazta a műszaki propaganda fejlesztését a fizikai dolgozók körében. Nógrádi László felhívta a figyelmet arra, hogy az Egyesület fő célkitűzése a 20 éves távlati fejlesztési terv kidolgozásának és megvalósításának elősegítése legyen.

A Vezetőség megállapította, hogy az Egyesület munkájában egészséges fejlődés mutatkozott és elfogadta a munka javítására tett javaslatokat. A Vezetőség jóváhagyta a Veszprémi Területi Csoport megalkulását.

Az Egyesület a Magyar Építőművész Szövetséggel közösen ez évben is díjat írt ki az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem hallgatói által készített kiemagasló diplomatervek díjazására.

A Filmszínház anyagából január 25-én a következő filmek kerültek bemutatásra : Kompozíció „C” elemre. A mai idők impulzusa, Tudomány az építőiparban, Formica lemez gyártása, Benoto földfúrás módszerek.

A Statikus Szakosztály január 26-án tanulmányi látogatást tett az Építéstudományi Intézet laboratóriumában, amelyen Dr. Garay Lajos és Dávid János ismertették az intézet munkásságát.

Denis Matthews (Anglia) február 2-án az angliai Institution of Structural Engineers képviselőjében az Egyesület vendégeként vetített képekkel és filmmel kísért előadást tartott az építéshelyszíni gépesítéséről.

Az Épületszerkezeti Szakosztály február havi előadássorozata az öntöttfalak zsaluzási rendszereivel foglalkozott. Az előadássorozat előadói: Rudnai Gyula, Glass Tamás, Mohácsi László, Kelen Tibor, Hilvert Elek és Mók László voltak.

Az Egyesület Elnöksége az 1961. évben rendezett Ipari Építési Konferencia határozatait továbbította a megvalósításra illetékes szervekhez.

Tartalékok a vasbetongerendák nyírt szakaszán

BAJNAI LÁSZLÓ

I. Bevezető

A vasbetongerendák mértékadó igénybevételei hajlításból (M_m) és nyírásból (T_m) tevődnek össze. Jelen tanulmányban a vasbetongerendák nyírási vasalásának kérdését érintem. Számos kísérleti mérés és azok értékelése kapcsán feltűnt, hogy a beton húzószilárdságának a vasbetongerenda nyírt szakaszán jelentős szerepe van. Ugyanis a nyírt szakaszon, ott ahol a ferde főhúzófeszültségek egy meghatározott értéknél nagyobbak, az összes húzóigénybevételt vasbetéttel kell felvennünk. Az elmondottakból kitűnik, hogy az alkalmazandó nyírási vasalás jelentős mértékben függ a gerenda betonjának húzószilárdságától is.

II. A beton húzószilárdságáról

A beton húzószilárdsága a nyomószilárdság mellett fontos fizikai jellemzője a betonnak. Szabványelőírásunk szerint a beton húzószilárdságát 15/15/70 cm méretű gerenda hajlítótöréssel mérjük.

Akazawa és Carneiro 1943-ban a beton húzószilárdságát (σ_{bH}) fekvő körhengerek alkotómenti nyomásával kezdték vizsgálni. (Lásd 1. ábra). A nyomószilárdságot (σ_{bnyh}) állóhengeren meghatározva a két szilárdsági érték közötti összefüggések állították fel.

Áttekintve egyes szerzőknek a beton húzószilárdsági formuláit, a következő összefüggéseket vizsgáljuk:

$$1. \quad \sigma_{bH} = k \sigma_{bnyh} \quad (1)$$

σ_{bH} = a beton húzószilárdsága
 σ_{bnyh} = a beton nyomószilárdsága
 k = arányossági tényező

k értéke Guyon szerint $\frac{1}{30} - \frac{1}{8}$ határok között

1/a. Nyomó szilárdság

$$\sigma_{bnyhenger} = \frac{P_1}{\frac{D^2 \pi}{4}}$$

1/b. Húzó szilárdság.

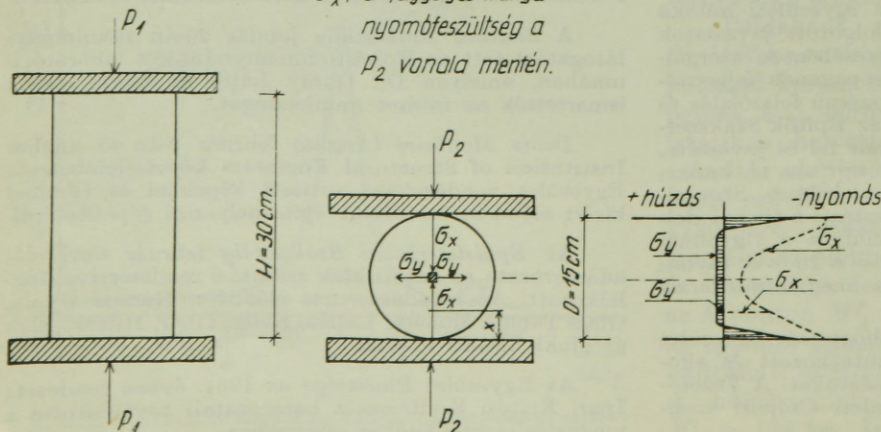
$$\sigma_{bH} \approx \sigma_y^t \approx \frac{2P_2}{D\pi H};$$

$$\sigma_x = \frac{2P_2}{D\pi H} \left(1 - \frac{4}{D} - \frac{4}{1-x}\right);$$

σ_x : a függélyes irányú nyomófeszültség a P_2 vonala mentén.

1/c. A σ_x és σ_y közelítő

értékei a P_2 hatásvonala mentén.



1. ábra. Nyomó- és húzószilárdság vizsgálata körhenger beton próbatesten

változik, míg Wästlund és Hognestad szerint k 0,077 körül ingadozik.

$$2. \quad \sigma_{bH} = a \sigma_{bnyh} \quad (2)$$

alakú összefüggést először Akazawa, Carneiro és később mások állították fel.

Akazawa szerint: $a = 0,396$ $C = 0,730$

Carneiro szerint: $a = 0,335$ $C = 0,735$

(2) összefüggés egy fölülről domború ellapsodó görbével ábrázolható. Eszerint a beton húzószilárdsága a nyomószilárdsággal a lineáristól eltérő változást mutat.

$$3. \quad \sigma_{bnyh} = \left(5 + \frac{1}{5} \sigma_{bH}\right) \sigma_{bH} \quad (3)$$

Efsen—Glarbó szerzők szerint.

Hazai mérései alapján a beton húzószilárdságára dr. Gyengő a következő összefüggést javasolja:

$$\sigma_{bnyh} = \left(6 + \frac{1}{5} \sigma_{bH}\right) \sigma_{bH} \quad (4)$$

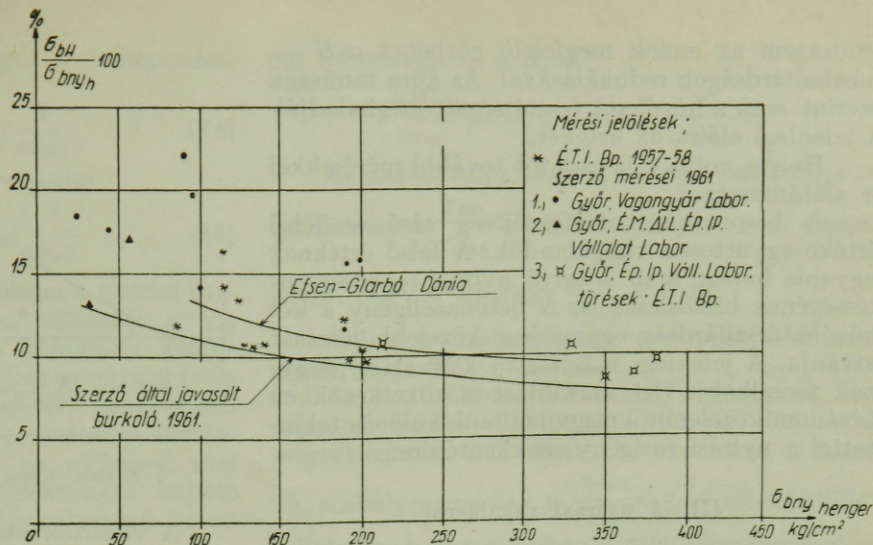
A beton húzószilárdság vizsgálatát dr. Gyengő (1) tanulmánya alapján 1961. évben kezdték 15/30 cm méretű hengereken. A sok törési eredményt feltüntető 2. ábrán a beton kétféle szilárdsági értékének viszonya egymáshoz szemléltethető. Mivel a töréseket azonos próbatesteken azonos törőgéppel végeztük, a nyert σ_{bH} és σ_{bnyh} egymással kapcsolatba állíthatók.

A 2. ábrán feltüntetett mérési adatok alapján az (5) empirikus összefüggést írtuk fel. A mérési pontokat alulról burkoló görbe egyenlete a következő:

$$\sigma_{bnyh} = \left(7 + \frac{1}{5} \sigma_{bH}\right) \sigma_{bH} \quad (5)$$

A burkoló görbe a biztonság szempontjából célszerűbbnek látszik, mint a mérési eredményeket

2. ábra. Összefüggés a beton húzó- és nyomószilárdsága között



átszelő kiegyenlítő görbe. Az (5) — összefüggés explicit alakban:

$$\sigma_{bH} = -17,50 + \sqrt{306,25 + 5 \sigma_{bnyh}} \quad (6)$$

írható fel.

A (6) összefüggést a 20 cm-es kockaszilárdságban (σ_{bk}) kifejezve, ha

$$\sigma_{bnyh} = 0,8 \sigma_{bk}$$

kapjuk:

$$\sigma_{bH} = -17,50 + \sqrt{306,25 + 4 \sigma_{bk}} \quad (7)$$

összefüggést.

Az (1) (3) és (7) összefüggéseket a 3. ábra szemlélteti.

Látható, hogy Efsen — Glarbó diagramja jóval felette halad a javasolt (7) összefüggésnek. Az (1) összefüggés a betonminőség növekedésével

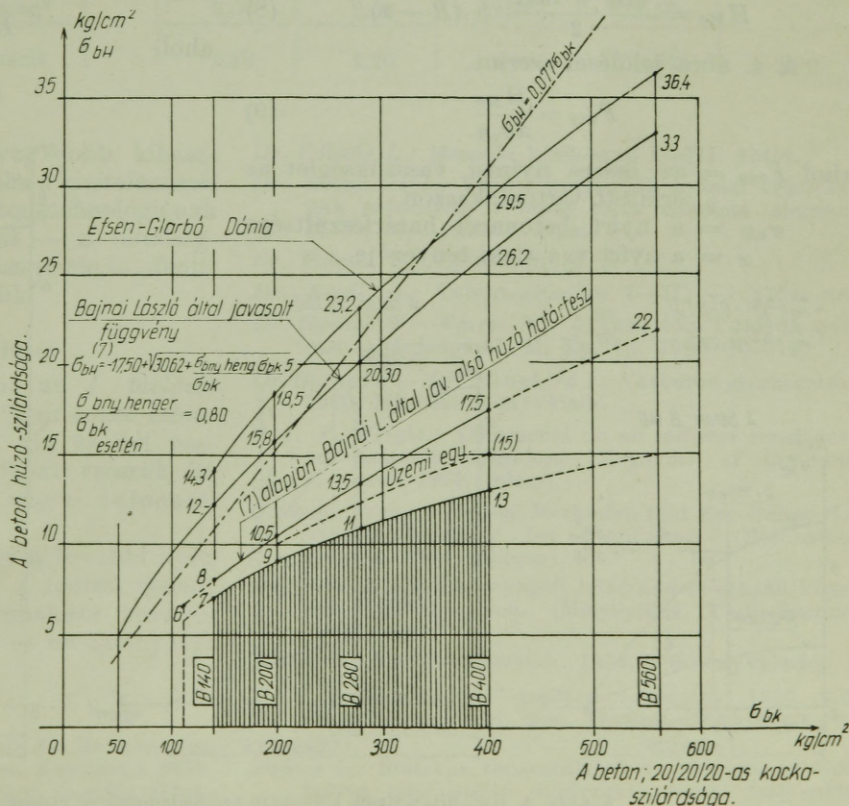
túl magas értékeket ad, csak tájékoztatásra szolgálhat.

Fentieket kiindulási alapul elfogadva felvetődik az a gondolat, hogy a magyar vasbetonszabályzat szerinti beton húzóhatárfeszültségek nem lennének-e módosíthatók a biztonság csökkentése nélkül.

Gerendáknál a hajlításra megszabott biztonságot elfogadva a nyírt szakaszon is, a következő megállapítást tehetjük:

A beton hasábszilárdsága átlagos beton esetén közelítően egyenlő a hajlítónyomóhatárfeszültség másfélszeresével.

Ez az 1,50 arányszám vajon nem lenne-e elfogadható a beton húzóhatárfeszültség alsó értékének megállapításánál is? A 3. ábrán fel-



3. ábra. A beton húzószilárdsága a 20 cm élhosszúságú kockaszilárdság függvényében

tüntettem az ennek megfelelő görbét a $\sigma_b H$ — húzószilárdságok redukálásával. Az ábra tanúsága szerint ezek a húzóhatárfeszültségek meghaladják a jelenlegi előírások értékét.

Helyes volna e javaslatot további mérésekkel is alátámasztani.

A beton húzóhatárfeszültség alsó és felső értéke együttesen vizsgálándók. A felső értéknek ugyanis határt szab a tartó nyírási repedésmentességének biztosítása is. A betonacéligény a két húzóhatárszilárdság egymáshoz közelebb hozását kívánja. A jelenlegi $\tau_{\max}/\tau_{x0} = 2,50$ arány nagy-nak mondható. Ezt az állítást a következőkben kívánom közelebbről megvilágítani, különös tekintettel a nyírási-vasigény csökkentésére.

III. A nyírási vasalásról

A vasbetongerendák nyírófeszültségét állandó keresztmetszet esetében a szilárdságtani tengely mentén a

$$\tau_x = \frac{T_{Mx}}{bz}$$
 képletből számítjuk,

ahol T_{Mx} = a mértékadó nyíróigénybevétel az x = keresztmetszetben

b = a nyírt bordaszélesség

z = a belső erők karja

A képletet tehát a klasszikus mechanika szolgáltatja. Fenti képlet a szintézisből fakadt, melyre dr. Menyhárd szerint a továbbiakban is szükség lesz. Ugyanis a törési határállapot bekövetkezése nem tételezhető fel egyidejűleg hajlításra és nyírásra az egész tartó mentén.

Az acélbeételekkel felveendő csúsztató erő:

$$H_{Mo} = \frac{(\tau_{x0} + \tau_{\max})}{2} b \cdot (R - x) \quad (8)$$

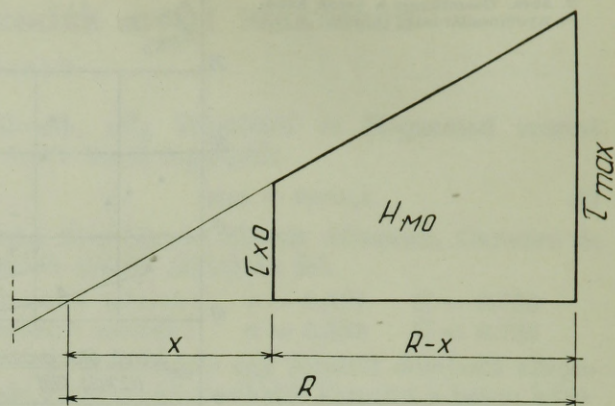
A 4. ábra jelölései szerint.

$$F_{vny} = \frac{H_{Mo}}{\alpha \sigma_{vH}} \quad (9)$$

ahol F_{vny} = az összes nyírási vasszükséglet az érintett tartószakaszon

σ_{vH} = a nyírt betonacél határfeszültsége

α = a nyírt vas alakí tényezője.



