

AZ ÉPÍTŐIPARI TUDOMÁNYOS EGYESÜLET FOLYÓIRATA * 1960. 4.



MAGYAR ÉPÍTŐ- IPAR

Főszerkesztő : LUX LÁSZLÓ

A szerkesztőbizottság tagjai : Bonta József, Gádoros Lajos, Gnädig Béla, Gyengő Tibor, Hergár Viktor, Katona József, Lévai Andor, Román Andor, Rudnai József

Szerkesztő : Rojkó Ervin

Szerkesztőség : Budapest, V., Deák Ferenc utca 10. Telefon : 181-041

Felelős kiadó : Solt Sándor

Kiadja : Műszaki Könyvkiadó, Budapest, V., Bajcsy-Zsilinszky út 22

Megjelenik havonként

Előfizetés egy évre : 72.— Ft

TARTALOMJEGYZÉK

Gerle György : A regionális tervezés és az építőipar	145
Rudnai József : Kossuth-díjas : Ferroglobus raktártelep rúdárucarnoka	149
Járay Jenő : Betonminőség kérdése	151
Ocsvár Rezső : A vegyi talajszilárdítás fejlődése Magyarországon az elmúlt 20 év alatt az építőiparban	155
Székely Ádám : Hőszigetelő perlitbeton és habarcs	159
Szabó Gyula : Pincevízkárok Pest belterületén	161
Bellosevich Sándor : A termelészövetkezeti építkezések néhány gazdasági vonatkozású kérdése	165
Korda János : Vierendeel jellegű hevederezett keretrudak keret-állandóinak pontos meghatározása	167
Dr. P. L. : Könyvismertetés	176
Haviár Győző dr. : A feszített betonhoz használt acélhuzaljainkkal szerzett tapasztalatok	177
Véssey Ede—Makó Loránd : Mátrai-födémek károsodása, korszerű vizsgálati módszere és helyreállítása	183

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Дьердь Герле : Районная планировка и строительная промышленность	143
Йозеф Руднаи : лауреат Премии Кошшут : Корпус склада труб базы предприятия „Ферроглобус”	149
Ене Ярай : Вопрос качества бетона	151
Резше Очвар : Развитие химического уплотнения грунта в Венгрии за последние 20 лет в строительной промышленности	155
Адам Секель : Термоизолирующие перлит-бетон и раствор	159
Дьюла Сабо : Повреждения нанесенные в подвалах водой, во внутренних районах Пешта	161
Шандор Белошевич : Отдельные вопросы экономичности строительных сельскохозяйственных коопераций	165
Янош Корда : Точное определение постоянных величин стержневых рамных конструкций системы Фирендел, с накладками	167
Д-р П. Л. : Обзор книг	176
Д-р Дьезе Хавиар : Опыты по стальным проволокам, применяемым в производстве напряженных бетонных конструкций	177
Еде Вешшеи, Лоранд Мако : Повреждения перекрытий системы Матраи, современные методы исследования и восстановления	183

A regionális tervezés és az építőipar

GERLE GYÖRGY

Az építőipar szakemberei ez idő szerint még nincsenek közvetlen kapcsolatban a regionális tervezéssel, és ezért kíváncsúnak látszik tájékoztatásukra itt néhány adatot és célkitűzést összefoglalni, amelyek megvilágítják a szakmának a regionális tervezés feladatkörével szükségszerűen kibontakozó kapcsolatait.

A regionális tervezésnek csak viszonylag rövid múltra visszatekintő hazai gyakorlatában még nem juthattunk el odáig, ahol a két feladatkör már szervesen illeszkedik egymáshoz, de egyrészt a regionális tervezés területén a mienknél nagyobb gyakorlattal rendelkező országokból szerzett tapasztalatok, másrészt a regionális tervezés itthon is eléggé előrehaladott elméleti eredményei már most is megfelelő betekintést engednek a távlati együttműködés területére.

Ennek előzményeként rá kell mutatnom a hazai regionális tervezésnek fenti problémával összefüggő különleges sajátosságaira.

A fejlett szocialista országok tervszerű, arányos fejlődését helyesen szolgáló, korszerű regionális terveknek két fő kiindulási alapra kell támaszkodniuk:

a) a regionális vizsgálatok keretében megállapított helyi adottságokra, szükségletekre és lehetőségekre, továbbá

b) a termelő erőknek a hosszútávlatú népgazdasági tervekben megállapított telepítésére.

Mi azonban egyelőre — a hosszútávlatú népgazdasági tervek hiánya folytán — a regionális vizsgálatok eredményein kívül csak az egyes népgazdasági ágazatoknál már többé-kevésbé kialakult, hosszabb vagy rövidebb távlatú fejlesztési elgondolásokat vehetjük figyelembe, amelyeket még senki sem hagyott jóvá, sőt, amelyek országos egyeztetése sem történt még meg, és így csak valószínű feltételezésként fogadhatók el. Ennek folytán a regionális tervezésünk jelenleg csak az ún. általános regionális tervek elkészítéséig juthat el, amelyek megállapítják a terület célszerű felhasz-

nálási módját; a települések előirányzott szerepkörét, nagyságát, jellegét és kapcsolatát más településekkel; a közlekedési, a vízgazdálkodási és az energetikai hálózat vonalait, egyszóval a régiók fejlesztésének területi kereteit, anélkül azonban, hogy a tervekben foglalt megoldásokat megvalósító beruházási, illetve építési feladatokat, vagy akár azok konkrét telepítési helyét meghatároznák. Így tehát — a jelenlegi hazai gyakorlatnak megfelelően — az egyes népgazdasági tervidőszakokban elhatározott beruházásokat kell majd beleépíteni a kerettervként időközben elkészülő általános regionális tervekbe és e beruházások sajátosságainak és igényeinek megfelelően kell majd az általános regionális terveket módosítani, illetve továbbfejleszteni. Így jutunk el a regionális tervezés következő lépcsőfokához: a regionális telepítési tervekhez, amelyek már az egyes beruházások konkrét telepítési helyét is feltüntetik és a beruházásoknak a környezetükre gyakorolt hatását is figyelembe veszik.

Az ország gazdasági szempontból összefüggő legnagyobb területi egységeire — a régiókra — vonatkozó regionális terveket előreláthatóan a jövőben sem kell a regionális telepítési terveknel részletesebb és a megvalósítás feladatait jobban megközelítő tervműveletek formájában kidolgozni, ezzel szemben a jelentősebb beruházások hatásterületére, vagy valamely terület jelentősebb fejlesztése érdekében a fejlesztési feladatok körzetére vonatkozó — ugyancsak a regionális tervezés körébe tartozó — ún. *kistájtervek* kidolgozásánál már szükségszerűen el kell jutni a tervezési területen végrehajtandó építési feladatok összességének egységes szervezéséig, ami természetesen csak az építőipar feladataival szervesen egybefonódva oldható meg.

Ez az utóbbi feladat igényli a legszorosabb együttműködést az építőipar és a regionális tervezés között, de már a telepítési, sőt az általános regionális tervek is szükségszerűen jelentős ele-

meket tartalmazznak a későbbiekben elkészítendő megvalósítási feladatok megtervezésének és tervszerű végrehajtásának megkönnyítésére.

*

Már a regionális tervezés első tervjellegű dokumentuma — az *általános regionális terv* — is fontos kiindulási alap az építőipar távlati feladatainak megszervezéséhez. Mindenekelőtt a régió településeinek a tervezés távlatában előírányzott szerepköre és lakósszám szerinti nagyságrendje lehetőséget nyújt az egyes települések területén a *tervidőszak alatt megvalósítandó építési feladatok fajtáinak és azok nagyságrendjének* megállapításához. Ezenkívül a terv tartalmazza a helyi adottságok alapján ésszerűnek látszó, továbbá a minisztériumok előkészítő javaslatai szerint a népgazdasági tervekbe előreláthatóan belekerülő ipari és egyéb jelentősebb beruházások valószínű telepítési helyét és terjedelmét, ami ugyancsak több-kevesebb biztonsággal lehetőséget nyújt az ezek megvalósításához szükséges építési feladatok megszervezésének nagyvonalú előkészítésére. Ezeknél a beruházásoknál általában sokkal konkrétebben — és helyileg is sokkal megalapozottabban — tünteti fel a terv az építőanyagipar fejlődésének adatait. Ezt lehetővé teszi az a körülmény, hogy az építőanyagipar természetes bázisai: az ilyen anyagok gyártásához szükséges természeti kincsek lelőhelyei és ipari melléktermékek (kohósalak, pernye stb.) keletkezési helyei általában már ismertek, ismertek továbbá a jelentősebb építőanyagipari üzemek helyi fejlesztési lehetőségei is. Ez utóbbiakból és az előzők alapján felmért építési feladatokból kiindulva már elkészíthető a *régió építőiparának távlati* — de még csak előírányzati jellegű — *szervezési terve*. Ennek kidolgozásához az általános regionális tervek még a munkaerőhelyzet távlati alakulásának ismertetésével, a víznyerési lehetőségeknek, a közlekedés távlati alakulásának és az energiaforrások igénybevételi lehetőségeinek bemutatásával is jelentős segítséget nyújtanak.

A *regionális telepítési tervek* már az adott tervidőszak jelentősebb beruházásainak nagyságát, telepítési helyét és területi (helyi) kapcsolódásait is feltüntetik, ezáltal lehetőséget nyújtanak az általános regionális tervek alapján kidolgozott — nagyobb távlatú, de csak előírányzati jellegű — építőipari szervezési tervben foglalt feladatok első — általában 5 éves — szakaszának pontosabb átételére és véglegesítésére. A regionális telepítési terv természetesen már az építőanyagipari bázisoknak a tervidőszakban bekövetkező fejlődését is konkrét számokban mutatja be és helyileg is pontosan meghatározza. Hasonlóképpen megbízható adatokkal fog szolgálni a települések munkaerőhelyzetének alakulásáról, a közlekedés, a víz és az energia igénybevételi lehetőségeiről is. A regionális telepítési terv természetesen nemcsak az ipari és kommunális beruházásokat, hanem a közlekedési, a vízgazdálkodási, az energetikai ágazatok jelentősebb beruházásait is tartalmazza.

Bizonyos megfontolásokat tesz szükségessé a *mezőgazdasági beruházások* megjelölésének lehetősége. Ezek gyors megvalósításának politikai és gazdasági jelentősége ugyanis az építőipari szervezési terv kiemelkedő fontosságú tételeivé emelik az ezekkel kapcsolatos feladatokat, azonban egyrészt a termelészövetkezetek spontán alakulása, másrészt a már megalakult termelészövetkezetek építési feladatainak évről évre történő meghatározása nem teszi lehetővé ezeknek az ipari beruházásokéhoz hasonló távlatú és szabotosságú előírányozását. Véleményem szerint azonban ez a körülmény sem okoz majd jelentősebb nehézséget a regionális építésszervezési tervek kialakításában, minthogy a mezőgazdasági településhálózat fejlesztésre kijelölt központjait és az e központokhoz tartozó körzeteket (a *mezőgazdasági mikrorajon*-okat) már az általános regionális terv megállapítja, a regionális telepítési terv pedig — az időközben bekövetkező fejlődés alapján — módosítja, ill. pontosabbá teszi. Ily módon a mezőgazdasági építési feladatoknak egy része a regionális tervekben kijelölt mikrorajon-központokban, a többi része pedig a mikrorajon területén meglévő, ill. kialakuló fő- és mellékmajorokban fog megvalósulni. Ezáltal — ha a tervezés időszakában még nem is teljesen pontosan, de feltétlenül a regionális szervezés igényeit kielégítő pontossággal — körvonalazható a mezőgazdasági építkezések helye. Ezeknek az építkezéseknek építőipari szervezés szempontjából jellemző minősége (lakóház, istálló, magtár, szín stb.) ismertnek tekinthető. Az építési feladatoknak a tervidőszakban elvégzendő volumenét azonban már gazdasági elemzés alapján kell előírányozni, amely figyelembe veszi a mezőgazdasági építkezések eddigi ütemének alakulását, a létesítmények megvalósulásának objektív sürgőségét és a mezőgazdasági építkezésekhez nyújtott állami támogatás mindenkor mértékét is.