4. ábra. A H_{Mo} ábrája a nyírt vb. gerendán

A változók nagy száma miatt első lépésben egységnyi bordaszélesség mellett vizsgáljuk meg a nyírási vasbetét szükséglet változását a 4. ábra feltételei mellett:

Az egységnyi bordaszélességre eső nyíróerő

$$H_{Mo}^* = \frac{H_{Mo}}{b} = F_{vny} \alpha \sigma_{vH} \frac{1}{b} \quad (10)$$

illetőleg (8) alapján.

$$H_{Mo}^* = \frac{(\tau_{x0} + \tau_{\max})}{2} (R - x) \quad (11)$$

A kijelölt műveletek elvégzése, és

$$x = \frac{\tau_{x0}}{\tau_{\max}} R$$

behelyettesítésével

$$H_{Mo}^* = \frac{R \tau_{\max}}{2} - \frac{R \tau_{x0}^2}{2 \tau_{\max}} \quad (12)$$

vagy általánosabban:

$$H_{Mo}^* = C - D \tau_{x0}^2 \quad (13)$$

ahol

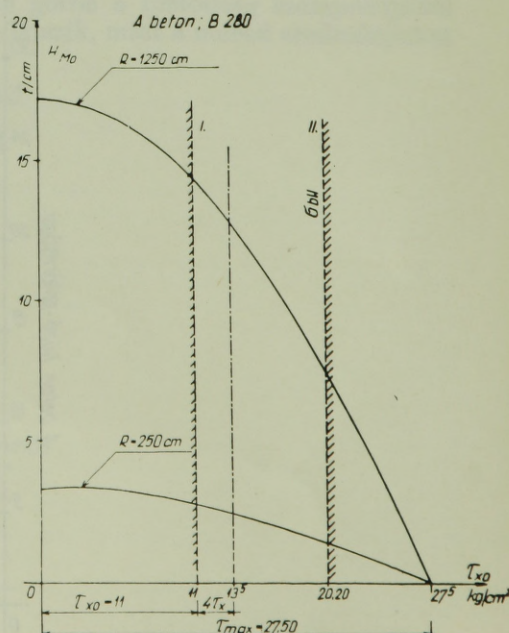
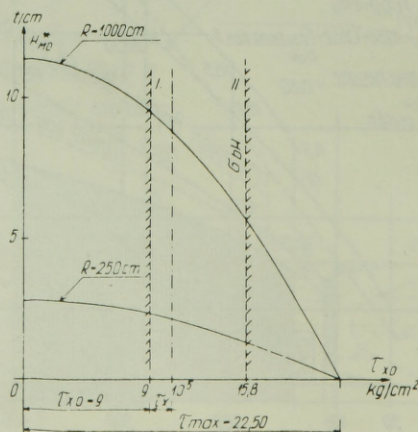
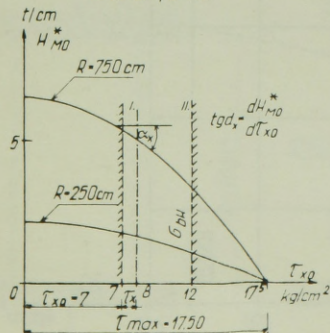
$$C = \frac{\tau_{\max} R}{2} \text{ és } D = \frac{R}{2 \tau_{\max}}$$

$$H_{Mo}^* = \frac{H_{Mo}}{b} = C - D \tau_{x0}^2 \quad (8)$$

$$F_{vny} = b H_{Mo}^* \frac{1}{\alpha \sigma_{vH}} \quad (9)$$

A beton; B 200

A beton; B 140



5. ábra. A H_{Mo} diagrammok különböző betonminőségek és változó nyírási hosszak esetében

A nyírási vasbetétszükséglet b bordaszélesség mellett

$$F_{vny} = b(C - D\tau_{xo}) \frac{1}{\alpha\sigma_{vH}} \quad (14)$$

Egységnyi bordaszélességre pedig

$$F_{vny}^* = (C - D\tau_{xo}) \frac{1}{\alpha\sigma_{vH}} \quad (15)$$

Az 5. számú ábrán felvázoltam a nyírási vasbetétszükséglettel arányos H_{Mo}^* változást a τ_{xo} függvényében. A diagramokat különböző betonminőségekhez és fesztávolságokhoz szerkesztettem meg, a fenti elvek alapulvételével, figyelemmel a jelenleg érvényes előírás τ_{max} értékeire. Sraffozott vonalakkal feltüntettem az előírások mai értékét (I) és a törési vizsgálatokkal kapott mérési értékek alsó burkolójához tartozó beton húzószilárdságokat (II).

A beton alsó húzóhatárfeszültségének ezen az I—II közötti szakaszon kell elhelyezkedni a megkívánt biztonságnak megfelelően.

A nyírási vasbetétszükséglet változásáról továbbiakat is megtudhatunk ha a (12) összefü-

gés deriváltját is felírjuk.

$$\frac{\alpha H_{Mo}^*}{\alpha \tau_{xo}} = -2 D \tau_{xo} = -\frac{\tau_{xo}}{\tau_{max}} R$$

Ez azt mondja, hogy a nyírási vasbetétigény csökkenése a $\frac{\tau_{xo}}{\tau_{max}}$ értékével arányos. Ami annyit

jelent, hogy a jelenlegi $\frac{\tau_{xo}}{\tau_{max}} = 0,40$.

Arány a vasbetétigény szempontjából nem ideális és javításra szorulhat.

Az 5. ábrából jól látható, hogy τ_{xo} -nek kis-mértékű emelésével ($\Delta\tau_{xo}$) is jelentős betonacél megtakarításra számíthatunk. Ha tehát a hazai

vb. szabályzatunkban a $\frac{\tau_{max}}{\tau_{xo}} = 2,50$ -ról, a külföldi előírásoknak megfelelően a 200 viszonyszámhoz közelítenénk, akkor a betonacél szükséglet csökkenne.

Az elmondottak alapján az MSZ 15 022.4.44 módosítására illetve annak kiegészítésére vonatkozó javaslatomat az I. táblázatban adom meg.

I. táblázat

A beton		B 140	B 200	B 280	B 400	B 560
húzószilárdság	minősége					
Alsó értéke	jelenleg*	7	9	11	13	—
	javasolt	8	10,5	13,5	17,5	22
Felső értéke	jelenleg*	17,50	22,50	27,50	32,50	—
	javasolt	17,50	23,—	30,—	35,—	44
τ_{max}	jelenleg*	2,50	2,50	2,50	2,50	—
τ_{xo}	javasolt	2,20	2,20	2,20	2,00	2,00

* Az MSz 15022.4.44 szerint.

Természetes, hogy az anyag jobb kihasználását csak akkor tudjuk elérni, ha a kivitelezésnél a betonminőség biztosított. A betontechnológiának fokozódó korszerűbbé válásával — a minőségellenőrzés fokozottabb alkalmazása révén is — fentiekre valószínűleg lehetőség nyílik.

V. Gazdasági áttekintés

Közelítő számítások szerint az I. táblázat alkalmazása mintegy 1,50—2,50%-ra tehető betonacél megtakarítást eredményezne. Ha az évi vasbeton szerkezeteknek csupán 8%-át vesszük itt tekintetbe, akkor is évi 110 vagon betonacél megtakarítás állhatna elő.

Az a csekély befektetés mely a további ilyen irányú kutatásokhoz szükséges a fentiek szerint messzemenően megtérülne, ugyanakkor további műszaki és gazdasági előnyöket és eredményeket biztosítana népgazdaságunknak.

IRODALOM

T. Gyengő Dr.: Neue Grundlagen für die Bestimmung der Betonfestigkeiten. Acta Technica, Fasciculi 1-1959.
Dr. Gyengő T.: A beton húzószilárdság megállapításának új módja M. Ép. Ip. 1957. 7—8. szám.

Dr. Palotás L.: Mérnöki kézikönyv I—III. kötet.

Dr. Menyhárd I.: Vasbetongerendák nyírási vasalásának számítása a ferde törés elmélete alapján. M. Ép. Ip. 1959. 5. szám.

Dr. Palotás L.: Építőanyagok I.

Dr. Kézdi A.: Talajmechanika I—II. — 1954—60.

Dr. Gyengő T.—Egrecsi M.: A vasbeton T-tartók nyírási szilárdságáról. M. Ép. Ip. 1960. 10—12.

Dr. Gyengő T.—Dr. Menyhárd I.: Vasbeton szerkezetek. 1960. Műszaki Könyvkiadó.

P. I. F. Wright: Comments on an indirect tensile test on concrete cylinders (Magazine of Concrete Research 1955. július).

Gotthard Franz: Neuere Methoden und Ergebnisse der Werkstoffprüfung bei Stahlbeton. (Betonstein Zeitung 1959. február).

Nagyváti E.: Rideg anyagok húzószilárdságának kísérleti meghatározása. (Mélyépítési Tud. Szemle. 1958. szept.)

Tóbiás L.: Tartószerkezetek. 1954. Tankönyvkiadó.

K. V. Szachnovszkij: Vasbetonszerkezetek. 1956. Műszaki Könyvkiadó. MSz. 21. Szabványgyűjtemény 1957.

Bajnai L.: Statikus tapasztalatok az Ikervári 84 férőhelyes téhenistálló mestergerendáival kapcsolatban. Magy. Ép. Ip. 1961.

Csúszózszaluzással kivitelezett újabb hazai létesítmények

THOMA JÓZSEF, Kossuth-díjas

A „Magyar Építőipar” 1959. évi 10. és 1961. évi 5. számában egy új magyar gépesített csúszózszaluzatos kiviteli eljárást ismertettünk és kiviteli példákat is bemutatunk. Az akkor még merőben új eljárás ma már a hazai építőipar ismert építési módszerei közé tartozik. A tökéletesített új berendezés útján a nálunk korábban csak elvétve alkalmazott, egyébként igen gazdaságos *csúszózszaluzatos* kiviteli eljárás, főleg a magas ipari létesítmények területén ismert és bevezetett eljárásnak számít. Az 1961. év eredményeiről az alábbiakban számolunk be.

Silók

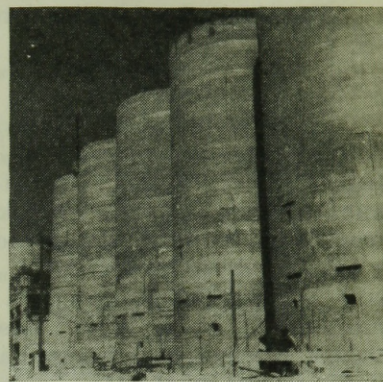
A berendezés egyik legkomolyabb erőpróbáját jelentette a *Dunai Cement és Mészmű* silóépítkezése. Az ütemterv szerint a kivitelezendő 32 db silónak közel egy év alatt kellett volna elkészülnie. A szoros határidők miatt a kivitelezést még 1960. decemberében, tehát télen kezdték meg.

A silók a terv szerint két nagy tömbben készültek. A kisebbik tömb 6 db 6 m-es belső átmérőjű 14 m magas ún. *keverő* és 6 db 12 m belső átmérőjű mintegy 27 m magas ún. *tároló*

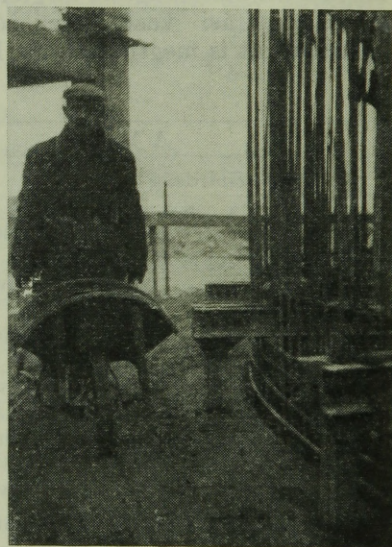
silókból állt. A keverő és tároló-silók között helyezkedett el az *elevátor torony* és a hozzá csatlakozó két kis korrektúra siló. (Lásd 1. ábra). A nagyobbik tömbben a 10 + 10 db ún. cementsiló között helyezkedett el a csomagoló épület (Lásd 2. ábra). A cementsilók belső átmérője 12 m, magassága kb. 29 m volt. A hengerfal keresztmetszete terv szerint a következő. A keverő silóknál 20 cm teherhordó vasbeton 6 cm hőszigetelő kőszivacs + 10 cm vasalt védőbeton. A tároló és cementsilóknál 25 cm teherhordó vasbeton + 6 cm kőszivacs + 10 cm vasalt védőbeton (Lásd 4. ábra).

Az előírt betonminőség B 280 volt, 300 kg/m^3 C 600-as cementadagolással. Az alkalmazott vízcementtényező 0,40—0,50 között volt. Bár az építés során készült több száz próbakocka értékei aránylag nagy szórást mutattak, átlagos értékük az előírt 28 nap után 320 kg/cm^2 felett volt.

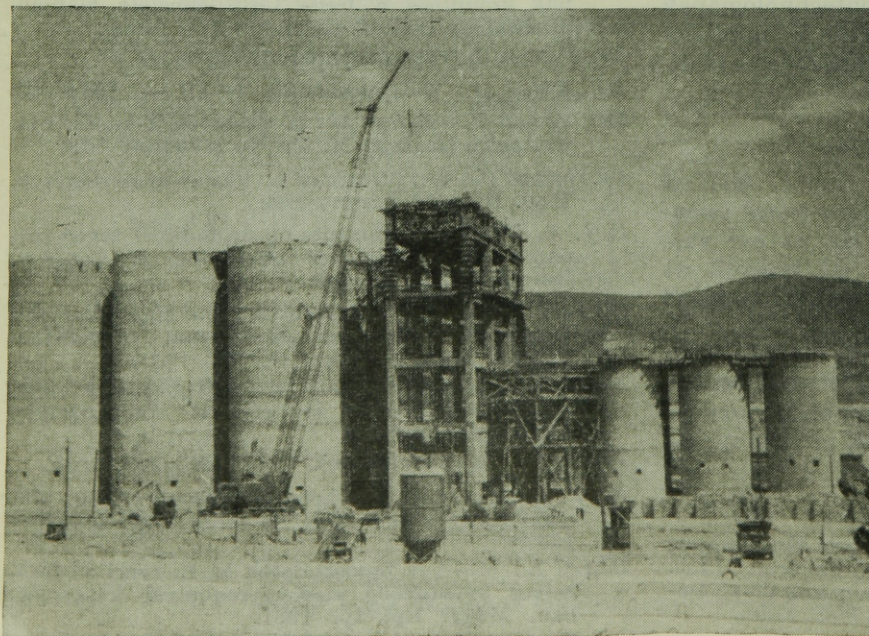
A csúszózszaluzatos munkákat a már korábban ismertetett gépesített felszereléssel végezték. A keretek fel- és leszerelése gyors és egyszerű volt és a mozgó munkaszinten kényelmes anyagmozgatást tett lehetővé. A keret



2. ábra. A kész cementsiló hengerek

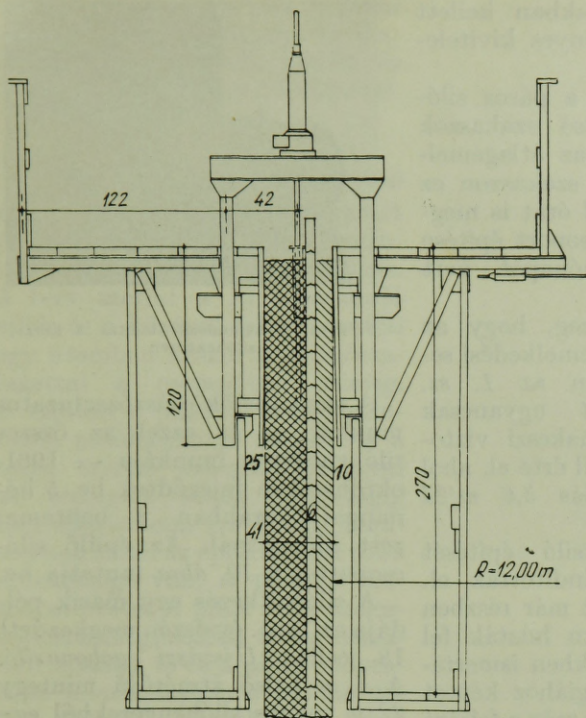


3. ábra. A mozgó munkaszint



1. ábra. A DCM elkészült keverő és tároló silóhengerei

4. ábra. Silóhenger keresztmetszet az emelőkerettel



hevederjei alatt az aránylag sűrű gyűrűvasalás elhelyezése sem jelentett nehézséget (Lásd 3. ábra).

A keverő- és tároló siló hengerek csúszózsaluzatos építése párosával történt (Lásd 5. ábra). A tárolósilóknál a két henger kerülete mentén 48 db keretet, ill. emelőorsót alkalmaztunk. A 24 + 24 db emelőorsó kardán-csuklós kapcsolattal volt összekötve és a két kör szinkron meghajtását egy közlőmű segítségével villanymotor útján biztosítottuk. A 48 emelőorsó meghajtásához, a helyszínen végzett mérések szerint, 2,5 LE-re volt szükség.

A beton és szigetelőanyag szállítását a kettős hengernél egy gyorsfelvonó (oszlopos felvonó) fölös biztonsággal látta el. A személyek feljárására a tárolósilóknál idomacélból készült feljáró tornyot alkalmaztunk (Lásd 6. ábra).

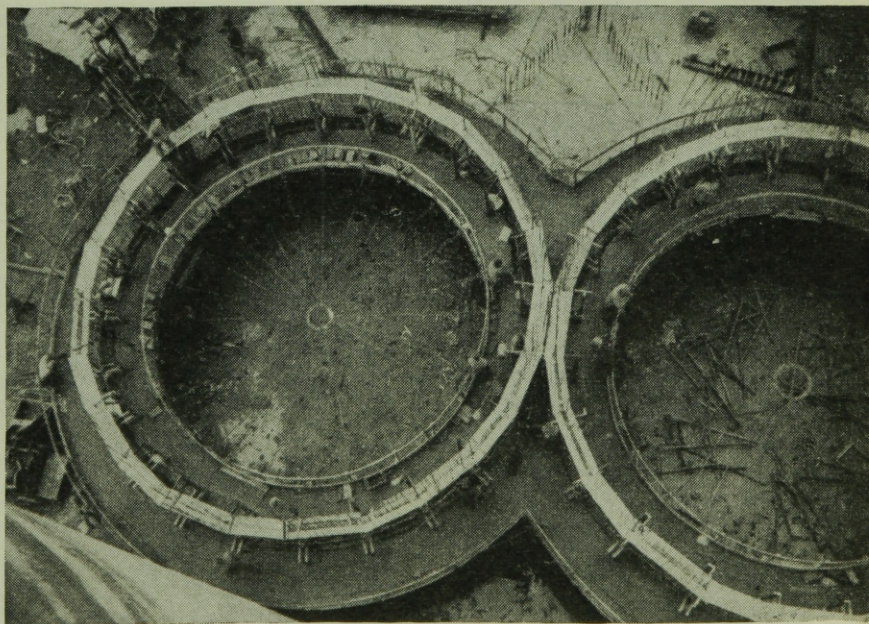
Az emelőorsók támrúdjaikat ezeknél a siló hengereknél 10–12 m-enként a falból kiemelték és újra „átültették”. E műveletet egyrészt a 7. ábrán látható ún. támrúd kiemelő berendezéssel végezték.

A támrúd kiemelés ilyen aránylag kis szakaszokban történő al-

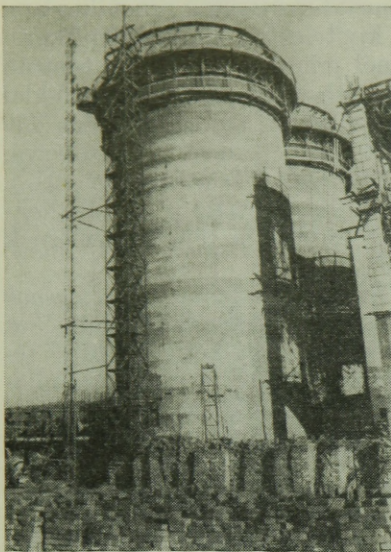
kalmazása nem célszerű eljárás, mivel minden ilyen művelet a már jól „beállt” csúszózsaluzatot kedvezőtlenül mozgatja meg. A támrúd-kiemelést még 30 m-es támrúd hosszánál is el lehet végezni, tehát jelen esetben elég lett volna a befejezett siló hengerek tetején a műveletet végrehajtani. Sajnos azonban a kivitelezésnél nem állt megfelelő

támrúd-mennyiség rendelkezésre. A kivitelező a DCM silóépítkezésénél mintegy 18 000 fm támrúd emeléshez cca. 2500 fm támrúddal rendelkezett, amiből mintegy 400 fm-t nem tudott visszanyerni. (Elgörbülés, bentragadás stb.). Ez utóbbi veszteség az alkalmazott 18 000 fm támrúd emelésnek 2,2%-a.

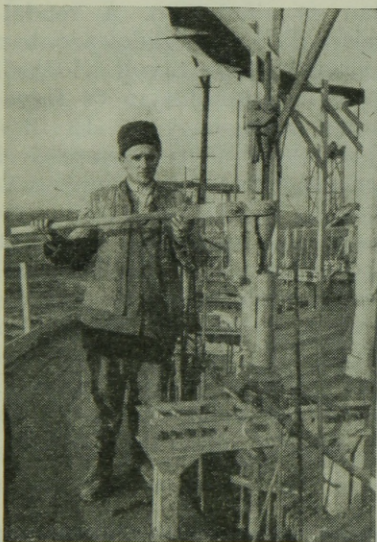
Az előrehaladás sebességének (emelkedés) helyes kiértékeléséhez szükséges egy-két jelentős tényező ismerete. A mozgó munkaszinten foglalkoztatott 2 brigád — egy nappali, egy éjjeli — 12 órás műszakokban 10 napig dolgozott egy huzamban. Ezután 4–5 napos szünetet tartottak, majd újból 10 napig folyt a kivitelezés, és így tovább. Ez a periódikus munkaütem az előrehaladás szempontjából gazdaságtalan és előnytelen. A rendelkezésre álló szakbrigádok azonban legnagyobbbrészt távoli vidékről jártak a munkahelyre és figyelemmel arra, hogy a 12 órás műszakoknak fenti ütemezésével a megengedett havi munkaórájukat így is ledolgozták, a hosszú utazási idő indokoltta tette ezt a beosztást. A másik döntő tényező a silóhengerek alsó szakaszánál a szokatlanul nagymérvű vasalás volt, ami az emelkedés napi értékét erősen fékezte. Az építkezés megindulásánál nem kis gondot okozott továbbá,



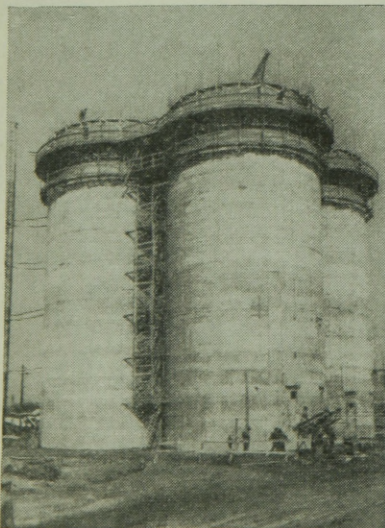
5. ábra. A páros silóhenger építés felülnézete



6. ábra. A páros silóhenger építés nézete



7. ábra. Támrúdkiemelés



8. ábra. Silóhenger építés négyesével

hogy a téli időszakban kellett ezt az aránylag kényes kivitelezést folytatni.

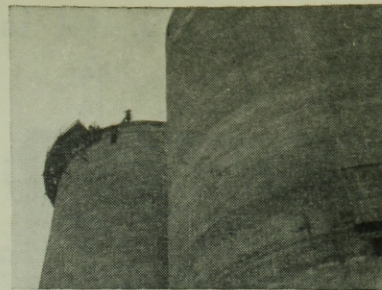
Fentiek ellenére a páros silóhengerekénél az alsó szakaszok $1,5 \text{ m}/24 \text{ óra}$ volt az átlagemelkedés, míg a felső szakaszon ez az érték a $2,0 \text{ m}/24 \text{ órát}$ is meghaladta. Ezen silócsoport építése gyakorlatilag 3 hónapot vett igénybe.

Itt jegyezzük meg, hogy az eddigi legnagyobb emelkedési sebességet hazánkban az 1. sz. *Mélyépítő Vállalat* ugyancsak 1961. évben a dunakeszi víztorony törzs építésénél érte el, ahol a max. előrehaladás $3,6 \text{ m}/24 \text{ óra}$ volt.

Az ún. cementsiló építését 1961. májusában indították el. A silóhengereket itt már részben négyes csoportokban húzták fel (8. ábra). Az előzőekben ismertett kiviteltechnológiához képest újdonságot jelentett még a feljáró torony elhagyása. A 8. ábrán látható módon a kész silóhenger falra függesztett feljáró szintek szolgálták a feljáró létrák elhelyezésére. E megoldás lényegesen gyorsabb és gazdaságosabb volt, mint a vasszerkezeti feljáró torony alkalmazása.

A mozgó munkaszint gyors szerelhetősége a bontásnál is érvényesült (9. ábra).

A 20 db cementsiló tehát gyakorlatilag mintegy 5 hónap alatt készült el.

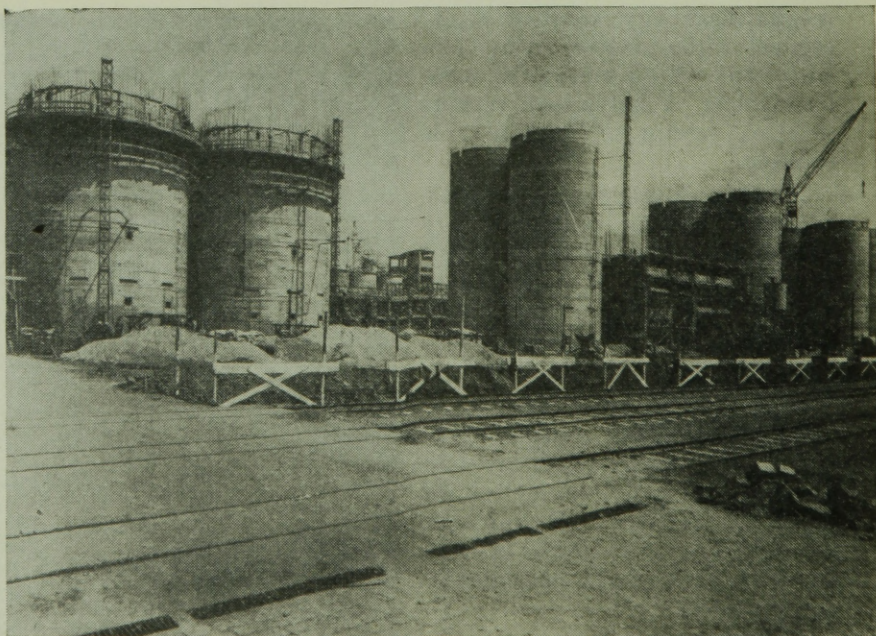


9. ábra. A berendezés bontás a kész silóhengeren

A cementsilók csúszószaluzatos munkái — és ezzel az összes siló vasbeton munkája — 1961. októberében fejeződtek be, 5 hónappal korábban a beütemezett időpontnál. Az épülő silócsoportot a 10. ábra mutatja be.

A silóépítkezés egy másik példája az 1961. év őszén megkezdett 18 cellás *Újszászi gabonasiló*. A 4 m belső átmérőjű mintegy 22 m magas silóhengerekből egy ütemben egyszerre 9 cellát húztak fel (Lásd 11. ábra). A képen jól láthatók a másik 9 cella építéséhez szükséges, már kivitelezett falcsonkok.

A DCM silók építéstechnológiai terveit, a tervek honosítását az ÉM MÉLYÉPÍTÉRTV részéről dr. Mészáros László és Telekesi Emil készítették a szerző irányítása mellett. Az újszászi gabonasilók terveit az IPARTERV az építéstechnológiai terveket a szerző készítette. A kivitelezést

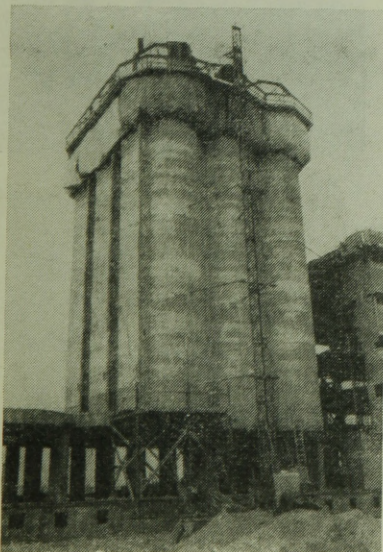


10. ábra. Az épülő cementsilók.

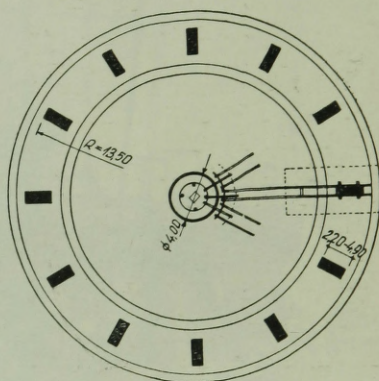
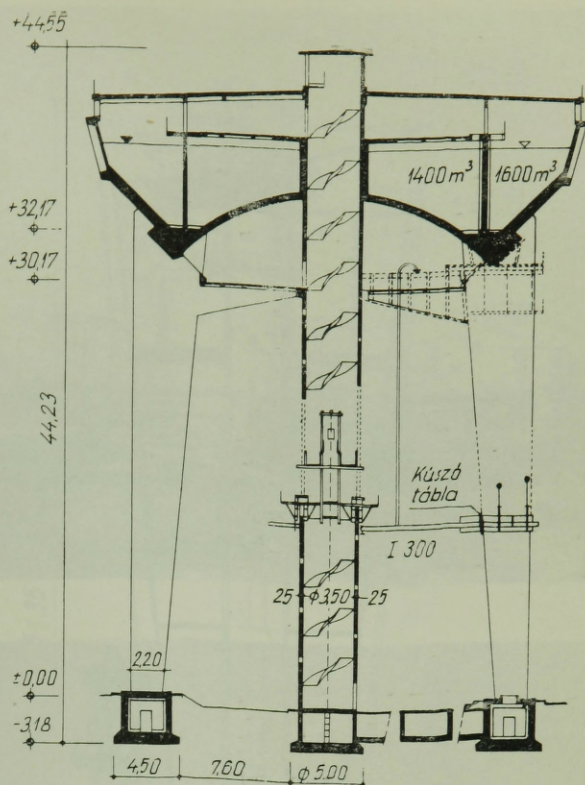
az *ÉM 1. sz. Mélyépítő Vállalat* csúszózsakos részlege végezte Wallent József, Horváth István és Hady Jenő kartársak vezetésével.

Víztornyok

A 12. ábra a debreceni 3000 m³-es ivóvíztorony szerkezetét tünteti fel és részben tájékoztatást ad az építéstechnológiára is. A terv szerint a 12 teherhordó pillér és a középső feljáró orsófal egy ütemben készül a csúszózszaluzattal a csepegőtéri szintig. E szinten a pillérek csúszózszaluzatos munkaszintje megáll és a belső orsófal csúszózszaluzatával az orsófalat teljes magasságig kell megépíteni. Az építési módszernek ennél az építkezésnél több érdekessége van. A pillérek csúszózszaluzatát a pillér felső szélességének megfelelően teljes hosszban készítik el és a pillér sudarasodó homloklapján a pontos dőlést kúszó zsalutáblával lehet biztosítani. A pillérzszaluzat két-két I 30-as acélgerendával van egybedolgozva, amelyek az orsófal csúszózszaluzatához vannak kapcsolva. Ezáltal köralak tartását kívántuk szabatosan megadni, ugyanakkor ezekkel a felfelé sudarasodó pillér surlódó ellenállásból származó közép felé ható buktató nyomatékot ki lehetett küszöbölni. Az I gerendák egy, az ábrán látható himbaszerkezettel vannak az emelőberendezésre felfüggesztve azért, hogy az emelkedés közben előálló esetleges relatív süllyedések ne jelent-



11. ábra. Az újszászi gabonasilók építése



12. ábra. A debreceni 3000 m³-es víztorony metszetei

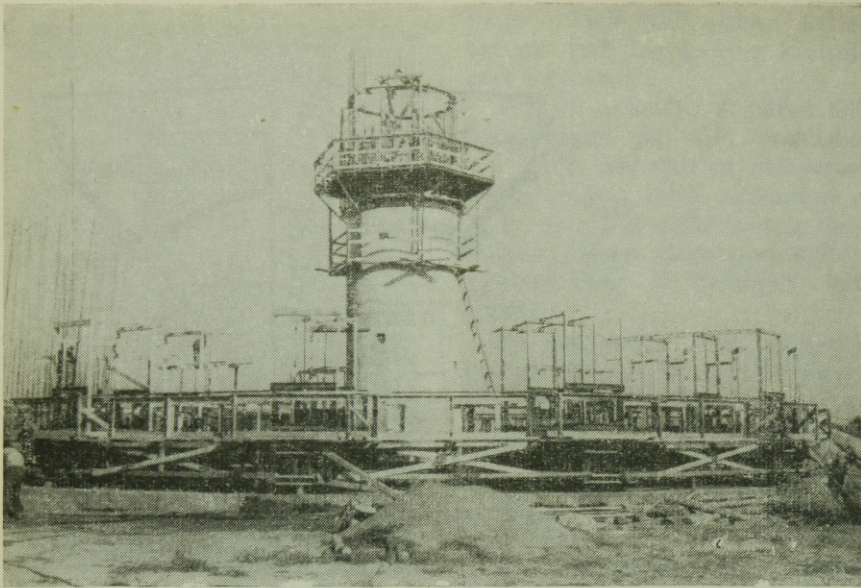
sék az egyes emelőórsók túlerhelését. Az *I* gerendáknak egy másik fontos szerepe, hogy a csepegőtéri szintnél azokat a kész beton keresztmetszetre rögzítve, a pillérekből középre benyúló vasbeton konzolok zsaluzatát erre az állványzatra fel lehetett függeszteni. Így a nagy magasságban történő állványozási munka tulajdonképpen elmarad. Az anyagfelszállítás az orsófalon keresztül az orsófal csúszózsaluzatára szerelt felvonóval központosan történik. Az anyag a legfelső fogadószintre érkezve surlantóval, vagy ejtőcsővel bármely szektorba eljuthat.

A kivitelezés során a kivitelező vállalat sajnos a megadott pontos építéstechnológiától eltért. Az ebből származó hátrányok szükségszerűen következtek be. A kivitelező a munkát az orsófal külön felhúzásával kezdte, majd annak kismérvű elcsavarodása és elferdülése után ezzel leállt. (Lásd 13. ábra.) Ezután a pillérek zsaluzatát szerelte fel és a merevítő 30-as I gerendák helyett ÉTI tartókat szerelt közvetlenül a zsaluzatra, de a terv szerint himba elhagyásával.