*

Az eddigiekben eljutottunk az *építőiparnak* a regionális tervek alapján való megszervezéséig. Ennek megoldásában természetesen könnyebbé jelentene, ha az építőipar szervezetének területi megoszlása megfelelné a gazdasági szempontból egységesnek tekinthető régiók szerint kijelölt tervezési területi egységeknek, az ennek megoldásával kapcsolatos problémák ismertetése már meghaladja e cikk kereteit.

A regionális tervezés további fokozata: a *kistáj-terv* azonban már nem az építőipar — mint iparág — hanem a kistáj területén egy-egy tervidőszak tartama alatt végrehajtandó konkrét *építési feladatok egységes szervezését* is lehetővé teszi, helyesebben: a kistáj-terv realizálásának biztosítása szükségessé teszi azt, hogy annak keretében kidolgozzuk a terv megvalósulását szolgáló *beruházások összességének generálorganizációs tervét*.

*

Ennek a tervfajtának még nem alakult ki a hazai gyakorlata, de már figyelembe vehetjük egyes olyan hazai előzmények tapasztalatait,

amelyek segítséget nyújtanak a regionális generál-organizációs tervek elkészítési módszereinek kialakításához. Az eddigi legjelentősebb ipari beruházásaink közül a Dunai Vasmű építkezésének nagyságrendje és területi terjedelme lényegében megfelel egy kistáj-terv problematikájának. Ennél a beruházásnál sikerült hazánkban először egy, számos — önmagában is kiemelkedő nagyságú — gyáruzemből és országos jelentőségű erőműből álló ipartelep, egy közepes nagyságú korszerű város, egy jelentős dunai kikötő, új vasúti és közúti szakaszok és egyéb nagyszabású létesítmények évtizedes időtartamú megvalósítási feladatait egy generálorganizációs terv keretében összehangolni. Hasonlóan nagykiterjedésű építésszervezési feladatot igyekeznek egységes organizáció keretében megoldani a Tiszavidéki Vegyikombinát beruházásánál is. Ilyen jellegű volt — bár lényegénél fogva egyszerűbb — az 1956. évi árvíz alkalmával a Mohácsi-szigeten elpusztult falvak újjáépítésének egységes terve is.

Az ilyen egységes területi organizációra a *kapitalista országok* regionális tervezési gyakorlatában is találunk egyes jelentős példákat. Ilyen például az Egyesült Államokban a Tennessee Valley Authority 1933. évben megindult és még napjainkban is folytatódó beruházása (1), amely a Tennessee-folyó mintegy 120 000 km² kiterjedésű völgyében a vízienergia és a vízvagyon kihasználására létesítendő erőművek, ipari üzemek, öntözőművek és ezek dolgozói számára biztosított lakótelepek egész sorát egy egységesen megszervezett vállalkozás keretében valósította meg, a vállalat (TVA) által kidolgozott regionális rendezési és építésszervezési terv alapján. Hasonló feladatokat oldanak meg rendszeresen Hollandiában a Zuider Zee fokozatos kiszáritásának eredményeképpen keletkező ún. Polderek regionális rendezése során (2). Ezeket a mintegy 120—130 000 acre (1 acre = 0,405 Ha) területű, egyidejűleg használatba vehető területi egységeket önálló gazdasági-közigazgatási egységekként szervezik meg és előre megtervezik a központjául kijelölt várost, továbbá a mezőgazdasági művelés központjainak helyét. Ennek kapcsán egységes organizáció keretében valósítják meg a lecsapoláshoz szükséges gátak, csatornák, szivattyútelepek és műtárgyak, valamint a terület megszervezéséhez és használatba vételéhez szükséges alapvető létesítmények építését.

A regionális organizációnak ennél fejlettebb formáival találkozunk azokban a *szocialista országokban*, ahol a regionális tervezés már nagyobb multra tekinthet vissza, mindenekelőtt azonban a *Szovjetunióban* (3), ahol 1956 óta a regionális tervek kötelezően kidolgozandó része: a regionális tervben kidolgozott 15-éves távlati állapot megvalósításának első ütemére (5—7 éves tervidőszakra) kidolgozott részletes rendezési terv, az első ütem építésszervezési terve, az építőanyagipari bázisok fejlesztési terve, ezenkívül pedig a közlekedés, valamint az energia- és vízgazdálkodás üzemeltetési terve is, amely magában foglalja az építési feladatok kiszolgálását is. A regionális rendezés egyéb megvalósítási feladatainak megoldására is

részletes organizációs tervet dolgoznak ki. Így pl. a Moszkva körzetében ez idő szerint épülő Ruzsszk-i víztároló által érintett mintegy 20 település lakosságának új lakótelepekbe való áttelepítésére is megfelelő tervet dolgoztak ki, mégpedig a körzetben létesülő új mezőgazdasági üzemi- és lakóközpontok fejlesztési és építési terveivel összehangolva. A szovjet regionális tervek ma már egy-egy tervezési körzeten belül koordinálják a lakosság és az ipar igényeit a termelés és a szolgáltatások létesítményeinek fejlesztésével, és ennek keretében meghatározzák az építőipar igényeinek kielégítését biztosító fedezeti forrásokat is. Ezt az élenjáró gyakorlatot szükségszerűen nekünk is követnünk kell. Átvételét nagymértékben meg fogja gyorsítani a már ez ideig is bevált együttműködésünk a KGST Állandó Építésügyi Bizottságának Regionális Tervezési és Városrendezési Szekciójának keretében.

*

Szakemberek előtt feleslegesnek látszik részletesen elemezni azokat a gazdasági előnyöket, amelyek abból erednek, hogy egy-egy nagyobb területi egység építési feladatait viszonylag hosszú időre összehangolhatjuk egymással és az építőanyagipari termeléssel. Csak izelítőként említem meg, hogy a regionális organizáció eredményeképpen biztosítható lesz a tervszerűen előirányzott és megszervezett létszám, géppark és egyéb felszerelés *egyenletes foglalkoztatottsága* és ezáltal a *lehető legnagyobb hatékonyságú kihasználása*, minimumra csökkenthető az ideiglenes jellegű, felvonulási épületek, közlekedési hálózatok, vízgazdálkodási és energetikai vezetékek mennyisége, központosan — és így a legolcsóbban — oldható meg a dolgozók elszállásolása, az építőipari felszerelés tárolása, javítása és karbantartása; teljesen *tervszerűvé tehető az építőipar és az építőanyagtermelés kapcsolata*, ami lehetővé teszi az építőanyagipar termelésének egyenletességét és a — ma még nagy károkat okozó — keresztszállítások megszüntetését is.

Ezeket — a ma már minden szakember számára maguktólértendő — gazdasági előnyökhöz kívül a regionális tervezés révén azonban újabb lehetőségek is megnyílnak az építőipari tevékenység racionalizálására, gazdasági hatékonyságának fokozására.

Mindenekelőtt megváltoznak az építőipari és építőanyagipari beruházások telepítésének feltételei. Ugyanis az eddigiekben az építőipari és építőanyagipari beruházások telepítésénél csak a helyi adottságokból, továbbá a beruházások előkészítésének időszakában ismert építési feladatokból és közlekedési, valamint egyéb adottságokból, ezenkívül a népgazdasági tervek helyileg általában még nem diszlokált beruházási célkitűzéseiből kell kiindulni, ami meglehetősen bizonytalanná teszi a helymeghatározás gazdaságosságát. Ezzel szemben az építési feladatok nagyságának és elhelyezkedésének, valamint a közlekedési hálózat és az építő tevékenységet kiszolgáló egyéb ágazatok fejlődésének, ill. távlati területi helyzetének ismeretében már korszerű

matematikai eszközökkel és ennek megfelelő pontossággal lehet megállapítani az építkezések új centrumainak gazdasági szempontból optimális telepítési helyét és üzem nagyságát (5). Ez annyit jelent, hogy nemcsak az — előzőekben már érintett — keresztszállítások számolhatók fel, hanem biztosítható lesz, hogy minden építőanyag a tervidőszak egész tartama alatt a legkisebb szállítási teljesítmény ráfordításával jusson el az építkezések színhelyére, és hogy az építőanyagipari üzemek is a legkisebb szállítási költség árán kapják meg a szükséges nyersanyagokat és üzemanyagokat.

Nagymértékben segíteni fogják a regionális tervek az építőipar és az építőanyagipar műszaki fejlesztésének gazdasági eredményességét is. Talán nem kell bővebben magyaráznom, hogy az építési anyagok, az épületszerkezetek és a kivitelezési módszerek gazdaságossága nem abszolút — a termelés és a kivitelezés helyszínétől, az adott helyen megvalósítandó építési feladatok nagyságától, független — sajátság. Nyilvánvaló, hogy pl. meghatározott fajtájú panel vagy födémgerenda gazdaságosságát nemcsak ezeknek az elemeknek a közvetlen gyártási és beépítési költségei befolyásolják, hanem a nyersanyagok és a kész elemek szállítási távolsága, a telepítés körzetében gazdaságos szállítási távolságok mellett kiszolgálható építkezéseknél felhasználható elemek mennyisége, az elemek felhasználási ütemeinek nagysága és ezáltal az üzemben tervszerűen termelhető szériák nagyságrendje is. Az adott helyszínen mérhető gazdaságosság színvonalának megállapításához szükséges — nem technológiai — adatokat az előzőek szerint kidolgozott regionális telepítési tervek már hiánytalanul szolgáltatni fogják.

*

Úgy vélem, a várható eredmények tekintetében — ha jól végezzük ezt a munkát — senkinek sem lehet kétsége. Arról sem szabad azonban megfeledkeznünk, hogy ennek elvégzése jelentős munkát és anyagi áldozatot igényel. Nyilvánvaló, hogy az építési organizáció megoldásával is szolgáló regionális tervek lényegesen munkaigényesebbek lesznek az eddigieknél, és a regionális tervezéssel ez időszereint foglalkozó tervező szervezetek létszámának nemcsak számbeli, hanem szakmai szempontból való kiegészítését is igényelik. Így mielőbb be kell kapcsolni a munkába a generálorganizáció feladatában járatos szakembereket, valamint az optimális megoldások objektív megállapításában közreműködő közgazdászokat és matematikusokat is. Az e célra igénybeveendő munkaerő felhasználásának költségei azonban nyilvánvalóan el fognak törpülni az eredményeik útján elérhető népgazdasági megtakarítások mellett.