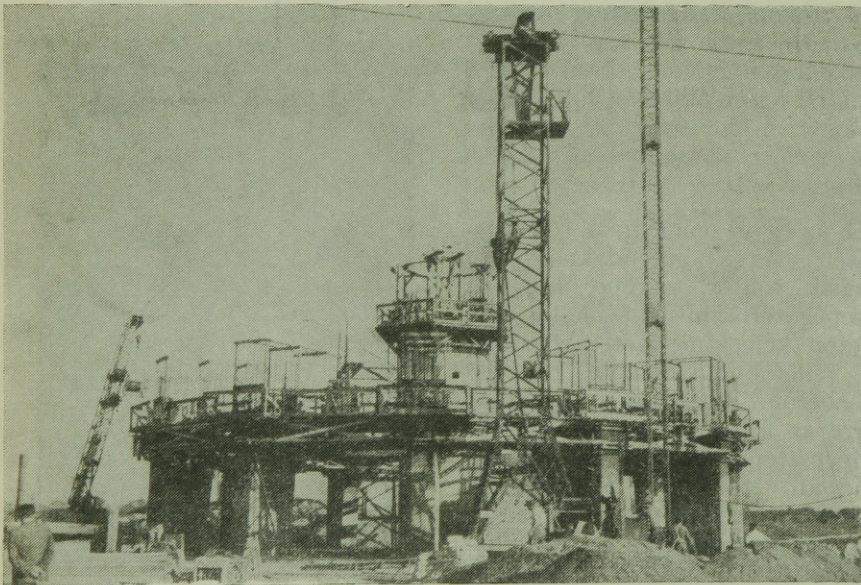
A csúszózsálya megindulása után egyfolytában emelkedett.

amíg a középső orsófal zsaluzatát meg nem közelítette, majd erre az ÉTI tartókat rákapcsolta. A kivitelező vállalat által szerkesztett és alkalmazott emelő orsókat a 15. ábrán láthatjuk. Ezek lényegében a már ismertett emelőorsókhoz hasonló elven alapulnak. Tulajdonképpen a Skoda autóemelő átalakításával és az ugyancsak cseh szabadság szerinti ún. „kapaszzkodó lepkék” beépítésével készültek.

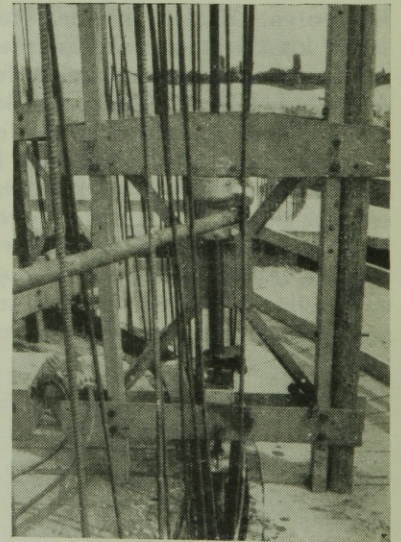
A technológiától való eltérés főleg a 22 m-es magasságban éreztette hatását, amikor is a — tervtől eltérő — csökkentett számú orsófal emelők megszűstak, a sugár irányú ÉTI tartók



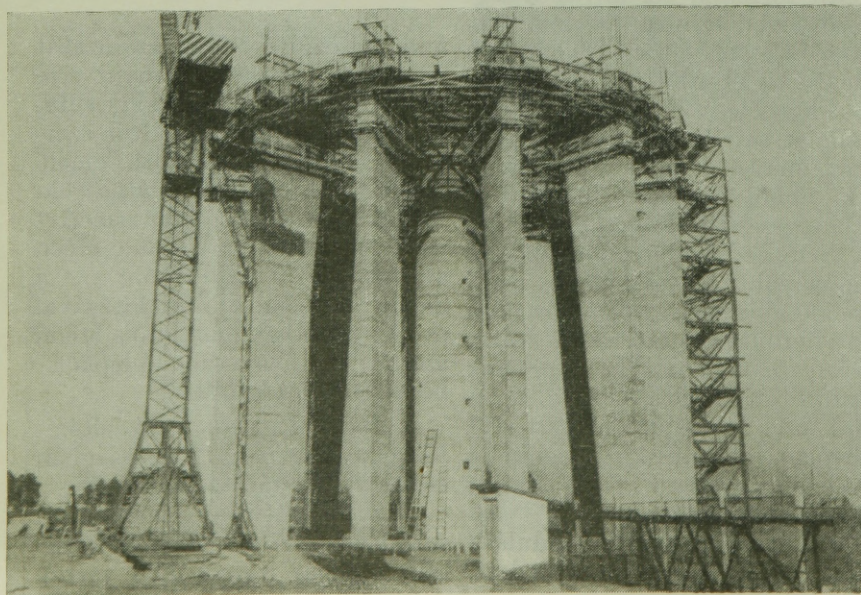
13. ábra. A csúszózsálat indítása



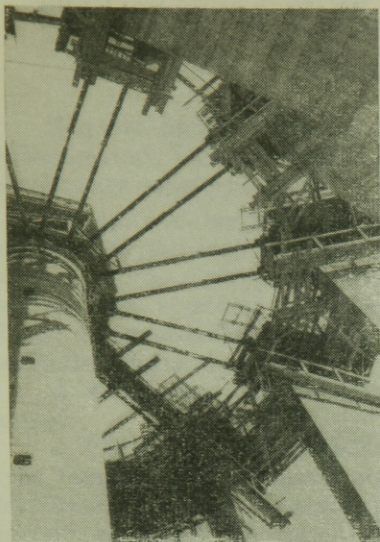
14. ábra. A mozgó munkaszint anyagkiszolgálása



15. ábra. Az emelőberendezés



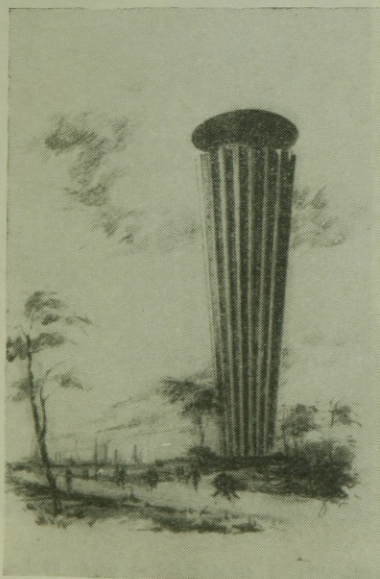
16. ábra. A csúszózsálat üzem közben



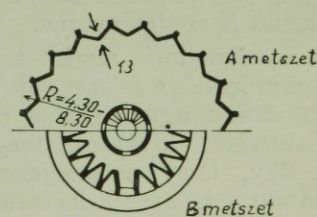
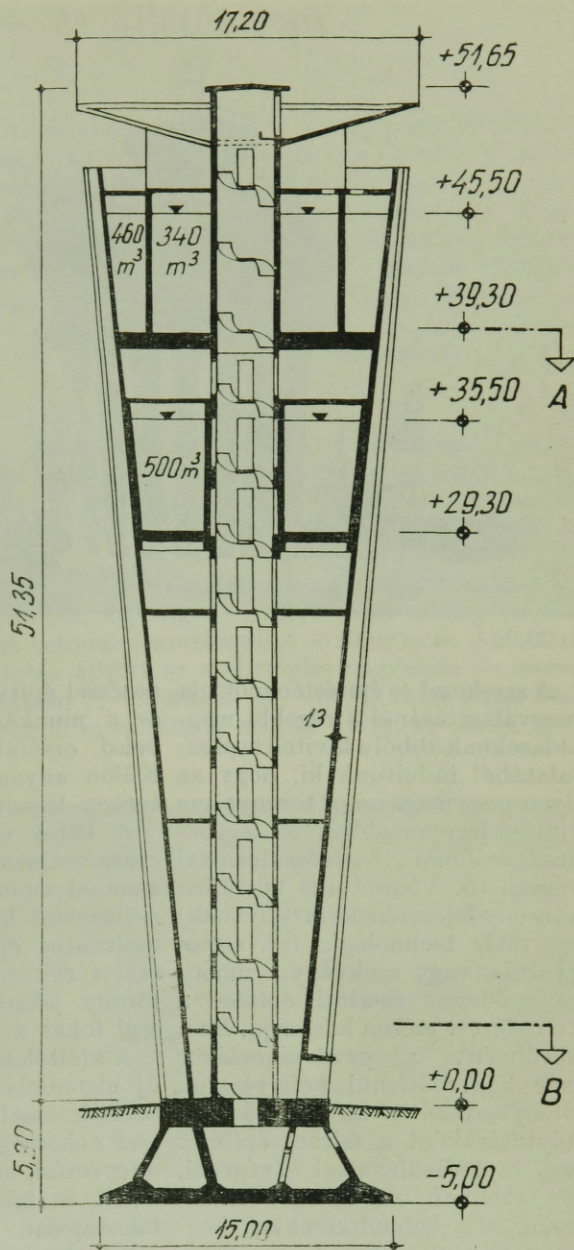
17. ábra. A munkaszint alulnézete

ennek következtében befelé buktak. Mivel a himbákat a kivitelező elhagyta, a támrudak a pilléreknél túlterhelést kaptak és a pillérek külső betonkeresztmetszete átrepedt. Ez a hiányosság mindaddig fennállt, amíg a pillérek belső keresztmetszetére a 3. emelőorsósort fel nem rakták.

Az anyagmozgatás tekintetében a terv szerinti központos anyagmozgatástól is eltért a kivitelező, ami azzal járt, hogy a különböző magasságoknál különböző autó, ill. egyéb darura volt szüksége és a vízszintes szállításban állandóan akadályoztatva volt (lásd 14. ábrát).



18. ábra. A Dunai Szalmacellulózgyár 1300 m³-es víztornyának perspektivikus képe



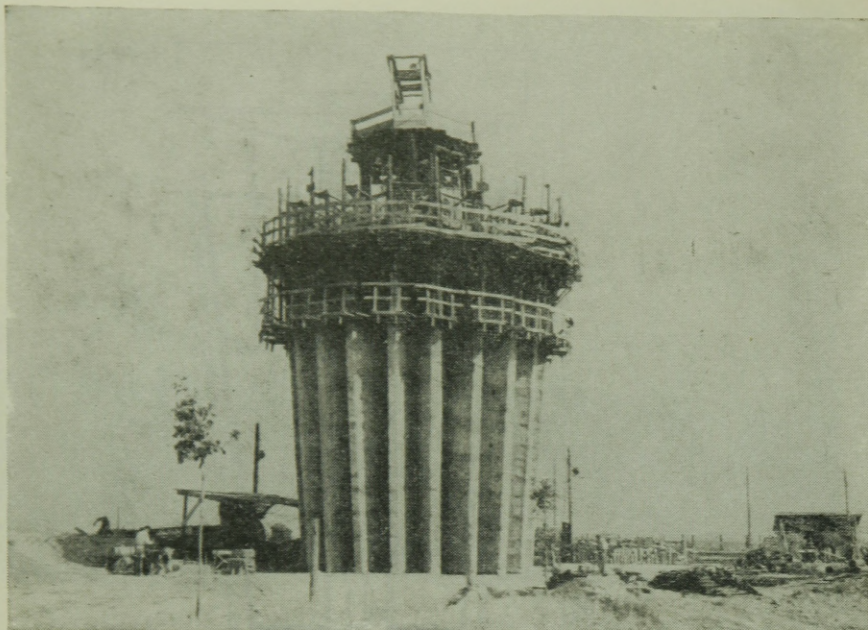
19. ábra. A víztorny metszetei

A csúszózsályzat egy üzemi közbeni állapotát mutatja be a 16. ábra. A mozgó munkaszint szerkezeti kialakítására jó magyarázatot ad a 17. ábra.

A víztorony terveit az ÉM MÉLYÉPTERV készítette, Söpke Gusztáv, Vízvárdy István és Telekesi Emil közreműködésével, a szerző irányítása mellett. A jelenleg is folyó kivitelezést 1961. nyarán az ÉM Hajdú-Bihar-megyei Építőipari Vállalat kezdte meg.

A 18. ábrán a Dunai Szalmacellulózgyár 1300 m³-es kétszintes víztornyának perspektív képét látjuk. A felső szinten egy

800 m³-es ipari víztartály, az alsó szinten pedig egy 500 m³-es ivóvíztartály épül. A tartályok alatti födécek raktározási célra szolgálnak. A szerkezeti kialakításra a 19. ábra nyújt felvilágosítást.



20. ábra. A csúszózszaluzat indulása

A szerkezet és építéstechnológia megválasztásánál a régebbi megoldásoknak abból a kiviteli tapasztalatából indultunk ki, hogy az ilyen nagymagasságú toronytörzs építése leggyorsabban és leggazdaságosabban csúszózszaluzattal végezhető. Viszont ezt követően a torony fejezetének (tartályának) egy más technológia (pl. előre-gyártás, vagy szokványos monolit módszer) szerinti építése a kivitelezést erősen lelassítja. Ez a körülmény a gazdaságosságot már kedvezőtlenül befolyásolja. Előnyös tehát a törzs építésének folytatásaként a fejezet építését is csúszózszaluzattal végezni. Ez azonban az eddigi csúszózszaluzatos berendezésekkel hengeralakú építményt és így meglehetősen kedvezőtlen megjelenési formát és túlzottan nagy alaptestet is eredményezne.

Az új elgondolás szerint tehát a toronytörzs és a fejezet építését folyamatosan ugyanazzal a csúszózszaluzattal kívántuk megoldani úgy, hogy a megjelenési formában is igényesek lehessünk.

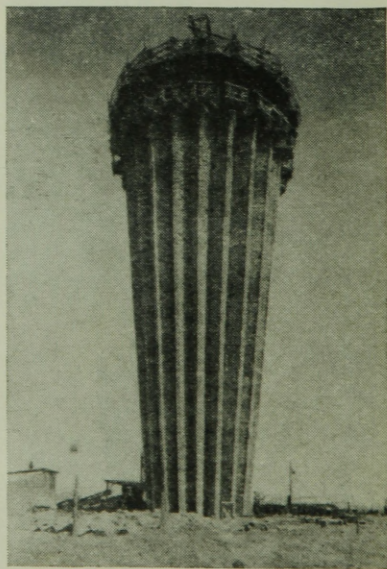
A torony 20 ágú csillag alaprajzú keresztmetszete felfelé arányosan szétnyílik. Ez lehetővé teszi a kívánt szerkezeti és formai kialakítást. A felfelé nyíló héjfalazatot és a belső orsófalat egyidejűleg és folyamatosan egy speciális csúszózszaluzati beren-

dezéssel építik. Az anyagszállítás és a munkás feljárás az épülő belső orsófalán belül történik. Külön anyagfelvonó, ill. feljáró torony létesítése szükségtelen.

A belső vasbeton födémek a csúszózszaluzat elhaladta után azonnal monolitikus rendszerben zsaluzattal készülnek. A csúszózszaluzatos építés kezdeti szakaszát a 20. ábrán láthatjuk, míg a torony jelenlegi építési készült-ségi fokát a 21. ábra tünteti fel.

A kivitelezés során a teljesen új elgondolások alapján készült berendezéssel először kivitelezési nehézség jelentkezett. Mind a tervezési, mind a kiviteli nehézségek és hiányosságok azonban fokozatosan kiküszöbölődnek és jelzik, hogy milyen kisebb átalakításokra van szükség a prototípus elkészülte után meginduló további két teljesen hasonló torony építésénél. Tapasztalatunk szerint az alkalmazott új módszer összes nehézségei a tervező és kivitelező megfelelő együttműködésével, mind kiküszöbölhetők.

A torony terveit az ÉM. MÉLY-ÉPITERV készítette Söpkéz Gusztáv, Telekesi Emil, dr. Mészáros László és Vizvárdy István közreműködésével és a szerző irányításával. A kivitelezést az ÉM. 1. sz. Mélyépítő Vállalat végzi. A kivitelezés 1961. évben kezdődött meg, az jelenleg is folyik.



21. ábra. A csúszózszaluzat üzem közben

A miskolci televízió — és kilátótorony

VÖRÖS GYÖRGY

Régebbi tervpályázat alapján, az ÉM Köz-épülettervező Vállalat kapott megbízást a fenti létesítmény megtervezésére.

Az építési tervezést *Hofer Miklós* építész-mérnök, a pályázat I. díjasa végezte. Statikus tervező *Vörös György* építész-mérnök. Külső tanácsadóként résztvett a tervezésben *dr. Pelikán József* műegyetemi tanár, és sok hasznos tanáccsal segítette munkánkat.

A szerkezeti terv az építészeti megoldáson alapul.

A kilátó az avasi rondella helyén épül, alsó íves terasza követi a terep alakulását. Az egész létesítményt a 72 m magas televíziós antenna-torony szerkezeti és formai kihangsúlyozásával terveztük.

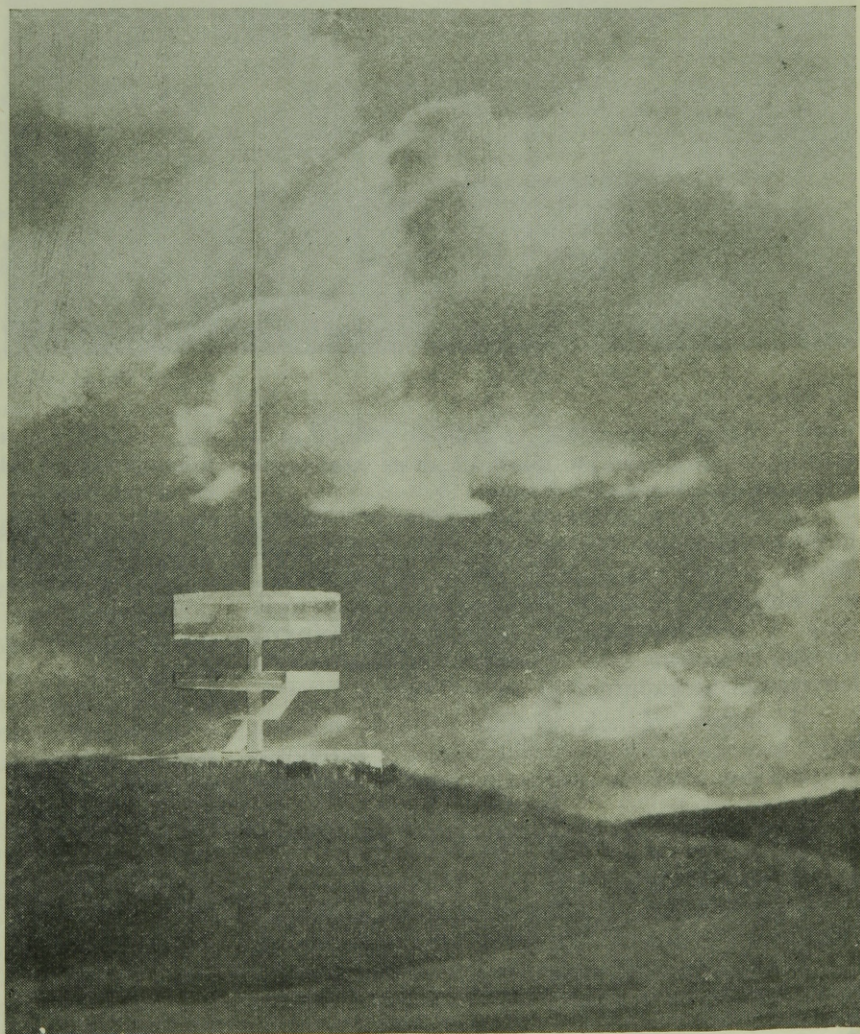
A műszaki helyiségeket, berendezéseket, a részben a földbe süllyesztett íves mély-földszinten helyeztük el. Az épület nagykiterjedésű lemez-alapja és radiális merevítő bordái ehhez kedvező lehetőségeket biztosítottak. A televíziós rendeltetés miatt a torony kettős közlekedési rendszerű.

A toronyba vezet a TV személyzet lépcsője és hágcsője, a kábelcsatornák. A közönség külső lépcsőkön jut fel a nyitott felsőteraszra, valamint a 15 m magasban levő kilátóeszpresszóba. A célunk az volt, hogy a körkilátás biztosítása érdekében az eszpresszó teljes külső felülete üveggel megnyitott legyen; emiatt a kiszolgálóhelyiségeket egy igen tömören megoldott belső magba kellett helyezni, hajószerű kialakításban.

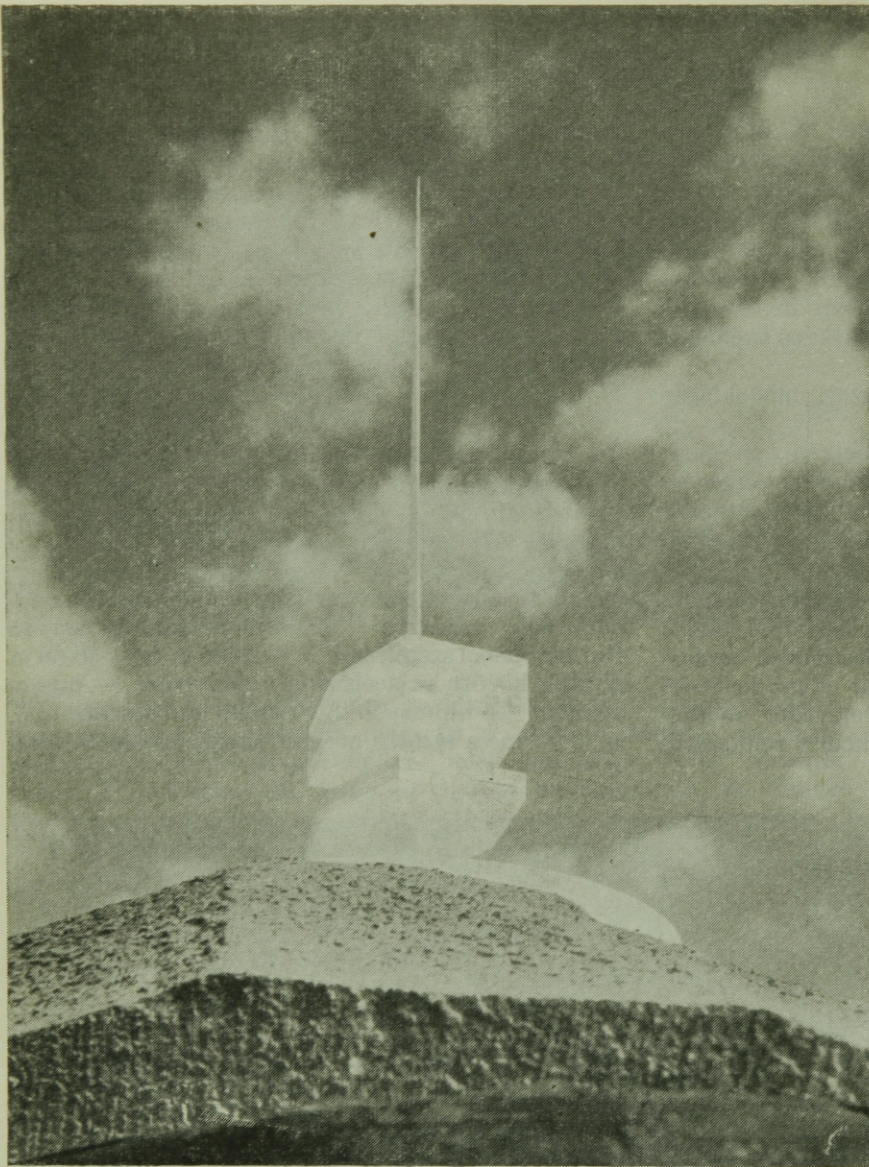
Szerkezet

Általában monolit vasbetonból készül. A betont osztályozott szemszerkezettel és nagy kezdőszilárdságú, 600-as cementtel írtuk elő. A nyersen maradó felületek betonjába bazalt zúzalék is kerül.

A torony +60,00 m magasságig készült vasbetonból, éspedig a +20,00 m-es szintig 50×45 Bm betonacél szereléssel. A +20,00 m és +50,00 m szintek között az acélszerelés nagyrésze — merev vázként — idomacél. A +50,00 m-es szint fölé, a 72,00 m-es szintig acélcső kerül, az alatta levő



1. ábra



merev vázzal összeépítve. Az acélcső $+60,00$ m-es szintig bebetonozva, a felső 12 m-es szakaszon tiszta acélszerkezetként készül.

A torony alsó 20 m-es szakasza a kilátó, büfé stb. konzolos födémeinek csatlakozása miatt készül normál vasbetonból, teljes állványozással és zsaluzással. A felette levő szakasz merev acélváza a további munkák könnyű csőállványról történő végzését teszi lehetővé. A zsaluzást is lényegesen megkönnyíti a merev váz.

A merev váznak további előnye, hogy a teljes szerelés elkészülte után, de még a betonozás megkezdése előtt, a szerkezet függőbe állítható.

Alapozás

A torony alatti tömb és a toronyhoz csatlakozó, sugárirányú vasbeton falak alatti sávalapok csömöszölt betonból készülnek, acélbetét nélkül.

A műszaki helyiségek feletti födémet alulbordás megoldással a sugárirányú vasbeton falakra építik.

A kilátó szint földeme a toronyra épített konzollemez, a felérkező lépcsőkar részére áttörve, de azzal részben meg is támasztva.

A büfé (presszó) szinten levő födém megoldását a torony oldalán felérkező lépcsők szabták meg. E lépcsők a földemet nagyrészt elvágták a toronytól, így ott nem alakulhatott ki megfelelő támasz. A födém ezért a felette levő födémre felfüggesztve készül. Szerkezete rejtett gerendák közötti két irányban teherbíró vasbeton lemez. A felfüggesztés köracéllal történik, a külső kerületen szabadon, a belső kerületen vasbeton falba rejtve.

A büfé feletti födém tervezése okozta a legtöbb gondot. Első megoldásként a vízszintes tengelyű konzolgerendákból és közöttük levő lemezekből képzett, felsőbordás, monolit vasbeton födém építésének lehetőségét vizsgáltuk meg. A bordák közötti feltöltés elkerülése céljából, azok tetejére kőszivacs pallókat terveztünk. Az alatta levő födém felfüggesztése miatt azonban

e földemben, különösen a toronyhoz csatlakozó részekben, rendkívül nagy igénybevételek léptek fel. Ezek az igénybevételek a síkbeli földém építését mind műszakilag, mind gazdaságilag igen hátrányossá tették.

Műszakilag jobb és gazdaságosabb szerkezet tervezése céljából kifelé emelkedő tengelyű konzolgerendákra tértünk át. A tengelyvonal emelkedése, a toronytól peremig 1,00 m. A tengely megemelése következtében tölcésrszerű, térbeli szerkezetet kapunk. A peremen levő gerendákat húzott elemként képeztük ki, amely a földém lehajlását csaknem teljesen megakadályozza. A bordák közötti vasbeton lemezek a perem hatását még fokozzák.

A földéngerendák, a peremgerendákban fellépő húzóerők miatt, külső végükön megtámasztottak (a perem nyúlása miatt kismértékű támaszpont süllyedéssel) és jelentős a nyomóigénybevétel is. Ezek következtében a hajlító igénybevételek nagymértékben csökkentek, az egyszerű hajlításból pedig külpontos nyomás lett. Előzőek eredményeként sokkal könnyebben szerelhető és betonozható szerkezetet kapunk, amely egyben gazdaságosabb is. A bordák közötti vasbeton lemez, valamint a bordákra kerülő kőszivacs-pallók az eredeti megoldásnak megfelelően készülnek.

A lépcsők

A két egykarú, külső felvezető lépcső a kilátó alatti toronyra épített pihenőig előregyártott fokokból készül. A monolit mellvédek a főtartók, a fokokat ezekre függesztették. A torony lengése miatt, az alsó végén csúszó támaszt képeztünk. A pihenő és kilátó szint között a külső lépcső kéttámaszú monolit vasbeton lemez, a fokokat rábetonozzák.

A kilátóból a büfébe a toronyba befogott, konzolos, monolit vasbeton lépcső vezet.

A toronytól függetlenül épített belső csigalépcsőt vasbetonból, a helyszínen előregyártják.

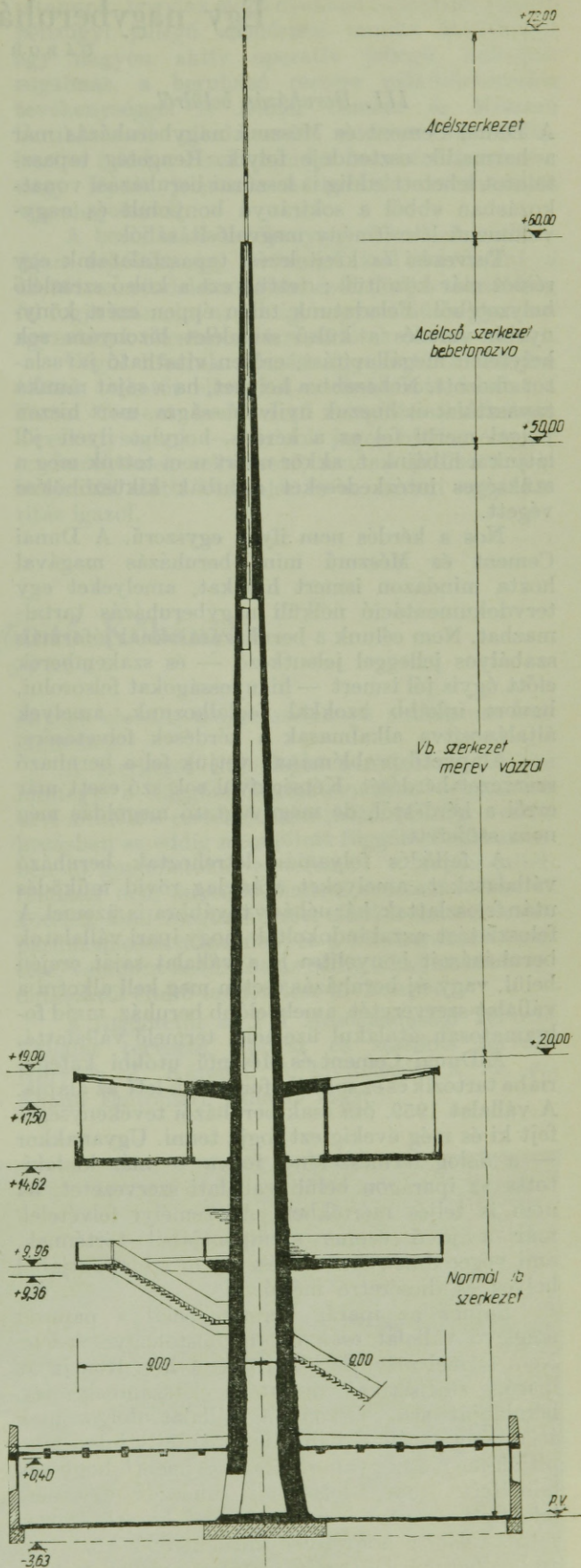
A torony keresztmetszetének felfelé való csökkenése miatt, a +20,00 m-es szint fölé hágcsók vezetnek.

A +20,00 m-es szint feletti felvonókosár idomacél szerkezetű.

A tervezés során általában az MSZ 15021-ben megadott terheléseket vettük figyelembe. A földémek hasznos terhelését 500 kg/m²-rel vettük számításba.

A szélterhelést a toronynak felfelé csökkenő keresztmetszete, valamint a konzolosan kinyúló szerkezetek változatossága miatt, szakaszonként változó intenzitással vettük számításba a toronyépületekre, továbbá a hegytetőkre előírtaknak megfelelően.

A toronyra ható esetleges terhelések mértékadó állása mellett (szélteher plusz hasznos teher féloldalas állása) általában az állandó teher 0,9 szorozási tényezővel adta a mértékadó igénybevételt.



3. ábra

III. Beruházás belülről

A Dunai Cement és Mészmű nagyberuházás már a harmadik esztendeje folyik. Rengeteg tapasztalatot lehetett eddig is leszűrni beruházási vonatkozásban ebből a sokirányú bonyolult és nagyvolumenű létesítmény megvalósításából.

Tervezési és kivitelezési tapasztalataink egy részét már közöltük; tettük ezt a külső szemlélő helyzetéből. Feladatunk talán éppen ezért könnyebb volt és a külső szemlélet bizonyára sok helytelen megállapítást, erősen vitatható javaslatot okozott. Nehezebb a helyzet, ha a saját munka tapasztalatait hozzuk nyilvánosságra, mert hiszen joggal merül fel az a kérdés, hogyha ilyen jól látjuk a hibáinkat, akkor miért nem tettük meg a szükséges intézkedéseket a hibák kiküszöbölése végett.

Nos a kérdés nem ilyen egyszerű. A Dunai Cement és Mészmű mint beruházás magával hozta mindazon ismert hibákat, amelyeket egy tervdokumentáció nélküli nagyberuházás tartalmazhat. Nem célunk a beruházásainknál jóformán szabályos jelleggel jelentkező — és szakemberek előtt úgyszólván jól ismert — hiányosságokat felsorolni, hanem inkább azokkal foglalkozunk, amelyek általánosítva alkalmasak a kérdések felvetésére.

Alapvető problémának vetjük fel a beruházó szervezet kérdését. Kétségteljesen sok szó esett már erről a kérdésről, de megnyugtató megoldás még nem született.

A fejlődés folyamán létrehoztak beruházó vállalatokat, amelyeket aránylag rövid működés után feloszlattak, bár néhány továbbra is üzemel. A feloszlást azzal indokolták, hogy ipari vállalatok beruházásait bonyolítsa le a vállalat saját erején belül, vagy új beruházás esetén meg kell alkotni a vállalat szervezetét, amely előbb beruház, majd folyamatosan átalakul üzemelő, termelő vállalattá.

A Dunai Cement és Mészmű utóbbi kategóriába tartozik és ez sok hibaforrásnak lett az alapja. A vállalat 1959. óta csak beruházói tevékenységet fejt ki és még évekig ezt fogja tenni. Ugyanakkor — a dolog természeténél fogva — már kialakította az iparágon belüli vállalati szervezetet, ha nem is teljes mértékben. A személyi felvételek már a jövő üzem szempontjából történnek, ami végeredményben a kész üzem szempontjából helyes és dicséretre méltó.

Sajnos az iparág keretén belül a papíron meglevő vállalat csak olyan mostohagyerek-féle. Nem termel még, de határozott teher. Rontja az iparág statisztikai mutatóit, létszámhelyzetét, beralapját stb. Viszont a vállalat dolgozóinak átlagbérért, beállási hányadát iparági szinten állapítják meg, ami gyakorlatilag azt jelenti, hogy egy telepített üzem adottságait ruházzák egy nem telepített és nem ipari működést kifejtő szervezetre. Világos, hogy ilyen körülmények között az ad hoc beruházási tevékenységhez nem lehet olyan bérért megfelelő embereket kapni, mint amelyet a telepített ipar fizet állandó alkalmazottjainak.

A beruházói tevékenység azt jelenti, hogy a műszaki felkészültségnek oly magas fokúnak kell lennie, hogy alkalmassá tegye a beruházót a tervek megbíráására, a kivitelezés irányítására és ellenőrzésére. Ezeken túlmenően közgazdasági és pénzügyi ismeretekkel kell rendelkeznie a beruházónak, különben nem tudna a népvagyon őrzőjeként eljárni. Mindezek a kívánalmak műszakilag magas szintet, vezető és irányító képességet, gazdasági tisztánlátást kívánnak, amit ad hoc munkához nem lehet iparági átlag bérszinten megszerezni.