FELHASZNÁLT IRODALOM

- (1) *Tennessee Valley Authority*: The Unified Development of the Tennessee River System, 1936.
Kyle J. H.: The building of TVA — Louisiana State University Press, Baton Rouge (USA), 1958.
- (2) *Leslie B. Ginsburg*: Regional Planning in Europe — Journal of the Town Planning Institute, 1957. 6. szám.
- (3) *V. Artyemcsuk, M. Zsembrovskij, I. Najmark és G. Grumín*: Aktualnije voproszi metodiki Rajonnoj Planirovki — Arhitektura SSSR, 1958. 12. szám.
- (4) *A. Vasziljev és I. Zsakov*: Planirovka i zasztrojka novüh zsilüh rajonov — Arhitektura SSSR, 1959. 1. szám.
- (5) *Gerle György*: Beruházások gazdaságosságának vizsgálata — Közgazdasági és Jogi Könyvkiadó, 1959.

Nemzetközi műszaki könyvkiállítás Budapesten

Ez év május hó 20-án ismét megnyitja kapuit a Budapesti Ipari Vásár és a vásáron megnyílik a nemzetközi műszaki könyvkiállítás, amely bemutatja a baráti államok — élükön a Szovjetunió — szakkiadóinak termését. Mintegy 1200 műszaki könyvet és többszáz szakfolyóiratot állítanak ki.

A kiállításnak az ad időszereuséget, hogy ebben az évben ünnepli a magyar műszaki könyvkiadás 10 éves fennállását. A seregszemlén felvonultatják az elmúlt időszak tartalmi és kiviteli szempontból legsikerültebb magyar műszaki könyveit, a könyvművészeti versenyek díjnyertes kiadványait. Ugyanakkor a könyvbemutató azt a nagyarányú fejlődést is szemlélteti, amely a magyar szakkönyvkiadást jellemzi. A látogató tehát képet alkothat a hazai eredményekről és egyben összehasonlítást tehet a környező államok szakkiadóinak működéséről is.

A kiállítás célja továbbá, hogy a második ötéves terv irányelveinek figyelembevételével „a széles nép-

tömegek, elsősorban a munkásosztály művelődési és szakmai továbbképzési igényeinek kielégítését” szolgálja. Szakkönyvkiadásunk feladata a műszaki vezetők, a műszaki értelmiség szaktudásának fejlesztése, megfelelő, korszerű irodalommal való ellátása. A Műszaki Könyvkiadónak, hogy ezt a feladatát elláthassa, szoros kapcsolatot kell teremtenie az iparral, illetve az iparban dolgozó szakemberekkel. A Budapesti Ipari Vásár kiváló alkalom arra, hogy az érdeklődők tízezrei felkeressék a kiállítást és kiszélesítsék a szakkönyvekkel kapcsolatos tapasztalataikat, ismereteiket, illetve felhívja a műszaki könyvekre azok figyelmét, akik eddig a mindennapi munka során még nem hasznosították eléggé a szakkönyvekben foglaltakat.

Érdekes, tanulságos lesz a séta a magyar, szovjet, német, cseh, szlovák, román szakkönyvek és tudományos folyóiratok között. Ne mulassza el megtekinteni a kiállítást a Művésztáncpályán a szovjet pavilonnal szemben.



1. ábra. Homlokzat

Ferroglobus raktártelep rúdárucsarnoka

Tervező iroda: IPARTERV. 4. Iroda

Építésztervező: DÁVIDHÁZY KÁLMÁN

Statikus: GOZMÁNY DÉNES

Kivitelező Váll.: É. M. 21. sz. Vállalat

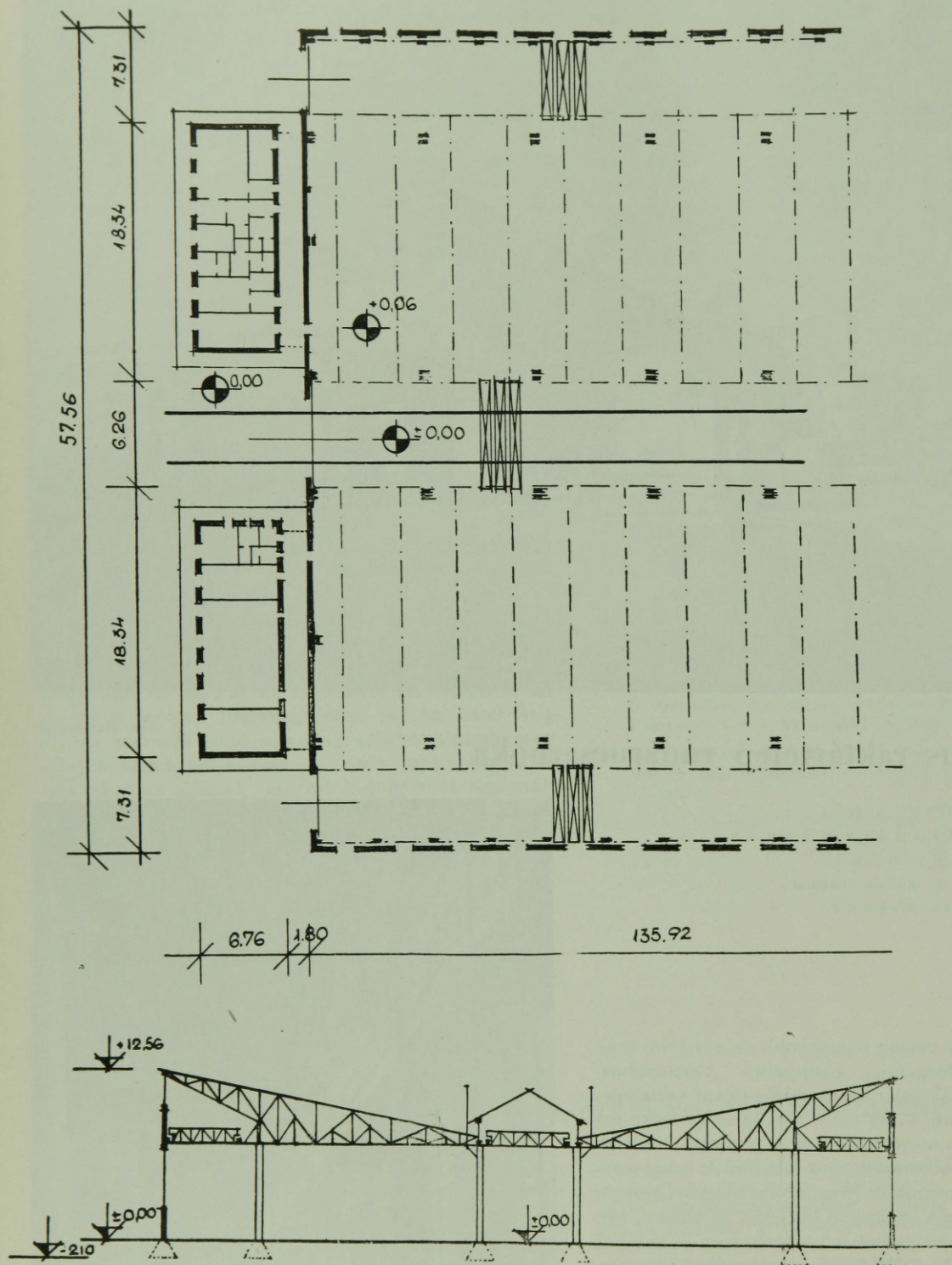
Építésvezető: HAJÓS JÓZSEF

A csarnok az ország legnagyobb — évi több száz-ezer tonna — forgalmat lebonyolító „Ferroglobus” Vaskereskedelmi Vállalat Honfoglalás-telepi vastelepén épült. Alapterülete $57,56 \text{ m} \times 136,92 \text{ m} = 7880 \text{ m}^2$. Alaprajza öthajós megoldású, ami a gépesített rakodás technológiájából automatikusan adódik. A telepre befutó rúdárúval megrakott vagonok a csarnok középső hajójában végigfutó vágányon kerülnek kirakásra, oly módon, hogy a vagonból a kötegelt árut a hajóban mozgó darun függő DEMAG macska emeli fel és viszi be a vágány jobb és bal oldalán lévő raktározó területen felállított vasállványokra álló helyzetbe. A tárolóterek képezik a második és negyedik hajót. Az első és ötödik kiskockával burkolt hajóban történik a kiszállítás úgy, hogy a DEMAG macska a vasállványokról felvett vaskötegeket most az ezen hajók felett járó daruk segítségével rakja a teherautóba.

Az épület előgyártott vasbeton vázas. A hossz-
oldalak vasbeton oszlopai 4,5 m-re, a belső hajók melletti oszlopok 9,00 m tengelytávra vannak egymástól, (a



2. ábra. A raktár belső képe



tároló helyek szélessége 4,50 m) „Vierendeel” rendszerben készültek, súlyuk a 14,00 m-es magasság mellett 6,00 tonna. A 9,00 m fesztávú rácsos vasbeton főtartó súlya 5,50 tonna. A daru és DEMAG pályákkal kombinált fedélszék vasszerkezetű rácsos tartó; tetőfedés: alumínium hullámlemez, a darupályák vasszerkezetűek. Az épülethez két kis földszintes épület csatlakozik: raktáriroda és öltöző.

Az építkezés 1956 tavaszán kezdődött és több mint egy évig tartó leállás után 1959 november 7-én került felavatásra, illetve üzembe.

Rudnai József
Kossuth díjas

Beton minőség kérdése

JÁRAY JENŐ

A beton minőségének megállapítása

A beton minőségét szilárdsági vizsgálatok alapján döntjük el. Feltételezzük, hogy minden munkán kellő szakismerettel és megfelelő gyakorlattal rendelkező szakember végzi a szilárdsági vizsgálatokat, habár ez utóbbi téren még igen sok kívánnivaló mutatkozik.

A szilárdsági vizsgálatok — mint minden mérés — szórással jelentkeznek.

A szilárdságnál mutatkozó szórások két nagy csoportba oszthatók. Általában minden mérésnél előfordulhatnak *véletlen* jellegű és *szabályos* hibák.

A) A *véletlen jellegű hibák* főleg a szilárdság bemérésénél fordulnak elő. Ezek elsősorban személyi jellegűek, tehát az észlelők pillanatnyi hibái, kifáradása, vagy érzékelési tökéletlenségéből adódnak.

Az ilyen hibáknak a *jellemzői változó előjelűek*. A jellemző ismerete alapján a hiba kiküszöbölésének módja is adott, mert számos mérés esetén a mérések számtani közepéből vagy bármely kiegyenlítési módszerrel megállapított valószínűségi középértékből, a hiba kiesik.

Véletlen jellegű hiba adódik azonban a betonozásnál nemcsak személyi okokból, hanem pl. az anyag *rendszeretlen szemeloszlásából*, főleg *poros* voltából. Ez már a szilárdság és a beton minőségének rovására mehet. A porosság ellen a betontechnológia megfelelő átalakításával *feltétlenül* küzdeni kell.

Az első témakörünkön belül a porosság szilárdságrontó hatásának illetőleg a porosság kiküszöbölésének tárgyalásával és az abból várható előnyök megállapításával foglalkozom.

B) *Rendszeres* vagy *szabályos* hibát a mérést egyértelműen befolyásoló és figyelembe nem vett külső, állandó jellegű körülmények okozzák. Ez utóbbinak jellemzője, hogy az *eltérés egyirányú, előjele azonos, egyforma jellegű*. A hiba kiküszöbölésének módja a hibaforrás megszüntetése, vagy számítási korrekció. Ez utóbbi csak abban az esetben lehetséges, ha magának a hibaforrásnak kihatásait nagyságrendjén is ismerjük.

A rendszeres hibák közé sorolandó az a mérési hiba, amely a beton-mintatestek nem helyes utókezelése miatt állhat elő és a beton víztartalmának változásával jelentkezik.

A második témakörünkön belül a kísérleti mintatestek víztartalomváltozásával és ennek a szilárdsággal kapcsolatos összefüggésével foglalkozom.

A.) A porosság hatása a beton minőségére

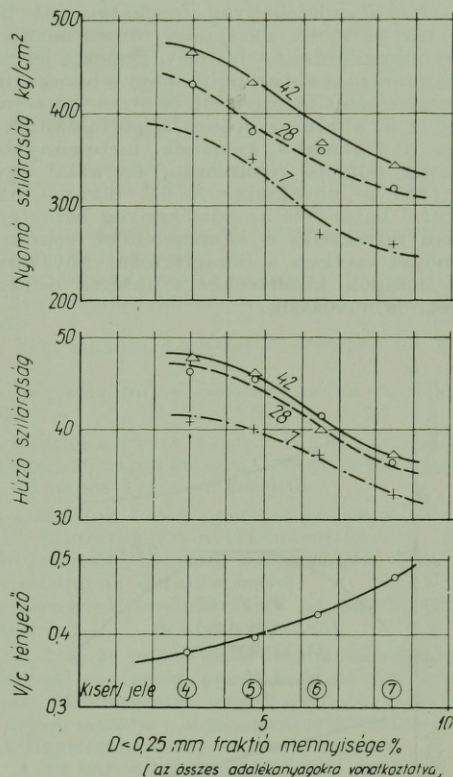
Az első példát az építési betonburkolat tervezése és kivitele során nyertük. 1958. évben a 21-es sz. út építése során készítettünk először Magyarországon három frakcióból összetett útbetont.

A tervezés során az volt az előírás, hogy a kész betonkeverék legfeljebb 5% $D < 0,25$ mm alatti szemnagyságot tartalmazhat. Erre vonatkozólag több kísérletsorozatot végeztünk az építésnél ténylegesen felhasznált adalékanyagokból készített betonnal.

A tervezés kísérleti eredményeit az 1. ábra tartalmazza, amikoris a porosság függvényében a beton nyomószilárdságát, húzószilárdságát és az azonos bedolgozást biztosító vízcement tényezőjét tüntettük fel. Az ábrából jól látható, hogy mezőnyékládházi kavics felhasználása esetén a porosság határa 4%. Ezt meghaladó értéktől kezdődőleg már jelentős a szilárdságcsökkenése, és a vízcement tényező növekedése. Ennek oka a *habarcs felületének növekedése*. Köztudomású, hogy a beton akkor megfelelő szilárdságú, ha a szemcséket 4 mikron vastagságú cementnyv vonja be oly módon, hogy amellet a szemcsék közötti hézagokat megfelelő mértékben ki is tölti.

Hazánkban szokásos azonos cementmennyiség adagolása mellett nyilván a *szemszerkezetet* kell olyképpen *megválasztani*, hogy a kívánt cementnyv vastagsága, illetőleg a hézagok optimális kitöltése meg-

legyen. A szerző ezt a témát „A beton adalékanyagok újabb jellemzői” című tanulmányában ismertette. Az említett cikk tanulságait a 2. ábrán közöljük, amelyből megállapítható, hogy a beton szilárdsági tulajdonságait befolyásoló habarcs



1. ábra

a) *nyomószilárdsága* a felület ($\varnothing$) növekedésével jelentősen, a $\varnothing$ függvényében hyperbolikusan csökken.

b) *Húzószilárdság maximumot ad, parabolikus görbe*, amelynek közelítő képlete

$$O_h = A \varnothing^2 - B \varnothing + C \quad (1)$$

c) *Beton térfogatsúlyát* a felület függvényében *egyenes* jellemzi, képlete:

$$\delta = a - b \varnothing \quad (2)$$

Megállapítható, hogy a *nyomószilárdság maximuma a legtömörebb térfogatnál* áll elő, ami magától értetődik. Ha a *húzószilárdság* és *térfogat* viszonyát vizsgáljuk, akkor a (2) egyenletből a felület értékét kifejezve azt az (1)-es egyenletbe helyettesítjük és így parabolikus másodfokú függvényhez jutunk, amelynek *maximuma* van. A *húzószilárdság maximuma* tehát *nem a legtömörebb állapothoz*, hanem annál valamivel *kisebb térfogatsúlyhoz* tartozik. (Ez egyébként a 2. ábrából is megállapítható).

A húzószilárdság ez utóbbi tulajdonságának felismerése a beton tervezése szempontjából rendkívül fontos és jelentős, mert olyan szerkezetnél, amelynél

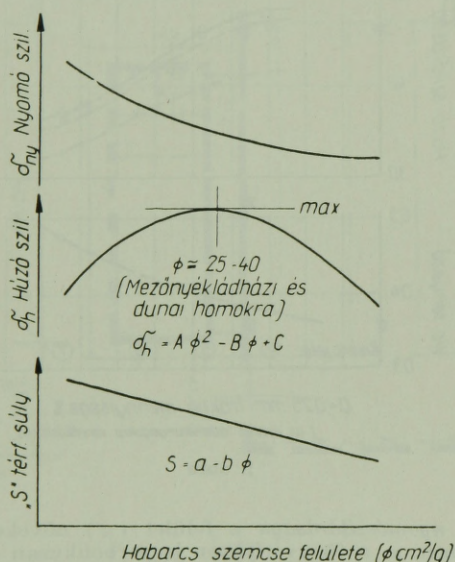
1. a *betonhúzást elhanyagoljuk*, *maximális* térfogatsúlyra vizont

2. azoknál a szerkezeteknél, (pl. útbeton, vagy héjszerkezetek), amelyeknél a *beton maximális húzószilárdsága* érendő el, *optimális* térfogatsúlyra kell törekedni. Ezt az optimális értéket az adalékanyag *porossága*, a *finom szemcsék mennyisége* befolyásolja. Ebből következik, hogy a *habarcsképző adalékanyagunkat* — szükségszerűen *mosás* beiktatásával — úgy kell

megterveznünk, hogy a fenti kíváncsolomnak megfeleljen.

A szemcsesefelület és hézagterfogát viszonyának jelentőségére a 3. ábrán bemutatjuk dr. Ing. I. Fritsch osztrák betontechnológus egyik kísérletsorozatának eredményét. Nevezett a kísérlet során az adalékanyagból mosással a finom részt különböző szemcses-átmérő határokig eltávolítva, megállapította az azonos nyomószilárdság eléréséhez szükséges cementmennyiséget.

A 3. ábrán feltüntetett összefüggésből látható, hogy a vizsgált adalékanyag meghatározott portalanítási határ esetében minimális cementmennyiséggel azonos nyomószilárdságot biztosít. Ennek a jelenségnek fizikai magyarázata abban rejlik, hogy a hézag minimum csak meghatározott mennyiségű és átmérőjű szemcsével érhető el. A 3. ábrán az optimális portalanítási határtól balra a finomabb szemcsék tartományában az adalékanyag felülete rohamosan, de azzal együtt a hézagtenyező is növekszik. A 0,1 mm-nél nagyobb portalanítási határ felé az adalékanyag hézagterfogata rohamosan növekszik, a szemcsesefelület viszont csökken. Mindkét esetben a hézagterfogát növekszik, így tehát a hézagok kitöltéséhez szükséges cementtenyv mennyisége is növekszik.



2. ábra

A fentiekből a további igen fontos megállapítás vonható le:

3. Nagyobb jelentőségű nagyszilárdságot igénylő betonépítkezéseinknél, ahol az anyag kisebb szilárdsága az építmény állagára kihat, már előre megtervezett portalanítást kell bevezetni, tehát az adalékanyagot mosni kell.

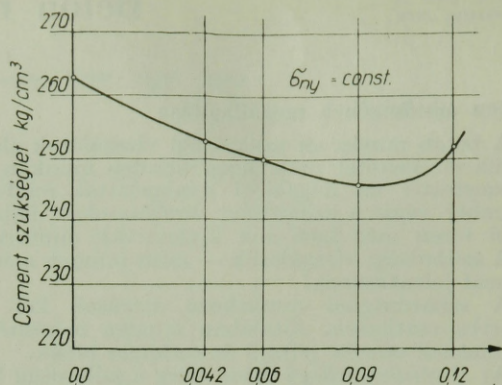
A porosság káros hatásának egyik gyakorlati példáját a 21-es sz. út építésénél láttuk. A beton nagy általánosságban az alábbi szemösszetétellel készült:

NZ 22/40-es	50—52%
NZ 12/22-es	5—7%
Mezőnyékládházi homok	41—43%

Az útépítéshez használt anyagok azonos bányákból érkeztek, az egyes fogadóállomásokon azonban azoknak minősége már nem volt teljesen egyforma.

Még kell említeni, hogy mindkét útszakaszon a műszaki vezetéstől kezdve a személyzet, a gépek, a bedolgozás, a víz/cement tényező ingadozása technológiailag teljesen azonosnak vehető, így a beton szilárdságoknál mutatkozó eltérés kizárólag az adalékanyagok változása miatt állhatott csak elő.

Ape, illetőleg Hatvan állomásra érkező adalékanyag minőségét összesen 403 rostálással ellenőrizve, megállapítottuk, hogy az a porosság szempontjából nem volt azonos. Ennek igazolására a 4. ábra felső



3. ábra

rajzán közöltük a rostálási eredményekből levont következtetést. A rajzon a 0,25 mm-nél kisebb szemcsemennyiség előfordulás gyakoriságát ábrázoltuk külön az NZ 22/40, és a 0/10 homokra vonatkoztatva. Mivel ez a két anyag 93—95% mennyiséggel szerepel, azoknak porossága befolyásolja a beton minőségét. Az adalékanyag porossága véletlen jellegű hibaforrás és az változó mennyiséggel jelentkezett aszerint, hogy a zúzottkő, vagy homok külön-külön vagy mindkét adalékanyag porossága együttesen jelentkezett. 67 db, teljes keverék vizsgálatából megállapítható, hogy a 4%-os porossági határ

Hatvan állomáson felállított keverőtelepen 13%-os, Ape állomáson felállított keverőtelepen 24%-os gyakorisággal nem volt betartható.

A két állomáson készített laboratóriumi vizsgálat során nyert 91 db 42 napos korban eltört gerenda húzószilárdsági értékek gyakorisági függvényét a 4. ábra alsó rajzán közöltük.

Minden különösebb vizsgálat nélkül megállapítható a kétféle beton elütő jellege. Ezeket a szilárdsági eredményeket a Németországban használatos minőségi mutatószámok alapján hasonlítottuk össze.

A felhasznált mutatószámok az angol Student és Fischer valószínűségi számításán és a német Rüscher gyakorlati vizsgálatán alapszanak.

A számítás eredményeit az 1. táblázatban adjuk.