Ebből az következik, hogy nagy gyakorlattal rendelkező mérnökök távoltage magukat a beruházói munkakörtől; inkább terveznek, mert nyugodtabb körülmények között nagyobb keresetért jutnak. A beruházási hitelből fenntartott vállalat — mivel nem termel — igazgatói alaphoz alig, nyereségrészesedéshez egyáltalában nem jut, ami a dolgozóinak feltétlen hátrányosabb helyzetét jelenti a tervezés és kivitelezés dolgozóival szemben.

Tapasztalataink és véleményünk szerint a beruházást nem lehet melléktevékenységként kezelni, különösen nagyberuházást nem. Külön, megfelelő szervezet és munkarend alapján működő szakberuházó vállalatok felállítása népgazdasági szakáganként úgy véljük feltétlenül szükséges. Ez a szervezet magas műszaki és gazdasági felkészültségével irányítani tudja a beruházást az előkészítő, tervező és kivitelezési munka folyamán, alkalmas a mű gazdasági kiértékelésére. Munkája keretén belül elkészíti az egységes generálorganizációs tervet, amely az egyes objektumokra vonatkozó kiviteli organizációs tervek alapokmánya. Mindezt a sokoldalú műveletet csak erre létesített szakberuházó vállalat képes ellátni.

Más a helyzet akkor, ha már meglevő és termelő üzem bővítéséről van szó. Ilyen esetben az üzem szervezetén belül kell létrehozni egy kislétszámú, de ütőképes beruházási részleget, amely a fent felsorolt feladatokat ellátja.

A beruházó szervezet műszaki vonatkozásban tulajdonképpen kétirányú tevékenységet folytat. Előkészíti a beruházást hatósági, gazdasági, műszaki tervezés, kiviteli szerződés vonatkozásában, majd a végrehajtásra előkészített anyagot, a menetközben letárgyalt változtatásokat átadja a másik nagy műszaki és gazdasági tevékenységet lefolytató műszaki ellenőrzésnek. Utóbbi feladata a kivitelezés helyszíni minőségi és mennyiségi ellenőrzése, a számlák kollaudálása, a kivitelezés határidőre való lebonyolításának biztosítása. E két műszaki tevékenységi kör leírása világosan mutatja a beruházó magasfokú felkészültségének szükségességét mind a tervezés, mind a kivitelezés területén.

A gazdasági feladatok elvégzéséhez nélkülözhetetlen egy igen erős tervgazdasági osztály, amely döntő feladatként a szerződéseket, a határidőnyilvántartást, hitelkezelést, a költségek vál-

tozását és elemzését naprakész állapotban kézben tartja.

Mindezeket a tevékenységeket a már említett okoknál fogva esetünkben nem tudtuk maradéktalanul végrehajtani, bár szükségességük nem kíván magyarázatot.

A beruházás levezetésének alapja a rend, a törvényesség betartása. Ezt csak abban az esetben lehet betartani, ha a beruházás szabályos körülmények között folyik. A tervnélküliség, a kapkodás, az illetéktelen beavatkozások, az át nem gondolt határidőutasítások, a mechanikus jóváhagyások, a bürokratikus jelentgetések, a sokszor felesleges jogászkodások, az itt-ott mutatkozó bizalmatlanság, a fej fölötti átnyúlások hallatlan módon zavarják mind a tervezés, mind a kivitelezés munkáját. Mindezek végsőfokon a beruházón csattannak és ha az nincs megfelelően felkészülve ezekre a jelenségekre, úgy a beruházás kaotikus állapotot fog mutatni.

Külön kell foglalkozni a Beruházási Bank szerepkörével. Nagy megelégedéssel kell megállá-

pítanunk, hogy az előző években tapasztalt tisztán pénzügyi jellegű ellenőrzési munka átváltozott egy nagyon aktív operatív jellegű, hallatlan rugalmas, a beruházó részére nélkülözhetetlen tevékenységgé. A Dunai Cement és Mészmű beruházásnál alkalmazott módszer továbbfejlesztve mind a Bank, mind a beruházó területén, nagy lépést jelentene a további beruházások végrehajtásánál.

A beruházási tevékenység élő valami, állandóan fejlődik, így örömmel kell üdvözölni a 45/961. sz. rendelet megjelenését, mely valószínűleg fel fogja számolni az eddigi nagyszámú és gyakran egymásnak ellentmondó rendeletek okozta zavart.

Végül hibáink ellenére igyekeztünk minden tőlünk telhetőt elkövetni a ránk bízott feladat a Dunai Cement és Mészmű felépítése érdekében. Tevékenységünk — bár sok jogos bírálat érte — eredményesnek tekinthető, amit a kitűzött véghatáridők előtti készenlét és az anyagi megtakarítás igazol.

Különleges függőtető Kőbányán

ROMÁN ANDOR

A Szőlészeti Kutató Intézet X., Jászberényi u. 1. számú központi pincészetének területén különleges függőtető kivitelezésének előkészítése kezdődött meg. A függőtető a pince bejáratok előtti mélyített udvar lefedésére szolgál. Ebben a pincészetben foglal helyet a Szőlészeti Kutató Intézet reprezentatív célokat is szolgáló bormúzeuma.

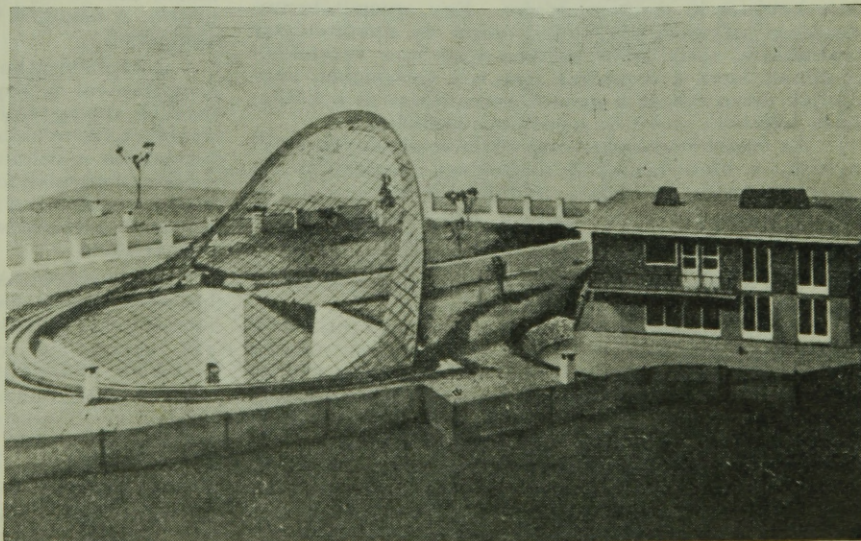
A függőtető kábelrendszere két vasbeton ívre támaszkodik. Az ívek változó keresztmetszetű T-szelvénnel készülnek, fesztávolságuk 32 méter. Az álló ív parabola alakú, befogott és a fesztávot közbenső alátámasztás nélkül íveli át. A fekvő ív vízszintes, kétsuklós, kosárgörbe alakú.

A kötérendszer pászmabetétes sodronykötelekből készül, 15, ill. 12 mm átmérővel. A lefedés

anyaga eloxált, trapéz szelvényű alumínium hüllélmemez.

A szerkezet különleges kialakítása folytán mintegy a függőtetők matematikai értelemben vett általános esetének tekinthető. Néhány vonatkozásban az eddig megépített függőtetőkkel szemben új gondolatokat tartalmaz: a feszítő kötérendszer nem önbeálló, hanem vezetett (a feszítő kötelek által meghatározott síkok a feszítés során párhuzamosak maradnak) és a kötérendszer feszítése, valamint beállítása az eddig alkalmazott megoldásoktól eltérő módon lesz kivitelezve.

A függőtetőt az FM Mezőgazdasági Tervező Vállalat tervezte, építész és statikus tervező Horváth Z. Kálmán. A kivitelezést a 22. sz. Állami Építőipari Vállalat végzi.



Modell fotó

4 millió voltos magfizikai gyorsítóberendezés laboratóriumi épülete

PÁSZTOR ENDRE és VIDOR PÁL

I. Berezetés

A modern magfizikában számos olyan berendezést használnak, melyeknél egyfelől távműködtetés szükséges, másfelől a berendezés működése vagy az ott folyó munka következtében sugárveszély keletkezik. A távműködtetési kívánságnak felléphet a sugárveszélytől függetlenül is, de természetesen okozati összefüggésben is állhat azzal. Az ilyen jellegű készülékek közül megemlíthetjük pl. az atomreaktorokat, vagy a gyorsítóberendezéseket.

Feladatunk egy gyorsítóberendezéshez kapcsolódott, ezért röviden tekintsük át, milyen kívánságok merülnek fel egy ilyen, távműködtetésű és sugárveszélyt okozó készülék számára emelendő épülettel szemben.

Az egyik alapvető kívánságnak a megfelelő sugárvédelmet tekinthetjük, azaz az épület egyes helyiségeiben állandó jelleggel tartózkodó személyeknek minden körülmények között a különféle sugárzásoktól való megvédését. Figyelemmel kell lenni arra is, hogy ahol állandó jellegű munka nem folyik, és ennek megfelelően a sugárvédelem gyengébb, oda szabad közlekedés ne legyen. Ilyen helyre csak a sugárforrás kezelőinek engedélyével lehessen belépni.

A sugárvédelmi feladatok természetesen szoros összefüggésben vannak a sugárforrás jellegével. Egy gyorsítóberendezés — amennyiben nem kifejezetten izotóp készítésére használjuk — lényegében csak a bekapcsolás időtartamára jelent sugárforrást. Ezért nem szükséges mindazon óvintézkedések megtétele, melyek pl. a nyílt izotópokkal végzett munkálatoknak elengedhetetlenek. Ez jelentős engedmény az épület megtervezéséhez. Megkötést jelent viszont a gyorsítóberendezés tervezői, illetve kezelői és felhasználói részére, mert nem kezdeményezhetnek olyan munkákat, melyeknél nyílt izotópok keletkezhetnek.

A sugárveszély elleni védekezés költséges dolog. Ezért a sugárforráshoz funkcionálisan csatlakozó, állandó tartózkodásra szolgáló helyiségeket lehetőség szerint úgy kell elrendezni, hogy az árnyékolandó felület minimális legyen. Elvben ezeket a helyiségeket a berendezés vezérlésével együtt távolra is telepíthetnénk. Így a sugárvédelem árnyékolás nélkül is megoldódna, azonban ilyenkor a kezelő és mérőszobák, valamint a generátor közötti összeköttetés biztosítása és a nagyobb távolságok miatti hosszabb ideig tartó közlekedés egy bizonyos határon túl már nem olcsóbb, sőt drágább megoldás lehet.

A sugárvédelmi kívánságokon kívül alapkövetelmény, főleg az épületszerkezettel szemben, hogy nagyfokú szabadságot biztosítson különféle elektromos összeköttetések megteremtésére. Egy gyorsítóberendezéshez ugyanis bonyolult vezérlő és mérőrendszer csatlakozik, mely adott esetben több ezer vezetékkel is állhat. Ezek a vezetékek igen sok variációban kapcsolják össze magát a gyorsítóberendezést és a különböző kapcsoló, mérő és segédberendezéseket.

Az összeköttetésekre szigorú követelmények érvényesek, s ezek bizonyos mértékben megszabják az összeköttetések lehetséges irányait, nyomvonalait is. Az épületszerkezetnek lehetővé kell tennie, hogy a berendezés jellegéből adódó kábelfektetési és egyéb elektromos hálózati kívánságok maradéktalanul teljesüljenek, a kábelek áthatolhassanak a falakon a sugárvédelem teljes biztonsága mellett.

Néhány további kívánságnak már nem tekinthetünk egészen speciális feltételnek, mivel lényegében minden ipari laboratóriumi jellegű épületnél megtalálhatók. Ha generátort és üzemeltetőt, valamint a generátorral folytatott fizikai méréseket mintegy technológiai folyamatnak tekintjük, úgy a különféle segédberendezéseket e technológiai folyamat tartozékainak foghatjuk fel. Érvényesnek vehetjük tehát velük kapcsolatban a segédberendezésekre vonatkozó általános elveket. Ennek megfelelően az egyes kisegítő készülékeket a technoló-

giai folyamatban elfoglalt hely, időbeli kapcsolat és természetesen a fontosság figyelembevételével telepítjük.

Külön kell még arról is megemlékezni, hogy egy gyorsítóberendezés és a hozzátartozó mérő- és vezérlőberendezések speciális kezelést, karbantartást igényelnek. Nem számolhatunk tehát egy központosított TMK munkájával, hanem a generátor közelében, mintegy a „technológiai folyamat” részeként kell a karbantartó műhelyekről gondoskodni. Szerves egységben kell megvalósítani azokat a laboratóriumi helyiségeket is, ahol a fizikai kísérletek, vagy más, a készülékkel végzendő munkák előkészítése történik.

A fentebb felsorolt teljesen általános szempontok mellett néhány elvi jellegű előírást is figyelembe kellett vennünk feladatunk megoldásánál. Így pl. nem volt szükség a gyorsítóberendezés mellett kísérletet, mérést végző fizikusok számára dolgozószobák elhelyezésére, mert ezek egy másik épületben rendelkezésükre állnak. Gondoskodni kellett viszont néhány helyiségről azok részére, akik a gyorsítóberendezések fejlesztésével foglalkoznak. E személyek számára igen hasznos, ha egy működő berendezés üzemét, problémáit állandóan figyelemmel kísérhetik. Emellett természetesen gondoskodni kell a generátor kezelő és karbantartó személyzetének megfelelő szociális ellátottságáról is.

Még egy helyi jellegű kívánság merült fel, ez pedig a bővíthetőségre vonatkozott. Lehetőséget kellett adni arra, hogy az épület egy második gyorsító elhelyezésére alkalmas résszel bővíthető legyen. A megoldás olyan legyen, hogy az újabb épület, vagy épületrész akár közvetlenül, akár önálló egységként felépülhessen. A segédberendezéseket is olyanra kellett tervezni, hogy azok egy második gyorsítót, az alapgépek bővítése nélkül kiszolgálhassanak. A helyigény meghatározásánál ezt figyelembe vettük.

A fentiekben áttekintettük azon szempontokat, melyek nagyjából meghatározzák egy gyorsítóberendezés elhelyezésére szolgáló épülettel szemben általános kívánságokat, legalább is bizonyos gyorsítási energiáig. A helyi viszonyokra vonatkozó néhány kitétel még mindig általános követelménynek tekinthető, hiszen nem a generátor szerkezetéből, működési módjából és a vele folytatott munka természetéből adódik. A következőkben ezeket, a gyorsítóhoz konkrétan kapcsolódó feltételeket vizsgáljuk meg.

II. Az épületben elhelyezendő készülék, annak funkcionális működése

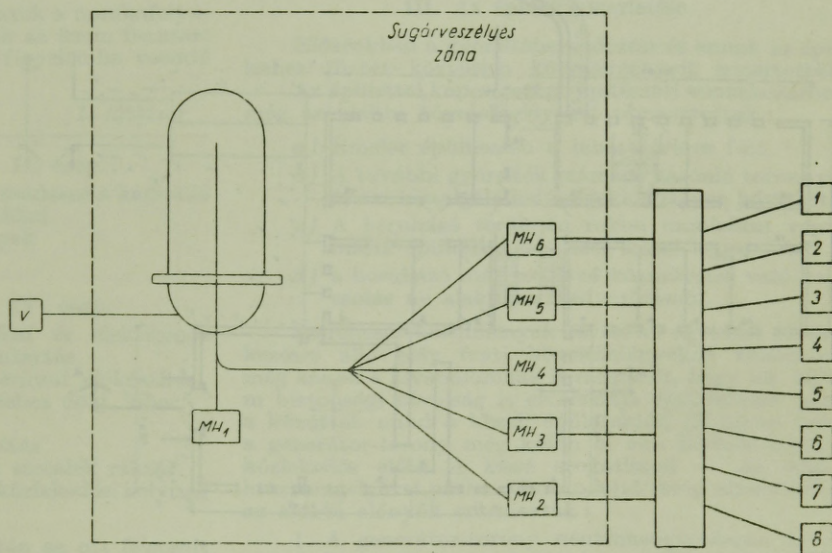
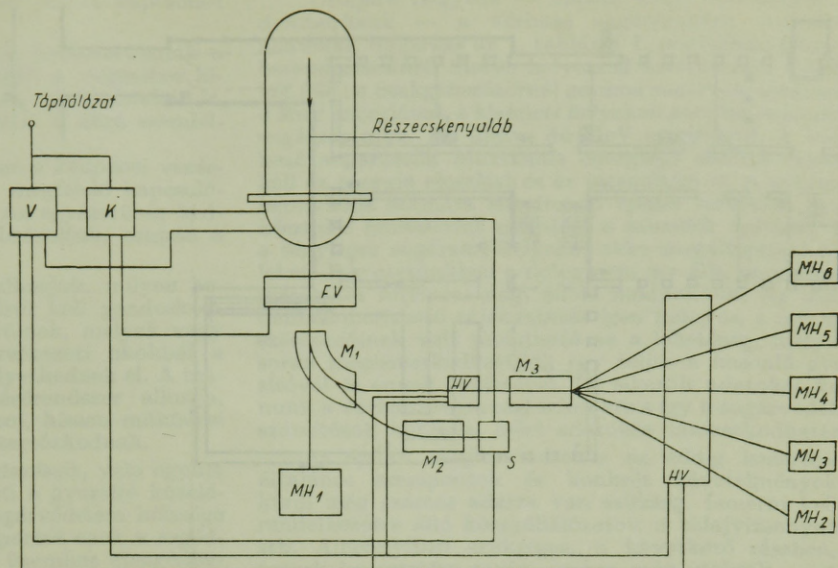
A bevezetőben vázolt általános szempontokat alkalmazni kellett egy 4 MV-os tankgenerátor üzemi viszonyaira. A készülék funkcionális kapcsolatait az 1. ábra szemlélteti.