σ = az egyes mérés eredménye

n = a mérések száma

A német előírás szerint:

a beton igen jó, ha $V = 5$

a beton jó, ha $V = 5 - 10$

a beton megfelelő, ha $V = 15$

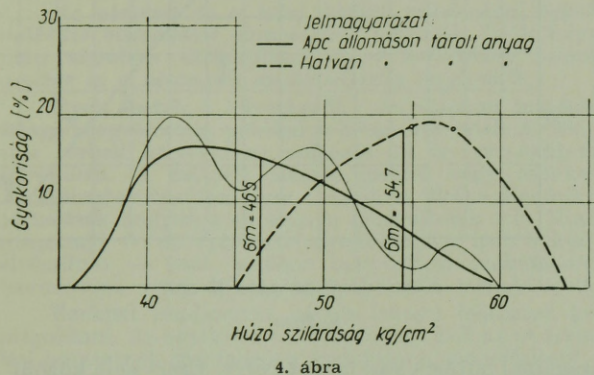
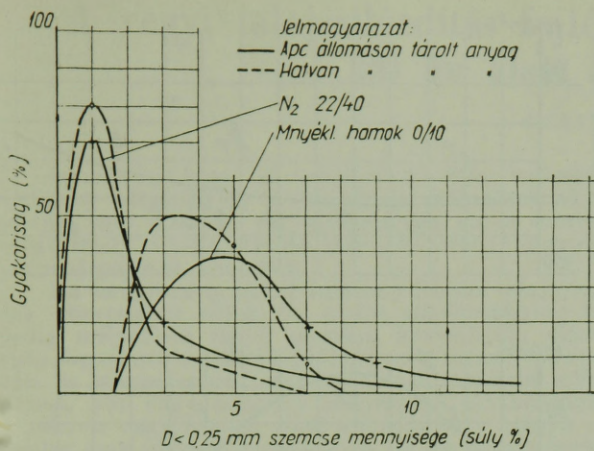
Prof. Rüscher gyakorlati adatai szerint: gurulópályákra..... $V \leq 9$ az ajánlott érték.

A táblázat adataiból megállapítható, hogy Hatvan állomáson készített beton lényegesen jobb minőségű. Ennek oka kizárólag a kőanyag porosságára vezethető vissza. Az eddigi tárgyalásainkból rögzíthetjük. Útépítésnél, de általában minden olyan beton-szerkezetnél, ahol a szilárdság állandóságára törekszünk, az előre megtervezett portalanítási határt mindenképpen biztosítani kell, szükség szerint a kőanyag mosását kell bevezetni. Külföldön minden nagyobb, jelentős építésnél kizárólag mosott adalékanyagot használnak. Erre az építési technológiára nekünk is át kell térni.

Erre vonatkozó első lépések már meg is történtek. Tudomásunk szerint az ÉM. külföldön kavicsmosó berendezést rendelt meg. Ezen felül a Betonútépítő Vállalat a szerző javaslatára már kikísérletezett egy hidrociklonos hazai mosógépet, amely ezidőszert egy teljes kapacitással működik. A kezdő lépések tehát már megtörténtek. Most már annak iparszerű elterjedését kell szorgalmazni.

B.) A beton víztartalmának hatása a szilárdságra.

Második hibaforrás a szabályos jellegű hiba, amely minden esetben előállhat, ha a vizsgálatra előkészített beton-mintatestek megfelelő víztartalmának állandóságát nem biztosítjuk.



4. ábra

1. táblázat

Sorszám	Állomás megnevezése	Szabványban előírt σ_0	A szilárdságok			
			közép- értéke $\Sigma \sigma_i = \frac{\sigma_i}{n}$	közép- hibája $\frac{(\sigma M - \sigma_i)^2}{n-1}$	közép- érték közép- hibája $\sigma_M = \frac{100}{\sigma M}$	közép és szab- ványban előírt érték hánya- dosa $\frac{\sigma M}{\sigma_0}$
1.	Hatvan	45,0	54,7	4,5	8,6	1,21
2.	Apc	45,0	46,5	5,7	12,3	1,03

Állításunkat a 80-as útbeton anyagtervezésénél észlelt szilárdsági eredményekkel igazoljuk.

A tervezés során azonos adalékanyagokból és négy technológiai változattal, 5 féle közel azonos szemszerke-

zetű keverékaránnyal és azonos cementmennyiség felhasználásával mintatesteket készítettünk. A hatféle keverékből 3—3 sorozat mintatestet 7, 28, illetve 42 napos korban hajlító-húzó, illetve nyomószilárdságra megvizsgáltuk. A beton adagolását, amely egyben a technológiai adatokat is tartalmazza a 2. táblázatban közöljük.

2. táblázat

Sor- szám	Adalékanyag megnevezése	kísérlet jele					
		A	B	C	D	E	F
		adalék mennyisége %-ban					
1.	Hegyesalmi kavics	42	42	—	—	—	21
2.	Hegyesalmi mosott 0/1	—	—	5	—	15	—
3.	Hegyesalmi mosott 0/20	—	—	35	—	—	—
4.	Hegyesalmi mosott 3/7	—	—	—	22	—	—
5.	Hegyesalmi áttörve	—	—	—	40	—	—
6.	Bodméri homok 0/20	—	—	—	—	—	21
7.	NZ 12/22 eredeti	7	7	10	10	11	8
8.	NZ 22/40	51	—	50	50	52	50
9.	NZ 22/40 rostált	—	51	—	—	—	—
10.	Cement (tatai 600-as)	345	346	453	345	353	346

A kimutatásból látható, hogy a hat sorozat négy-féle adagolással készült:

1. hegyeshalmi *eredeti* anyagból (A és B jelű),
2. hegyeshalmi *goromba kavics áttört* anyagból (D jelű).
3. hegyeshalmi *mosással dúsított* anyagból (C és E jelű),
4. hegyeshalmi + bodméri anyag hozzákeveréssel (F jelű).

A kísérlet során a az A., B., E., F. jelű sorozat mintatesteit 26 napos korig, a C. és D. jelű sorozat mintatesteit 40 napos korig utókezeltük.

A kísérletek során nyert szilárdságokat a 3. táblázatban tüntettük fel a vízcementtényező, térfogatsúly, bedöngölési tényező, szilárdságok, illetve utókezelés módjának feltüntetésével.

A kísérletek eredményéből az alábbi tanulságok vonhatók le:

1. A 7 és 28 napos szilárdságok valamennyi kísérletsorozatnál egyforma, a szokásos szórási tartományt mutatják. Mindenesetre megállapítható, hogy a *C jelű mosott anyag mutatja a legnagyobb szilárdságot*, ami az A alattiak figyelembevételével természetes is.

2. A 42 napos húzószilárdságnál az A., B., E., F. jelű gerendák húzószilárdsága *viSSzaesést mutat*. Ennek oka a mintatest *kiszáradása* volt.

3. A 40 napos nedvesen utókezelt C. és D. jelű kísérletsorozatnál *jelentős szilárdságnövekedés* állapítható meg a 28 napos korú szilárdságokkal szemben, tehát a beton szabályszerű utószilárdulást mutat.

4. A 2. pontban említett szilárdsági visszaesés oka egyedül és kizárólag az *utókezelés különbségének hatásában* keresendő, tehát a *beton kiszáradásából ered*. Ennek tanulmányozására, habarcs mintatestekkel különböző szarítási állapotban szilárdsági kísérleteket végeztünk.

A habarcs mintatestek *azonos* anyagból készültek. 6 napig egyforma utókezelés volt és csak a *7. napi utókezelésben történt változás*. A hetedik napi utókezelésnél az 5 egységből álló sorozatból:

80-as út betonszilárdsági kísérleteinek értékelése
Szilárdsági vizsgálatok

3. táblázat

Sor- szám	Kísérleti adat megnevezése	Kísérlet jele					
		A	B	C	D	E	F
1.	Víz/cement tényező	0,39	0,39	0,39	0,39	0,38	0,38
2.	Térfogatsúly	2,51	2,52	2,54	2,51	2,55	2,52
3.	Bedöngölési tényező	1,40	1,41	1,42	1,40	1,43	1,40
4.	Húzószilárdság						
	7 napos korban	41,1	37,5	39,8	36,8	37,7	38,8
	28 napos korban	41,6	40,6	44,3	41,9	42,3	41,3
	42 napos korban	39,1	39,6	52,4	49,9	38,9	42,4
*	Elméleti	(48,0)	(48,0)			(50,0)	(48,0)
5.	Nyomószilárdság						
	7 napos korban	293	313	321	302	313	306
	28 napos korban	394	380	398	374	361	401
	42 napos korban	438	416	433	389	390	424
6.	42 napos korban tört testek nedves utókezelésének időtar- tama (nap)	26	26	40	40	26	26
	42 napos korban tört testek cca 20 C° száraz légtérben táro- lásának időtartama	20	20	2	2	20	20

*Az elméleti érték számításánál a kiszáradás hatását kiküszöbölendő 16%-os húzószilárdság értéknövekedést vettünk alapul.

a) 4—20 óra között változó időtartam mellett a mintatesteket *nedves ruhába* takarva, majd 24 óráig 20 C° *levegő*ben.

b) 10—240 percig változó időtartam mellett a mintatesteket 30 C° *áramló meleg levegő*ben ezután 24 óráig exikatorban 20 C°-on tároltuk.

Az áramló meleg levegő a mintatesteket egyenetlenül szárítja, mert annak hatása elsősorban a felületen jelentkezik. Ezért exikátort iktattunk be, hogy a mintatestek felülete és belseje között fellépő víztartalom különbség kiegyenlítődjék.

A mintatestek súlyát az a), illetve a b) pontban említett kezelés előtt, majd törés előtt és törés után 5 óráig 105 C°-on való szárítás után megmértük. A kiszáradás mértéke ily módon megállapítható volt. A leírt víztartalom mérés *nem ad abszolút mértéket*, mert az adalékanyag által higroszkóposan felvett mennyiségét nem ismerjük. Ez idő szerint azonban még más víztartalom mérési eljárást nem ismerünk.

Az ily módon megállapított relatív víztartalom adatok azonban összehasonlítás céljaira elfogadhatók. A kiszáradás függvényében feltüntetett szilárdsági értékeket az 5. ábrán közöljük, amelyből megállapítható, hogy :

α) a nyomószilárdság 1,5% kiszáradási határon túl már *kismértékben*, de észlelhetően növekszik.

β) A betongerendák húzószilárdsága, annak túl- és erősen szárított állapotában *alacsony*, 1,4% kiszáradásnál *maximumot* adó görbe.

Az ábrából azt a tanulságot vonhatjuk le, hogy a beton szempontjából *nem közömbös az utókezelés módja, vagyis a beton víztartalma*.

Kiszáradás, illetőleg az elnedvesedés hatására fellépő szilárdságváltozást a *kapillaris húzófeszültséggel* tudjuk megmagyarázni. A víztartalom változásnak ez a hatása mind a természetes (pl. talajok) mind a műanyagoknál kimutatható. Kísérleteink szerint a tétel eredményessége most már a betonra is fennáll.

Igen nagy a valószínűsége annak, hogy a múltban végzett húzó kísérleteknél mutatkozó *szilárdsági szórás a mintatestek víztartalmára, az utókezelés nem azonos voltára* vezethető vissza. Ez a hiba szabályos jellegűvé válhat és az nagymértékben befolyásolhatja a beton minőségének értékelését.

A beton víztartalmának változása nemcsak *szilárdságcsökkenéssel*, hanem *feszültség* fellépésével is jelentkezhet. Ez utóbbi akkor lép fel, ha a szerkezet betonjának *víztartalma nem egyenletes*. Így pl. betonburkolaton kimutatható a lemezek vetemedése.

A beton víztartalma az adalékanyagok szemcséi között mint kapillaris víz — végeredményben mint húzófeszültség — jelentkezik.

Az útburkolatok betonjának víztartalma az időjárás, — az esőzés, napsütés (felmelegedés) — mértékétől függ. Az időjárás változás elsősorban a *beton felső részén* érezteti hatását.