A táphálózatból nyert energiával a vezérlőrendszer irányításával a kapcsolóberendezéseken át helyezzük üzembe a generátort, s nyerjük a gyorsított részecske nyalábot. A nyaláb csak légüres térben haladhat, ezt biztosítják a vakuumszerek. A mágnesek elvégzik a részecskenyaláb analízisát tömeg és energia szerint, illetve a nyalábot a megfelelő mérőhelyre juttatják. Ez a folyamat a vezérlésen keresztül távolról irányítható és ellenőrizhető.

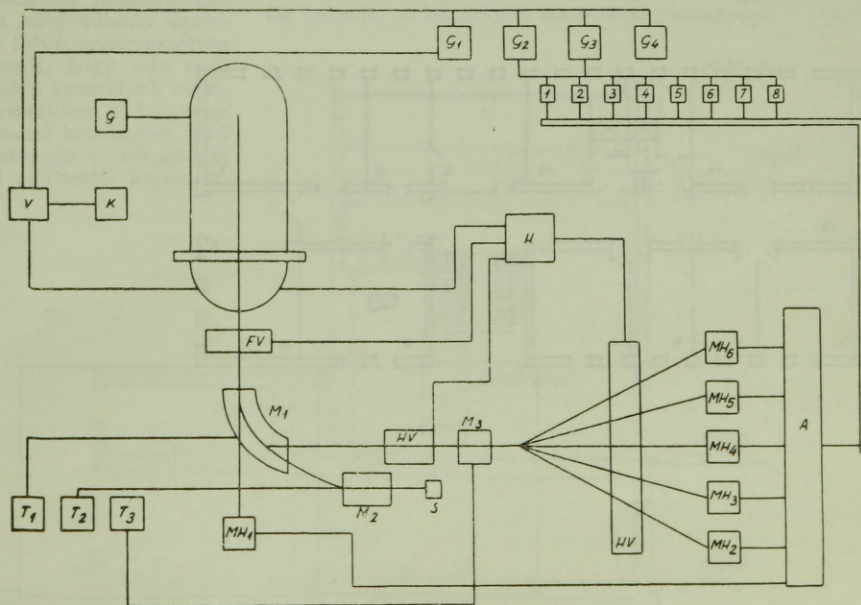
A gyorsított részecskenyalábbal a kísérletek az ún. kísérleti (target) helyeken történnek. Az itt lejátszódó eseményeket különböző észlelő szervek jelzik és a hozzájuk kapcsolódó mérőberendezések regisztrálják. Ez utóbbiak állandó felügyeletet kívánnak. A 2. ábrán megmutatjuk miként függ össze a mérési rész a generátornak az 1. ábrán vázolt rendszerével. Itt jelezzük egyben, hogy hol keletkeznek ártalmas sugárzások.

Mindig több mérőhelyről kell gondoskodni, mint ahány kísérleti hely van, mert ameddig a kísérleti helyeken már folynak a mérések, addig lehetőséget kell adni újabb mérések berendezéseinek előkészítésére.

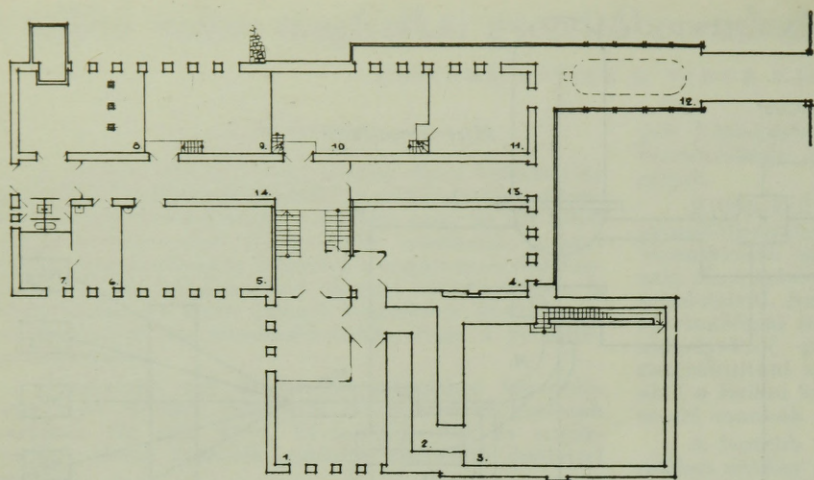
1. ábra. A tankgenerátor „funkcionális” kapcsolatai. Jelmagyarázat: V = vezérlés, K = kapcsolóberendezések, M_1-M_3 = mágnesek, S = feszültség stabilizáló szerv, FV = fővákuumrendszer, HV = helyivákuumrendszer, MH_1-MH_6 = kísérleti helyek



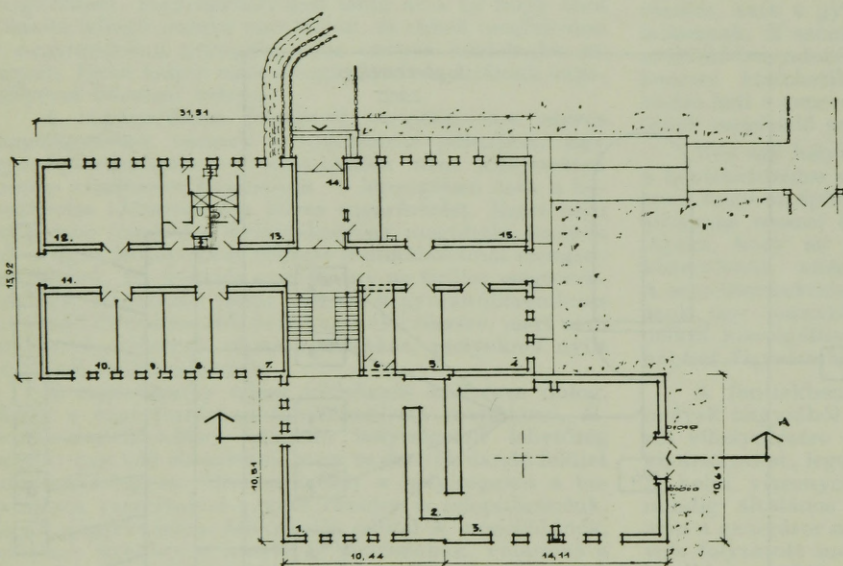
2. ábra. A generátor és a fizikai mérések összefüggése. V = vezérlés, MH_1-MH_6 = kísérleti helyek, A = átkapcsolási lehetőség, 1–8 = mérőhelyek



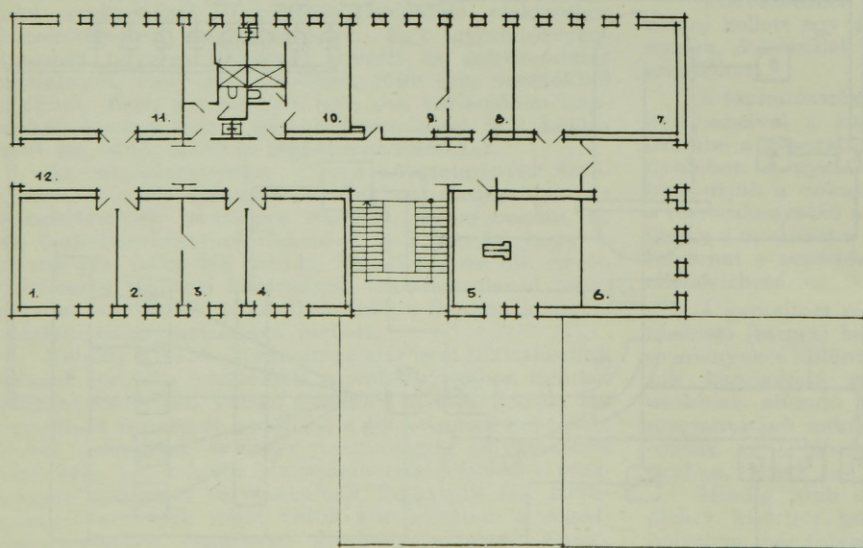
3. ábra. A generátor, valamint a mérések összefüggései a segédüzemekkel
Újabb jelölések: G = gáztöltés és tisztítórendszer a szigetelő gázhoz, H = hűtővíz szolgáltatás
 T_1-T_3 = tápgenerátorok a mágnesekhez, G_1-G_4 = spec. tápgenerátorok a méréshez és vezérléshez



4. ábra. Alagsori alaprajz. 1. Mérészoba. 2. Sugárvédelmi zsillip. 3. Target-terem. 4. Mérészoba. 5—6. Mechanikai karbantartók. 7. Kézi raktár. 8. Hőközpont. 9. Hűtőgépház. 10. Gázfeltöltés és tisztítás. 11. Forgógépek generátorok. 12. Tartalék gáz-tároló tartálya. 13. Elektromos főelosztó. 14. Folyosó-lépcsőház



5. ábra. Földszinti alaprajz. 1. A gyorsító vezérlő terme. 2. Sugárvédelmi zsillip. 3. Generátor-terem. 4. Elektromos karbantartók. 5. Tartalék szerelvények. 6. Átjáró. 7—10. Dolgozószobák. 11. Folyosó-lépcsőház. 12. Vákuumlaboratórium. 13. Öltözők—fürdők. 14. Főbejárat. 15. Előkészítő laboratórium



6. ábra. A lehetőségként megadott, — s azóta már kivitelezés alá került emelet alaprajza

Valamennyi helyiség dolgozószoba, ill. elektronikus laboratórium jellegű

Ezt teszi lehetővé a 2. ábrán A-val jelzett kapcsolási rendszer.

A gyorsító üzeméhez szervesen hozzátartoznak a segédberendezések is. Ebbe beleértjük a méréseket kiszolgáló motorgenerátorokat és más szerkezeteket is. A segédberendezések összefüggéseit a 3. ábra szemlélteti.

A segédberendezések nagy része a központi vezérléssel irányítható, természetesen a megfelelő kapcsolóműködtető szervek közbejöttével. Az egyszerűség kedvéért itt ezt a kapcsolást nem ábrázoltuk, csupán a központi vezérlésre utaltunk.

A vázlatok alapján összefoglalhatjuk, milyen berendezések, készülékek elhelyezéséről kell gondoskodnunk. Az első csoportba azok kerülnek, melyek vagy sugárveszélyt jelentenek, vagy szerkezeti okokból a sugárforrás közvetlen közelében helyezkednek el. A második csoportot a vezérlő és mérőrendszer alkotja, melyet sugárvédetten kell elhelyezni, hiszen működési helyén állandó jelleggel emberek tartózkodnak.

Ezeknek a csoportoknak berendezéseit, vele együtt a kezelő-mérő személyzetet célszerű a gyorsító közelében, de úgy elhelyezni, hogy a sugárvédelem költsége minimális legyen. A harmadik csoportot azok a segédberendezések alkotják, melyek az üzemhez elengedhetetlenek, de nem szükséges a gyorsító közvetlen közelében való telepítésük.

A negyedik csoportba soroltak azok a munkafolyamatok, illetve szolgáltatások, melyek az üzem fenntartását és a fejlesztést szolgálják és figyelembe veendő helyigénnyel járnak.

1. táblázat

I. csop.	II. csop.
Tankgenerátor	Vezérlő rendszer a kapcsolószervekkel
Kísérleti helyek	Mérőhelyek
Vakuum rendszerek	
Mágnesek	
III. csop.	IV. csop.
Tápgenerátorok	Mechanikai és elektromos karbantartás
Gázletöltés és tisztítás	Laboratóriumi előkészítés
Hűtés	Fejlesztéshez dolg. labor
	Fűtés
	Áramellátás
	Kézi- és tartalék raktár
	Szoc. és közlekedési helyiség

Az 1. táblázat alapján — miután az ott felsorolt készülékek, munkafolyamatok helyigénye ismeretes — birtokunkban van az épület fő adatait meghatározó paraméterek gyűjteménye. Ezeket még néhány szemponttal bővíteni kell. Az épületben folyó sugárveszélyes munka miatt gondoskodni kell arról, hogy oda nem kiiktatott, vagy általában illetéktelen személyek ellenőrizetlenül ne léphessenek be. Ugyanakkor el kell érni, hogy a beruházó telephelyén központi kezelésben levő szolgáltatások (pl. fűtés) a karbantartók v. ellenőrzők számára bármikor akadálytalanul elérhetők legyenek.

Utoljára hagytuk — éppen, hogy fontosságát ki-domborítsuk — a várható sugárzásokra vonatkozó adatokat. Sugárzás az 1. táblázat I. pontjában felsorolt berendezéseknél, illetve helyeknél keletkezhet. Fajtája két féle : a tankgenerátornál gamma sugárzás, maximum 4 MeV energiával, a kísérleti helyeken gamma és neutron sugárzás max. 17, illetve 14 MeV energiával. A keletkező sugárzások maximális energiája mellett ismerni kell az energia eloszlást és az intenzitást is. A gyorsítóberendezés számára létesítendő épület tervezése és elkészítése rendszerint megelőzi a készülék építését, így a tényleges sugárzási helyeket előre megállapítani nem lehet. Bár esetünkben a dolog nem így állt, megbízható méréseket folytatni nem állott módunkban. Az irodalomból meríthető tájékoztatás igen hiányos, s így igen szerencsésnek volt mondható az a lehetőség, melynek során megismerkedhettünk egy teljesen hasonló gyorsítóval és ennek épületével. Itt sikerült adatokat kapnunk a várható sugárzási szintekre s így a sugárvédelmi számítások konkrét, mért adatokra támaszkodhattak.

Az épület megtervezéséhez az eddig ismertettét általános szempontok és konkrét követelményeken kívül még számos adatra van szükség. Ismerni kell a rendelkezésre álló közműhálózatot, a talajviszonyokat stb. Amennyiben szükséges, a következő részben, a tervek ismertetése során, ezekre még utalunk.

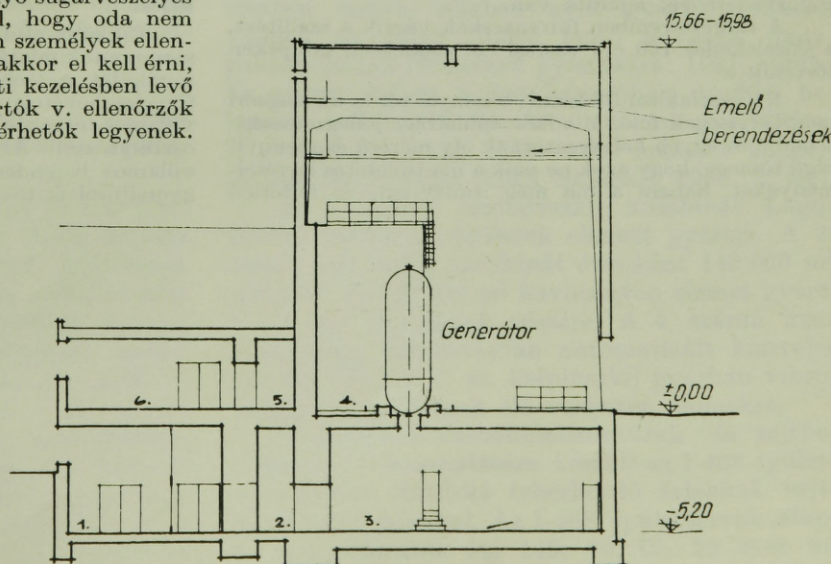
III. Az épület ismertetése

Előzőekben a gyorsítóberendezést és annak az épülethez fűződött közvetlen követelményeit ismertettük. Az épülettel kapcsolatban építészeti vonatkozásban még az alábbi követelményeket támasztottuk :

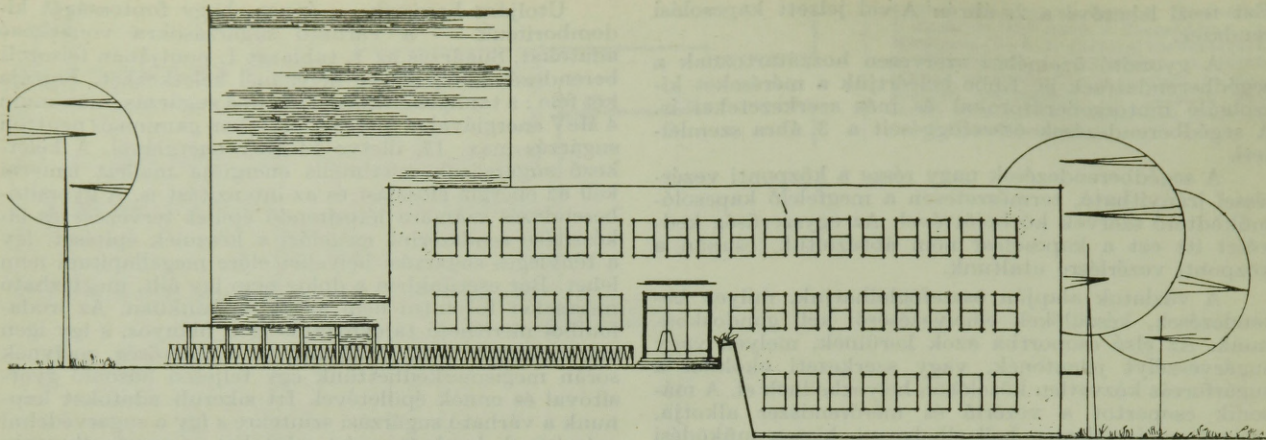
- a) Emelet épülhessen a laboratórium fölé.
- b) A további gyorsítók számára hasonló toronnyal és azt kiszolgáló helyiségekkel legyen bővíthető.
- c) A beruházó területén rokon munkákat végző másik épülethez lehetőleg közel legyen, és
- d) a beruházó már meglévő közműveire való kapcsolás ne alakuljon kedvezőtlenül.