Ezzel szemben a lemezágazatra felfekvő alsó részének víztartalma *kisebb* mértékben ingadozik, mert az ágazatból a lecsapódó kondenzvízből utánpótlást kap, attól függetlenül, hogy a lefedett szemszerkezeti részből az *elapórgás mértéke kisebb*. A betonlemez alsó és felső részének különböző víztartalma következtében a kapillaris húzófeszültség *különböző nagyságú*, ezért végeredményben *táblavetemedés, tehát feszültség* lép fel.

Nagyobb csarnokokat lefedő szerkezetek paneljében is hasonló jelenség léphet fel. Ezért a szerző megítélése szerint ezzel a kérdéssel magasépítési területen is számolni kell.

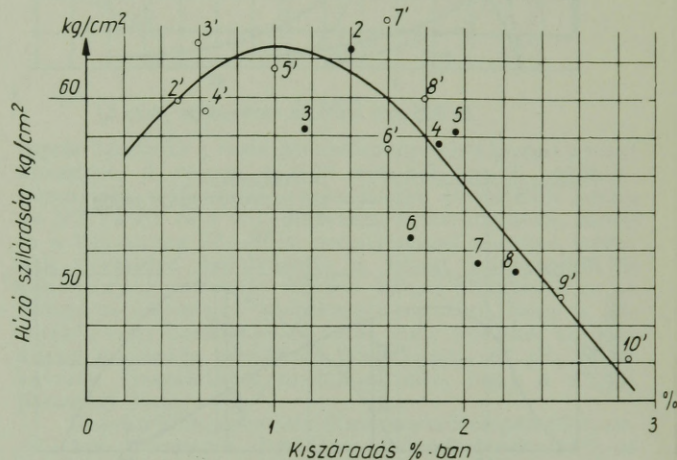
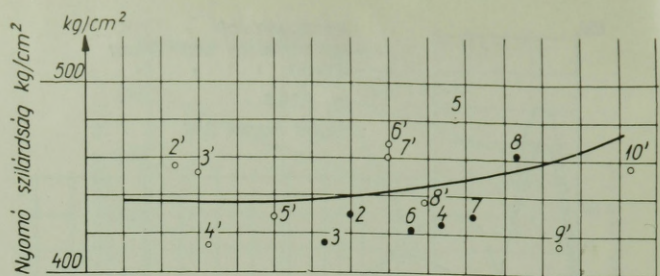
Összefoglalás

Már az eddigiekből is kitűnik, hogy a beton megkívánt szilárdságának tervezésénél, a beton víztartalmának változását figyelembe kell venni.

Ennek gyakorlati jelentősége az iparban a következő helyeken mutatkozik meg :

1. Útépítési vonalon

Az útbetonok felső részének víztartalma a teljes elnedvesedés, illetőleg a kiszáradás között ingadozik aszerint, hogy milyen a hőmérséklet, vagy a csapadék hatása. Az útbetonok felső része, a táblák széleinél és



5. ábra

hézagainál húzásra van igénybevéve. Ezért nem közömbös a betonvíztartalom változása. Nyilvánvaló, hogy az útbeton tervezésénél a *megengedhető igénybevétel* megállapításánál a *szélső legalacsonyabb értéket* kell figyelembe venni.

2. *Magasépítkezésnél* pl. műhely, vagy csarnok tervezésénél is fennáll a kérdés, ahol a mennyezet héj, vagy panelszerkezettel készül.

Ismeretes, hogy az utóbbi szerkezetnél a beton húzószilárdságát is számításba vesszük, szemben a szabványos vasbeton szerkezettel, ahol azt elhanyagolhatjuk. Nem közömbös tehát annak megállapítása, hogy a szerkezet megépítése után a betonban milyen *víztartalom* változások léphetnek fel. Elképzelhető, hogy egyes helyeken páralecsapódás miatt, más helyeken a melegüzem hatására lényeges víztartalomváltozás és ezzel kapcsolatban szilárdsági csökkenés lép fel a betonban. Mind az útépítésnél, mind a magasépítkezésnél a megengedhető feszültség mellett a beton víztartalom változásából eredő szilárdság-, illetőleg feszültségváltozás hatása figyelembe veendő.

A szerző a beton hibaforrásainak számtalan eddig még fel nem derített oka közül csak kettőt említett meg. További kísérletek szükségesek, mind a beton víztartalma és a szilárdság közötti összefüggés, mind a megépített szerkezetek betonjának víztartalom érték ingadozásának megállapítására.

IRODALOM

1. *WT. Stoljavov* : A nedvesség hatása a beton utókezelésénél. (Avtomobilne Dorogi 1958. év 6. sz.)
2. *Járay* : Betonburkolatok adalékanyagának új minőségi jellemzői. (Magyar Építőipar 1957. 9/10. sz.)
3. *I. Fritsch* : Neue Erfahrungen im Massenbeton (Schweizerische Bauzeitung 1954/10. sz.)
4. *I. Fritsch* : Amerikanischer Talspernbau (Schriftenreihe des Össter. Wasserwirtschaftsverbandes H. 24.)
5. *K. Schaden* : Die Betongüte in der Baupraxis. (Der Bauingenieur 1959./5. sz.)
6. *H. Rüsch* : Über die Zweckmässigste Art der Güteprüfung und ihrer Einfluss auf die Baukosten. (Beton und Stahlbetonbau 1958.)

A vegyi talajszilárdítás fejlődése Magyarországon az elmúlt 20 év alatt az építőiparban*

ÓCSVÁR REZSŐ

Ismeretes, hogy az *alapolozások célja* valamely építmény súlyának és a rá háruló erőhatásoknak a talajra való átadása. Az építménynek ezt a szerves részét, mely a terhelés átadás szerepét betölti: *alapnak* vagy *alaptestnek* nevezzük.

Ha az építmény terhét valamely felszíni talajrétegnek közvetlenül adjuk át, akkor *síkalapolozásról*; ha pedig mélyebben fekvő részekre közvetítjük, akkor *mélyalapolozásról* beszélünk. Előbbi ismert formái: a talp-, sáv- és lemezalapolozás, míg utóbbinál többnyire cölöpözést, kút vagy szekrény süllyesztést alkalmazunk. A talajvíz vagy felszíni vizek jelenléte vagy hiánya — esetleg csak időszaki hiánya — a *sík- és mélyalapolozási rendszerek kombinációit* is létrehozhatják (9).

Az *alaptest és a talaj közötti mindenkori együttműködés biztosítását alapolozásnak* nevezzük. Idők folyamán azonban kialakulhat olyan kedvezőtlen helyzet, amikor ez a kívánatos együttműködés megbomlik.

Ilyen esetek a következők: Az alaptest minőségi állaga megváltozik, például a beton korrodál. Az alaptest térbeli helyzetében változás áll be: megsüllyed, félrebillen. A talajvíz szintje megnő vagy csökken. Az építmény önsúlya vagy a statikus, illetve dinamikus terhelések nagysága és aránya megváltozik stb. Mind-megannyi — az építőipari gyakorlatban igen sokszor előforduló — eset, amikor mélyépítési szakemberek bevonására van szükség e problémák megoldásánál.

Ezeknél rendszerint kettős irányú feladatot kell megoldani. Az egyikben a felépítményt kell az új terhelési helyzetnek megfelelően átalakítani, megerősíteni, a másikban a talaj és alaptest közötti megbomlott együttműködést kell újra biztosítani. E célokra szolgálnak — többek között — a *különböző talajszilárdító eljárások*. Ezek egy része *mechanikus* módszerű, más része *kémiai*.

A *mechanikus talajszilárdítások* közé tartoznak a gördülő, a döngölő, vagy — újabban — a rezegtető eszközökkel való talajtömörítések. Ezekkel azonban most nem kívánunk foglalkozni.

A *kémiai talajszilárdítások* másik fő csoportjába igen sok eljárás tartozik, melyek közül a legfontosabbak a következők:

1. *Talajfagyasztást* alkalmazunk olyan esetekben, amikor a talajvízszint alatt tervezett alapgödröket úgy víztelenítjük, hogy vízszintes, ferde vagy függőleges elhelyezkedésű tömbökben, falakban a talajvizet ideiglenesen megfagyaszttjuk. Ezek védelme alatt a talajt kiemeljük, az alaptest vagy egyéb létesítményt elkészítjük, majd — bizonyos idő múltán — a fagyasztást megszüntetjük. Ezért nevezzük ezt a kémiai talajszilárdítási eljárást *ideiglenesnek*.

2. *Véglegesnek* tekinthető talajszilárdítási eljárás a *cement besajtolás* (cement injektálás), amikor a talaj üregeibe vagy a talajszemcsék hézagaiba cementhabarcsot vagy cementlevet sajtolunk kezdetben kisebb, majd később — a szükséghez mérten — nagyobb nyomással. A cement idővel megköt, majd megszilárdul. A talaj tömörebb lesz. Teherviselő és vízzáró képessége megnő.

3. Szorosabban vett vegyi talajszilárdításnak nevezzük a *talajkövesítést* (a szilikatizálást). Itt a talajba különböző vegyi anyagokat sajtolunk — a talaj minőségétől függően — kis vagy nagyobb nyomással. A talajba bevitt folyadék vagy folyadékok a talajszemcsék közötti hézagokat kitöltik, majd megszilárdulnak. A talaj tömörségét, egyenletességét, vízzáró és végül teherviselő képességét növelik. Kocsonyás anyag.

4. Amikor a finomabb szemcséjű talajok vegyi folyadék felvevő képességét azáltal fokozzuk, hogy a

talajt egyenáram hatásának tesszük ki, akkor *elektrokinetikus talajszilárdításról* beszélünk. E módszerrel tulajdonképpen az *elektrooszmózis* jelenséget használjuk. Az elektrooszmotikus vízáramlás segítségével vegyi folyadékokat juttatunk a talaj hézagokba (8).

5. A *vegyi talajszilárdítási eljárásoknak* vannak még más válfajai is.

Ilyen például, amikor bitumen emulsiót nyomunk be az altalajba. A talajhézagokba a bitumen lerakódik. A víz idővel eltávozik. Vagy amikor az agyagos altalajba csöveken keresztül olajat viszünk le, ott meggyújtva az agyagot téglává égetjük.

*

A vegyi talajszilárdítások magyarországi 10 éves fejlődésének behatóbb tárgyalása érdekében csak a szorosan vett vegyi talajszilárdításokat fogjuk a következőkben tárgyalni. Magának az eljárásnak lényegéről nem kívánunk bővebben megemlíkezni. Erre vonatkozólag lásd a hazai irodalmi jegyzéket és W. Schaad (Zürich) „Praktische Anwendungen der Elektro-Osmose im Gebiete des Grundbaues” című tanulmányát, mely a „Die Bautechnik” című folyóirat 1958/6 és 1958/11 számaiban jelent meg. E tanulmány idevonatkozó külföldi forrásmunkákat sorol fel.

*

A felszabdulásunk előtti és közvetlen utáni időkben Magyarországon igen kevés alkalommal használták a vegyi talajszilárdítás módszerét. Ennek egyik oka az volt, hogy legtöbb eljárás szabadalom tárgyat képezte (Joosten, Rodio stb.). A másik, hogy a szükséges vegyi anyagokat hazai vegyiparunk akkor még nem tudta kellő mennyiségben, minőségben és elfogadható versenyképes áron előállítani.

Ezek közül a régebbi magyarországi vegyi talajszilárdítások közül érdemes megemlíteni — mint tipikust — a következőket:

A *Budapest Fővárosi Elektromos Művek kelenföldi áramfejlesztő telephéne* turbináit és gépház épületét 1927-ben egy olyan 1,25 m vastag beton alap-lemezre helyezték, mely alatt az iszapos agyagtalajt 2,5—3,0 m vastagságban kavicsos homokkal kicserélték. A 40 000 HP-es turbógenerátorok okozta állandó rezgések következtében a homokos kavics tömörödött. Fokozták a süllyedést a magas Duna vízállások okozta beiszapolódási jelenségek is. Az 1940—1941. évi rendkívül magas Duna-vízállások után az összefüggő alaplemezt átvágták és így függetlenítették a gépalapokat az épületalaptól. Ugyanakkor a kavicsos homok talajréteg nagyobb üregeit cementhabarccsal kitöltötték. A lazább felső rétegek tömörítésére a Joosten-féle talajkövesítő eljárást alkalmazták. A cementhabarcs besajtolás és a talajkövesítés hatását kutató aknákkal ellenőrizték. Úgy találták, hogy a 0,5—1,0 m széles kövesítés még 1,80 m magas vízszlop átszivárgása ellen is biztosítást adott. A kövesített talaj nyomószilárdsága 13—14 kg/cm² értékek között ingadozott (1, 2).

*

Új fejezetet nyitott ebben a kérdésben az 1949. évi novemberi *danzigi nemzetközi mérnök-kongresszus*, melyen *Trautmann Rezso* akkori főosztályvezető az Építéstudományi Minisztérium, *Rados Kornél* akkori igazgató az Építéstudományi Intézet, míg jelen sorok írója a Közlekedéstudományi Minisztérium mélyépítési főosztálya részéről vettek részt. Ezen a kongresszuson számoltak be a *Lengyel mélyépítők* legújabb talajszilárdító eljárásairól és eredményeikről.

Cebertowicz Romuald gdanski professzor módszerét „*cebertálás*” néven ismertették hazánkban. Javasoltuk a beváltnak ismertetett módszer hazai bevezetését is (3). A Lengyel—Magyar kultúrkapcsolatok révén *Ceberto-*

* A Műszaki és Természettudományi Egyesületek Szövetségének győri Intézbizottsága által az Építőipari Tudományos Egyesület győri csoportjában rendezett hasonló tárgyú mérnöki továbbképző előadás alapján (24).

wicz professzor hazánkban két ízben is ismertetette eljárását a hazai szakemberek előtt 1951. VIII. és XII. hónapokban (4, 5, 6). Ezekben az években (1951—1952) több magyar szakember is ellátogatott Lengyelországba a kérdés tanulmányozására. 1951-ben Dr. Palotás László, György István, Gossler Gyula, majd 1952-ben Vigh Ferenc és Gál Endre stb.

Először társadalmi vonalon az akkori Közlekedés és Mélyépítéstudományi Egyesületben gyűltek össze azok a szakemberek, akik e kérdéssel már régebben is foglalkoztak, vagy akik látták a vegyi talajszilárdítás perspektíváját hazai vonatkozásban. Így alakult meg az ún. „100”-as munkabizottság. Működését 1951. X/18-án kezdte meg és 1 év múlva elkészítette beszámoló jelentését. Ez idő alatt 11 ülésen tárgyalták meg hazai vegyi talajszilárdítás fejlesztésének lehetőségeit. Beépítették beszámolójukba a közben Lengyelországban járt szakemberek laboratóriumi és gyakorlati tapasztalatait is (8, 11).

A munkabizottság zárójelentése alapján az építőipari főfelügyeleti hatóságok jelentős mértékű szervezési intézkedéseket tettek. Így hitelfedezetet biztosítottak a további tudományos hazai kísérletekre. Egyes vállalatokat, így pl. az É. M. 1. sz. Mélyépítő Vállalatot és a K. P. M. Hidépítő Vállalatot ilyen természetű munkák elvégzésére specializálták. A tervező vállalatok közül különösen az É. M. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat végzett — és végez ma is — úttörő munkát ezen a téren. Külön ki kell itt emelnünk a sztálinvárosi lösztalajban végzett vegyi szilárdítási kísérleteket, melyekről Regele Zoltán számol be igen alaposan (22), és az új vízüveg bázisú talajszilárdítási eljárást, melyet Cziglina Vilmos, Keszei Tibor és Szepesi Károly vezettek be hazánkban (21).

Kutató intézeteink, beruházó vállalataink laboratóriumi is behatóan foglalkoztak a kérdéssel éveken át. Alkalmazta a MÁV is a Balatonszentgyörgyi és Sávoly-i állomáson, melyekről Unyi Béla számolt be 1954-ben (12). Külön említést kell még tennünk az Építőipari Tudományos egyesület mélyépítési szakosztálya és a Közlekedési- és Közlekedéssépítő Tudományos Egyesület közös rendezésében 1956. április 27-én megtartott „Talajszilárdítási kérdések” című ankétjáról.

Általában ezeket a tapasztalatokat foglalja össze a Magyar Tudományos Akadémia Építési Főbizottsága által kiküldött alapozási talajszilárdítással foglalkozó munkabizottság 1957. XII. 6-án keltezett jelentése is (18).

Utóbbi években is voltak tudományos kutatók és egyetemi oktatók Lengyelországban, kik a kérdést tanulmányozták. Így Petrasovits Géza aspiráns 1956-ban (19), Ladányi István egyetemi adjunktus 1958-ban, Nagyvidi Béla tudományos kutató mérnök 1959-ben stb.

Állíthatjuk tehát, hogy a magyarországi vegyi talajszilárdítás a kezdeti lépések megtétele után nem jutott holtpontra, csupán a kíváncsú fejlődésnek tendenciája lassult.

*

A következőkben — kronológikus sorrendben — felsoroljuk a legfontosabb hazai építőipari kísérleteket, tervezéseket és kivitelezéseket, hogy ezek alapján az összefoglalásunkban — javaslatok formájában — körvonalazhassuk a követendő utat.

Miután ezek a talajszilárdítási kérdések nemcsak a szorosan vett építőipari és közlekedéssépítési területen merülnek fel, tehát ismertetésünk teljessége érdekében a bányászati mélyépítések területén végzett kísérleteket is meg kellett volna említenünk, azonban részletesebb ismertetésükre szűkre szabott kereteink miatt nem térhetünk ki. Hivatkozunk az irodalomjegyzékre (11, 13, 14).

A Budapesti Földalatti Vasút Beruházási Vállalat által végzett elektromos talajszilárdítási kísérletek

A kísérleteket Járay Jenő, Szalay Miklós irányították. Első beszámolójukat 1952 októberében közölték (11).

A Népstadion állomáson homokos kavics talajban kísérelték meg a talajszilárdítást. Ez azonban a talajvíz áramlás következtében nem vezetett eredményre. Az áramló talajvíz a vegyszereket elmosta.

A Népstadion állomáson agyagtalajban is végeztek elektromos talajszilárdítást. 20°-os sűrűségű alumínium-kloridot alkalmaztak 50 V és 20 A erősségű áram mellett, 24 óra múlva a 47%-os víztartalmú agyag 27%-os víztartalmúvá, gyúrhatóvá, de mégis állékony agyaggá vált.

Laboratóriumi kísérleteket végeztek normál homokkal is. Vaselektrodákat, vízüveget és klór-kalciumot használtak. Előbbinek 37°, utóbbinak 33,5° sűrűsége volt. A 9 órás vízüveg kezelés és 7 órás klór-kalciumos kezelés 2—5 kg/cm² szilárdságú homoktengert eredményezett.

A Hidépítő Vállalatnál végzett elektroozmotikus kísérletek

A kísérletekről 1952 júliusában Vági Sándor számolt be (11).

Az első kísérletek plasztikus agyaggal történtek. A szilárdítás utáni talajmechanikai vizsgálatok eredménye szerint a talaj eredeti víztartalmának 10%-át elvesztette.

A második laboratóriumi kísérletet sztálinvárosi lösztalajban végeztek. 160—180 V-os és 0,8—1,2 A-ig terjedő áramerősséggel 5 óráig kezelték a talajt, mely kísérlet azt mutatta, hogy a lösztalaj elektroozmotikus hatására vízteleníthető.

A harmadik kísérletet a balatonföldvári folyós homokban végeztek. A felhasznált feszültség 110 V, míg az áramerősség 1,2—0,8 A volt.

Az elektroozmotizmussal történt víztelenítés a laboratóriumban kedvező eredményt mutatott. Nem így történt azonban a gyakorlatban, amikor utóbbi kísérlet eredményét a balatonföldvári csatornaépítésnél hasznosítani akarták. A kísérlet eredménytelenségének oka az volt, hogy olyan helyen alkalmazták — az eredeti laboratóriumi kísérlet anyagától eltérően — ahol a talajrétegek közül 4 réteg elektroozmotizsra egyáltalán nem volt alkalmas, csupán a legalsó ötödik réteg volt elektroozmotizsra érzékeny. Ez azonban a felette levő érzéketlen rétegek miatt víztartalmát az ozmotikus nyomás ellenére sem volt képes feladni.

A budapesti VII. Dohány utca 44 és Klauzál utca 6 számú épületek süllyedései

Budapest Főváros Tanácsa V. B. 1955. év januárjában szakértő bizottságot hívott össze a „Hungária” Gőzfürdő Vállalat és a „Patyolat” III. Vállalat épület alapjai süllyedésének vizsgálatára.

A szakértő bizottság különböző előzetes irodalmi, tervdokumentációs és helyszíni felderítések alapján megállapította, hogy az alapfalak alatti állandó szivattyúzás miatt jelentős mértékű kiüregelődések keletkeztek. Az évi kiszivattyúzott vízmennyiségben mintegy 2,5—3,0 m³ tömör homokmennyiség vehető számításba. Ha figyelembe vesszük, hogy e lakóház-tömb alatt a feljegyzések szerint 1826 óta folyik a szivattyúzás, akkor a kiszivattyúzott vízzel együtt több száz m³ homok is felszínre került. A jelentős mértékű kiüregelődések következtében az alapfalak megsüllyedtek; az alap- és felmenőfalak megrepedtek. Ezenkívül az épülettömb szerkezeti hibái és az átlagosan több mint 60 éves épületek korróziós jelenségei is hozzájárultak a szabad szemmel is jól látható deformációkhoz.

A generáltervező vállalat a Budapest Fővárosi Tanács Mélyépítési Tervező Vállalat (FÖMTV), az altervező az É. M. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalata („FTI”), míg a kivitelező vállalat: a K. P. M. Hidépítő Vállalata volt.

Az „FTI” 1955 novemberében a vegyi talajszilárdítási kísérletekről készített beszámolójában megállapította, hogy a 6 db injektálócsőben végzett próbák nem voltak eredményesek, részben a talajszemcsék túl kis mérete, részben az áramló talajvíz miatt ($v = 2,2 \times 10^{-2}$ m/sec). Ezért a szakértők és a tervezők a cementsajtolás mellett döntöttek.

Az „FTI” — 1957 júniusában — az injektálási munkák befejezése után készített közbenső szakvéleményében megállapította, hogy a pince szárazon tartásához szükséges szivattyúzás minimálisra csökkent,

mert hiszen a 450—600 liter/perc szivattyúzás 65/70/perc intenzitásúvá vált. Így a homok kimosás és a további aláülegetés veszélye gyakorlatilag megszűntnek tekintethető (20).