Szerencsés körülmények révén az egyetlen rendelkezésre álló hely fenti követelményeken túlmenően még annak a kívánalomnak is megfelelt, hogy kb. 30,00 m biztonsági távolság is elválasztja épületünket mind a közúttól, mind a közeli épületektől. (E távon belül a generátor-torony még külön el van kerítve minden közlekedés elől.) A kissé szokatlanul — az épület hossz tengelyével párhuzamosan lejtő terep alakulásából az alábbi előnyök származtak :

1. A generátor-torony neutronsugárzásnak kitett pincebeli targetterme az épület hegy felőli végén teljesen a földre kerül, így 1,60 m vastag külső sugárvédő vb. fal helyett — bármilyen szerkezeti vastagságú — tám-



7. ábra. A toronyrész metszete. Jól láthatók a sugárvédelmi falak



8. ábra. A bejárat homlokzat

falszerépének statikailag megfelelő fal elegendő. A felső toronyfalnak és a hatalmas sugárvédő födémnek megfelelő 51 cm vb. fal.

2. A pincei-alagsori helyiségek ott, ahol munkahely jellegűek, az épület völgy felőli részén földszintként emelkednek ki a lejtő terepből.

3. Az e helyen felszerelendő nehéz gépek stb. közvetlenül az útra néző bejáraton át juttathatók az épületbe.

4. Az épület ezen, tehát völgyfelőli végén akár közvetlen csatlakozással, akár nyaktaggal bővíthető úgy, hogy az épületben már meglevő gépészeti berendezések (generátorok, közp. fűtés, csatornázás stb.) közvetlenül igénybevehetőek.

Megjegyezzük, hogy a tervezett emeletráépítés máris folyamatban van.

Említésre méltó az a közös igyekezet, mellyel minden közreműködő az erdőállag megvédésében összefogott, oly eredménnyel, hogy csak a valóban szükséges faanyag kitermelésére került sor, és az épület oly benyomást tesz, mintha „erdőben nőtt volna.”

Maga az épület három részre tagozódik :

A) A kb. 21,00 m belmagasságú, és cca. 100 m² belső alapterületű kétszintes generátor-torony, a földszinten hatalmas kapuval a felső szint útja felé, egy 8 tonnás emelő szerkezettel a generátor-burok emelésére és egy 2 tonnás gerendadaruvval, mely az általános szállítást látja el, beleértve a pincében levő targetterembe való leszállítást is. A terem 100 cm vastag vb. falú sugárvédő zsilippel és védőfallal csatlakozik az épület többi részéhez és 80 cm vastag sugárvédő födém választja el a pincéjében levő targetteremtől, melyhez sugárvédett vb. lejárata van.

A targetteremben futómacskák végzik a szállítást, a közelekedés 160 cm vastag vb. sugárvédő zsilipeken történik a

B) csatlakozó földszinti vezénylő tér és az alagsori mérőhelyiségek felé. Mindkét épületrész jellegzetessége a padló és egyéb kábelcsatornák oly méretű és mennyiségű tömege, hogy azok ne csak a ma ismeretes követelményeket, hanem a ma még ismeretlen, de feltétlen

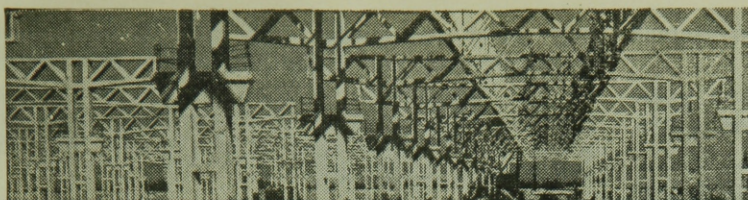
bekövetkező további igényeket is kielégítsék. Erre már a vastag sugárvédelmi falak és mennyezetek gyakorlatilag véshetetlen volta miatt is fel kellett készülni.

C) A laboratóriumi rész földszintje a dolgozó szobákat, a fizikai (és csakis a fizikai) előkészítő laboratóriumokat foglalja magába, a személybejáratnál, a portával és öltözőkkel. Az alagsorban a főkapcsolótér, generátorterem, a gáztelep és hűtőközpont, a központi fűtés és a mechanikai műhely van elhelyezve, fentiekben már említett „földszinti” bejáratnál. Ez az elrendezés, — amint az ábrákon jól áttekinthető — teljesen megfelel az 1. táblázat szerinti csoportosításnak. Az I. csoportba sorolt készülékek foglalják el az épület toronyrészét, a II. csoport helyiségei ezekhez közvetlenül csatlakoznak, míg a III—IV. csoportban említett segédberendezések, ill. munkafolyamatok a generátorból távolabbra kerültek. Ez alól egy kivételt találunk, az elektromos főelosztót, amely azonban az általános energia-ellátás keretében elsősorban a gyorsítóhoz szolgáltatja a tápfeszültséget s így indokolt volt annak közelében való elhelyezése.

Az épület belső kiképzésénél különös gondot kellett fordítani arra, hogy egyes helyiségei maximális portalan állapotban legyenek tarthatók. Ezért mindenütt PVC padlóburkolatot és a pormentes helyekre ugyanilyen falfestést terveztünk be, simított falfelületekre. A toronyrész tagozatlan homlokzatát mezőtűri téglaburkolat fedi, míg az épület többi részét világossárga kőporos bedörzsölésű vakolat borítja, sima ablakkávákkal.

A kötelező nagyfokú takarékoság szellemében a Tervezés igyekezett minden munkát a szokványos szerény keretek között tartani, mégis úgy, hogy az épület megjelenésével is elégítse ki a várható érdeklődést.

Cikkünk első részéből nyilvánvaló, hogy a felsorolt szempontok miatt nemcsak az építész tervezőnek kellett munkáját a technológiai követelmények messzemenő figyelembevételével végeznie, hanem a gépész- és villamos-tervezőknek is igen komplex feladat jutott osztályrészül. Az épületben elhelyezett gépészeti és villamos berendezésekről és természetesen magáról a gyorsítóról is további közleményekben számolunk be.



adatok a világ építőiparáról

A nagyelemes lakóházépítés fejlődése

A lakásépítés legkülönbözőbb technikai módjai fejlődnek. A legnagyobb azonban a *nagyelemes* lakóházépítés fejlődése.

A Szovjetunióban több nagypanelos lakás épül, mint az egész világ összes többi országában. A Szovjetunió nagypanelos lakásépítését az alábbi számok jellemzik (Pravda, 1961. október 29. Kucserenko felszólalása az SzKP XXII. kongresszusán):

1961.	5 millió m ²
1965.	34 millió m ²
1966—1970. (évi átlag)	130 millió m ²
1971—1976. (évi átlag)	260 millió m ²
1976—1980. (évi átlag)	370 millió m ²

A Szovjetunióban az 1961. évihez viszonyítva a nagyelemes lakóházépítés 1970-ben 26-szor, 1980-ban 75-ször annyit fog kitenni. A növekedési ütem tehát még a műanyagiparét is felülmúlja.

Mindenekelőtt Moszkvában és Leningrádban üzemelnek nagyteljesítményű nagyelem-gyárak. A moszkvai nagypanelgyárak konvejeren, vagy hengerléssel, vagy csoportos álló zsaluzatban gyártják a nagypanelokat (Magyar Építőipar 1961. 11. sz.).

A legnagyobb sorozatban elterjedt nagypanelos szovjet rendszerek egyike az 1—464 épület tervein alapul. A Giprosztrojindusztriya intézet által kidolgozott tervek alapján 1957-ben épült meg az első 1—464 jelű lakóház Viksz-ben, az ugyancsak Vikszben létesített gyártóberendezéseken előállított elemekből. A kísérleti épületek tapasztalatai alapján kidolgozták az 1—464 épületsorozat különféle változatait, valamint az ezen házak elemeit gyártó — évi 140, 70, illetőleg 35 ezer m² lakóterület kapacitású — üzemek terveit. Jelenleg számos szovjet városban gyártanak és építenek e rendszer alapján.

Az 1—464 épületeknek mintegy 25-féle tervváltozata van, amelyek a külső falak anyaga szerint még több helyi változatot jelentenek. Az épületek 3 vagy 4 emeletesek, épületenként 3 vagy 4 lépcsőházzal, lépcsőházanként 3 vagy 4 fogatúak. A falakat és a födémeket szobanagyságú panelekből szerelik össze. Az épületek külső falai egy vagy több-rétegűek. Az egyrétegű falak anyaga könnyűadalekos beton, a többirétegű falak hőszigetelőanyagául műanyagkötésű ásványi gyapot-lemezek vagy sejtbeton betétek szolgálnak. A belső fal sík-felületű beton falpanelekből, a födémek 10 cm vastag, két irányban teherhordó

tömör vasbeton födémpanelekből készülnek. Az épületek radiátoros fűtésűek.

Az 1—464 jelű épületek elemeinek gyártására Moszkvában, Minszkben, Sztálingszkban és más városokban működnek gyárak. Összesen mintegy 100 ilyen gyár épül. A gyárak fő adatai:

Megnevezés, egység	Termelőkapacitás, 1000 m ² lakóterület		
	140	70	35
Évi gyártási mennyiség, m ³ .	90 000	45 000	22 500
Összes munkavállaló, fő	380	244	152
Gyártó terület, m ²	4 500	3 700	2 200
Gépi berendezések súlya, t ..	1 580	860	535
Beépített elektromotorok kW + kVA	2755 + 1974	1408 + 1654	785 + 313

A leningrádi házépítő kombinátok:

	évi kapaci- tás	1961. évi termelés
	lakás	
1. sz. poljusztrovskij kombi- nát	1920	1800
2. sz. obuhovszkij kombinát ..	5760	3100
3. sz. avtovszkij kombinát ..	6000	5100
4. sz. kuznyecovszkij kombi- nát	4200	3100
5. sz. koldpinszkij kombinát ..	1730	1600

Az 1. számú poljusztrovskij kombinátban részben fedett, részben nyílt gyártó területek vannak az 1-335 típusú belső félvázaz, nagypanelos házak elemeinek gyártására. 1961. végéig 84 gyárat kellett a Szovjetunióban üzembe helyezni, 1-335 jelű házak elemeinek gyártására. E gyárak átlagosan 1200—1600 lakás/év kapacitásúak (Izvesztija ASzA SzSzsR 1961. 2. sz.).

A 2. számú obuhovszkij kombinát Lagutyenko rendszerű épületek elemeit gyártja. A 3. számú avtovszkij kombinát évenként 140 000 m³ gázbeton és 120 000 m³ kavicsbeton elemet gyárt, G—2. jelű lakóházak részére. A 4. számú kuznyecovszkij kombinátban automatizált konvejer gyártás van. Az 5. sz. koldpinszkij gyárban vibrohengerléssel állítanak elő vasbeton elemeket.

A meglévő vasbetonelemgyárak és sejtbetongyárak felhasználására készült az I-468 épületterv-sorozat, ritkított teherhordó falakkal, sejtbeton külső falakkal. Az I-468 épülettervek alapján is kidolgozták évi 140; 70, ill. 35 ezer m²

lakóterülethez szükséges elemeket gyártó üzemek típusterveit.

A nagyelemes lakóházak elemeinek a gyártására a Szovjetunióban többszáz üzem épült, illetőleg épül.

A szocialista országok mindegyikében épültek vagy épülnek nagypanel-gyárak.

A Német Demokratikus Köztársaság jelentősebb nagypanelüzemei:

Hoyerswerda	1000 lakás/év
Lübbenau	600 lakás/év
Rostock	600 lakás/év
Senftenberg	600 lakás/év
Berlin-Ostsee strasse	600 lakás/év
Karl-Marx Stadt	600 lakás/év
Berlin-Stalin-Allee	600 lakás/év

Az NDK lakásépítési számai (Deutsche Architektur, 1961. 11. sz.):

Év	Összes megépült lakások száma	Nagyelemes lakások száza-lékos aránya
1956.	31 800	1,6
1957.	45 000	8,0
1958.	51 500	11,2
1959.	65 370	21,5

A Hoyerswerda-i gyár konvejer rendszerű, gőzölő alagutas. A Lübbenau-i és a többi NDK üzemek általában sztend rendszerűek; a belső falpanelokat csoportos álló zsaluzatban gyártják.

A kapitalista országok közül a legjelentősebb a franciaországi nagyelemes lakóházépítés. Az összes épülő lakások mintegy 10%-a épül tiszta nagypanelos rendszerben, de további mintegy 40%-nál alkalmazzák az előregyártás valamilyen formáját, elsősorban előregyártott homlokzati falpanelokat.

A legnagyobb francia gyár a Camus-féle gyár Montessonban. A gyár kapacitása kb. 3000 lakás/év. Camus rendszerű gyárak épültek Lotaringiában (Marienau-Forbach), a Szovjetunióban (Baku és Taskent).

A francia Coignet-cég Hollandiában Rotterdam mellett létesített egy évi 1200 lakás kapacitású panelgyárat (Dura—Coignet) és 1960-ban kezdte meg a Majna melletti Frankfurt közelében Neu-Isenburgban, még egy kb. 1000 lakás/év kapacitású gyár építését (Holzmann & Coignet; Die Bauwirtschaft, 1961. 27. szám). Az üzem létesítésére 8 (a legújabb sajtóközlemények szerint 10) millió nyugati márkát irányoznak elő.

A francia Estiot a nyugatnémet Hochtief céggel kötött megállapodást könnyű acélvázaz nagypanelos rendszerének az NSzK-ba való bevezetését illetően.

Ausztriában, Bécsben Hugo K. Mischek építőmester létesített először egy 300 lakás/év kapacitású panelgyárat. Üzemét kibővítette úgy,

hogy most már szintén 1200 lakás/év kapacitású (Betonsteinzeitung 1961. 9. szám). Az elemek 94%-át konvejerrel, 6%-át sztend rendszerrel gyártja. Az üzem létesítése, a szállító- és emelőgépek beszerzésével együtt 2,5 millió nyugatnémet márkába került.

Bécsben a francia Camus céggel kötött megállapodás alapján is épül egy kb. 1000 lakás/év kapacitású nagypanelgyár (Österreichische Bauzeitung, 1960. nov. 26.).

A legmodernebb francia panelgyár az Aulnay-sous-Bois-i Coignet gyár. Franciaországban Rouenban is van Coignet gyár.

Téglabetéteket használnak a francia Costamagna és Fiorio üzemek (Építésügyi Szemle, 1961. 9. szám).

A lakásépítésben az előregyártás aránya egyes nyugati országokban (Die Bauwirtschaft, 1960. 47. szám):

Dánia	20%
Anglia	15%
Hollandia	11%
Svédország	10%

Ezekben a számokban vegyes rendszerek és középnyagosságú elemek alkalmazása is bennfoglaltatik.

A Német Szövetségi Köztársaságban Hamburgban két egyenként 1000 lakás kapacitású panelgyár épült fel és működik; az egyik a francia Camus, a másik a dán Larsen—Nielsen rendszer alapján (Magyar Építőipar, 1961. 11. szám). A két gyár létesítési költsége egyenként mintegy 6 millió nyugatnémet márká volt (Die Bauwirtschaft, 1961. 10. szám).

Svédországban gyakran használnak belső öntött falas épületek építésénél külső nagypanelokat (Allbetong rendszer).

A kapitalista országok üzei kapacitásukat rendszerint csak mintegy 50%-ra tudják kihasználni.

Magyarországon a nagyelemes lakóházéptés aránya még igen kicsi. Ez látható az alábbi adatokból, amelyek a könnyűbeton falazatoknak az összes falazatokhoz viszonyított százalékos arányát mutatják:

	1959.	1960.
Könnnyűbeton falazatok százalékos aránya	1,3	2,5
Könnnyűbeton falazatok megoszlása:		
kisebblökos falazatok	0,1	0,2
középblokkos falazatok	0,3	1,4
panelos falak	0,7	0,8

Mégis 1959—60-ban ugrásszerű emelkedés következett be középblokkos építkezések elterjedésével. A megindult fejlődés 1961-ben tovább folytatódott és mint ismeretes, 1965-ig számottevő lesz.

Dr. Sebestyén Gyula
Alpár érmes