Az alapmegerősítési munka mintegy $1\frac{3}{4}$ év alatt bonyolódott le.

Az ÉM. 1. számú Épületelemgyár csarnokának pillértalp megerősítése „cebertálás”-sal

A munka 1955. év folyamán bonyolódott le. A tervezést az É. M. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat a kivitelezést az ÉM. 1. sz. Mélyépítő Vállalata végezte.

A csarnok két sorban elhelyezett darugerendája — a 12 db tartópillér megsüllyedése következtében — több helyen megrepedt. A pillérsüllyedések oka az alapok alatt fekvő szemetes salakfeltöltés összenyomódása. Legmegfelelőbb megoldásnak látszott az elektro-oszmózissal kombinált vegyi talajszilárdítás alkalmazása.

A próbáknál a kezdeti eredmények nem voltak kedvezőek. Később azonban jelentős mértékű utószilárdulás következett be: háromszoros kockaszilárd-ság! A szilárdított salak 8 kg/cm^2 -es kockaszilárd-ságot adott. A tervbevett szilárdítási módszer a várt eredményt meghozta: a teljesen laza, kohézió nélküli salakból konglomerátumszerű, szilárd kohézióval bíró közet keletkezett.

Egy-egy pillérnél megszilárdított mennyiség 11 m^3 volt. Az összes szilárdítandó mennyiség 132 m^3 . A munka kerekén három hónapig tartott, mely idő alatt 2500 liter 35° -os vízűveget és 1600 liter 24° -os kalcium-kloridot használtak fel. A vegyi anyag felhasználás m^3 -ként 227 liter vízűveg és 146 liter kalciumklorid volt. A szilárdított talaj m^3 -ére vonatkoztatott áramfelhasználás: 15 kW/óra .

A budapesti Tánácsics bőrgyár csarnok épületének pillér megerősítése vegyi talajszilárdítással

A több évtizedes épületben cserzőkádak voltak elhelyezve. A régebben leégett főépületet olyan új vasbeton szerkezettel pótolták, melynek súlyát az altalaj nem bírta. 300 kg/m^2 terhelés mellett a pillértalpak alatt 12 kg/cm^2 talajfeszültség lépett fel, mely 800 kg/m^2 terhelés esetén 18 kg/cm^2 feszültségre emelkedett volna. Ugyanakkor a gyár kapacitásnövekedése megkívánta a terhelés növekedését.

Így tehát az altalajt talajszilárdítással kívánták megerősíteni. A generáltervező a Könnyűipari Tervező Vállalat volt, míg az altervező az É. M. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat. A generálkivitelező vállalat az É. M. 22. sz. Állami Építőipari Vállalat. A munkát 1956. évben az É. M. 1. sz. Mélyépítő Vállalata végezte el.

A végleges módszer kialakítása előtt itt is előzetes kísérleteket folytattak. A kísérletek ferdén bevett $1,30$ — $1,50$ m hosszú csövekkel történtek. Csővenként 100 liter 32° -os vízűveget és 50 liter kalciumklorid-oldatot használtak fel. A nyomást $0,6$ — $0,8\text{ atm}$ -nál magasabbra nem emelték. A szilárdulás első eredményei már munka közben is jelentkeztek. A szilárdítás után próbatesteket vágtak ki, melyek 6 kg/cm^2 kockaszilárd-ságot adtak.

A csepeli papírgyári csarnok pillér megerősítési munkái talajszilárdítással

Az ÉM. Iparterv megbízásából az É. M. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat 1956. októberében adott szakvéleményt.

A szóban forgó csarnok kb. 14 m magas vasbeton vázas épület. Az épület alatti talajrétegződés: $0,5\text{ m}$ vastag szürke iszapos homokliszt, $0,6\text{ m}$ szürke kavicsos durva homok és $0,9\text{ m}$ szürke homokos kavics.

A feladat az volt, hogy az új gép elhelyezése érdekében a jelenleg meglévő pincszintet ($-0,13$) a meglévő épület alapfalai ($-2,13$) alá kellett süllyeszteni ($-4,00$).

Az FTI különböző talajszilárdítási előkísérleteket végzett vízűveggel és széndioxiddal. Először 16° -os vízűveget sajtoltak be $0,5$ — $0,6\text{ atm}$ nyomással, majd 7 kg széndioxidot. A besajtolandó mennyiséget a

további kísérleteknél 50 literre és 5 kg-ra szállították le. A laboratóriumi kísérletek szerint már ez a szilárdítás is eredményt mutatott.

A további kísérleteknél vízűveget és kalcium-kloridot alkalmaztak. $0,3\text{ atm}$ -val 100 liter 35° -os vízűveget sajtoltak be, majd 54 liter 22° -os kalcium-kloridot. A második lépésben a nyomás kezdetben $0,5\text{ atm}$, majd később $1,5\text{ atm}$ -ra emelkedett. Az előző kísérletekhez képest lényegesen jobb eredményt értek el. A csövek körül általában 40 — 60 cm sugarú talaj-tömb alakult ki. A kivett minta 1 nappal a besajtolás után 5 — 6 kg/cm^2 szilárd-ságot mutatott, mely 20 nap után 10 kg/cm^2 fölé emelkedett.

A munkát 1957. júniusában az ÉM. 1. sz. Mélyépítő Vállalata befejezte.

A budapesti IV. Árpád utca 140 és 140/a számú házak talajszilárdítási munkái

Egy két emeletes épület teherhordó falainak és pillérjeinek süllyedését kellett talajszilárdítással megakadályozni. A talajszilárdítást az ÉM. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat tervezte 1957. júliusában. A kivitelezést az ÉM. 1. sz. Mélyépítő Vállalata végezte 1957. X. és 1958. I. között.

A pincepadozat alatt homok, homokliszt rétegek váltakoztak. A kis mélységre lealapozott pillérek és a közben, valamint szélső főfalak alá ferde irányú injektáló csöveket vertek le. Megelőzőleg kísérleteket végeztek a leghelyesebb módszert illetően.

A vegyi talajszilárdításnál 16° -os vízűveg oldatot és széndioxid gázt alkalmaztak. A vízűveget és gázt $1\frac{1}{2}''$ -os csövekben keresztül juttatták a talajba. A besajtolás $0,5\text{ atm}$ -val történt. Míg a falakat két oldalról ferdén bevett csövekkel vették körbe, addig a pillérek alatt egy csanakap-palást felületén vették be az injektáló csöveket. Az összes felhasznált csőmennyiség kerekén 430 m volt. A vízűveg mennyiség $33\,000\text{ liter}$. A széndioxid szükséglet $3,5\text{ tonna}$. A szilárdított homoklisztes talajnál max. 15 kg/cm^2 -es, míg a homoknál $4,2\text{ kg/cm}^2$ értékeket értek el.

A soproni Szt György utca 13 számú épület alapfalainak talajszilárdítási munkái

Az ÉM. Győri Tervező Iroda 1958. januárjában megbízást adott az ÉM. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalatnak a fenti tárgyú épület talajszilárdítással történő megerősítése tárgyában.

A ház alapsüllyedései olyan mértékűek voltak, hogy a műemlék jellegű épület káros repedései miatt, esetleg le is kell bontani.

A szakvélemény szerint az egyes pincehelyiségekben az alapfal alá különböző ferdeségű injektáló csöveket vertek le, melyek a téglátörmelékes feltöltést, a tőzegtalajt, a szemes feltöltést — az alattuk lévő szürke agyagig — egyszerűen telítették. A feladathoz 20 db 3 — $4,5\text{ m}$ hosszú $2''$ -os átmérőjű csövet használtak.

A kivitelezés végleges megtervezése előtt háromféle próbainjektálást végeztek. Az egyikben Joosten-féle módszert alkalmaztak. A másik 2 csővel a teljesen átázott agyagba hatoltak be. Az egyik cső perforált volt, a másik nyitott végű. Utóbbi kedvezőbb eredményt adott a cementlé injektálás szempontjából. E kísérletek alapján először cementlé injektálást végeztek, majd a második ütemben áttértek a Joosten eljárásra.

A besajtoláshoz 35° -os vízűveget és 24° -os kalciumkloridot irányoztak elő. A nagyobb üregeknél cementlé besajtolást terveztek $1:1$ arányban és 6% nátriumbentonit hozzáadásával.

A talajszilárdítás 1958. év folyamán eredményesen befejeződött.

A vegyi talajszilárdítás néhány jellemző hazai tapasztalatait iserve megállapíthatjuk, hogy ez az eljárás *tényleg azon mélyalapozási módszerek közé tartozik, melyet a legkülönlegesebb esetekben alkalmaznak. Külföldön gyakrabban, hazánkban azonban még csak szóróványosan.*

Az idevágó tapasztalatok felsorolása természetesen — szűk kereteinkre való tekintettel — nem volt teljes. De úgy gondoljuk, hogy mégis elegendők arra, hogy tapasztalatainkat összefoglalhassuk és ezek alapján javaslatokat tehessünk:

1. A vegyi talajszilárdítás hazánkban — a mostani vegyi anyag és elektromos áram árak mellett — csak olyan helyeken versenyképes alapozási mód, ahol más szokásosnak nevezhető alapozási módszer nem jöhet tekintetbe. Így tehát a vegyi talajszilárdítás hazánkban általános bevezetésére ez idő szerint még nem számíthat, egyes különleges alapozási problémák megoldásánál azonban nélkülözhetetlen.

2. Ha a megoldási alternatívák közül a választás mind műszaki, mind gazdasági szempontból a vegyi talajszilárdítás alkalmazása mellett szól, akkor a tervezett megoldási módot célszerű konkrét laboratóriumi vagy helyszínen végzett előkísérletekkel alátámasztani. E kísérletek kedvező eredményei után szabad csak a végleges kivitelezéshez hozzáfogni. A végrehajtott vegyi talajszilárdítási tapasztalatokat — későbbi eredményes alkalmazása érdekében — rendszeresen össze kell gyűjteni. A részletes publikációt pedig biztosítani kell.

3. Azokon a munkahelyeken, ahol a vegyi talajszilárdítást már eredményesen alkalmaztuk, ott további rendszeres megfigyeléseket kell végezteni. A beruházó szervek biztosítanak bizonyos keretet arra, hogy a sikeres talajszilárdítások — évek múltán is — rendszeresen felülvizsgálatot nyerjenek.

4. A továbbiakban is gyűjteni kell és folyamatosan közzé kell adni a talajszilárdításokkal kapcsolatos külföldi és hazai bibliográfiát, legyenek azok kutatási, tervezői vagy kivitelezői vonatkozásúak. Különösen az utóbbiakra kell nagy súlyt helyezni, mert e tekintetben aránylag kevés a tapasztalatközlés.

5. A hazai vegyipar talajszilárdítási gyakorlatban eddig legjobban bevált gépi berendezések leltár jegyzékét össze kell állítani. Lehetőleg egy helyen tartani, hogy adott esetben a tervező vállalat tudjon olyan kijelölt kivitelezési vállalathoz fordulni, mely a talajszilárdítási feladatot korszerű berendezéssel el is tudja végezni. Véleményünk szerint kívánatos lenne, hogy az Építészügyi Minisztérium, a Közeledés- és Postaügyi Minisztérium, valamint a Nehézipari Minisztérium területén 1—1 vállalatnál belül 1—1 állandó csoport lenne erre profilizrova. Itt kellene a hozzáértő szakembereket, mind a műszakiakat, mind a szakmunkásokat csoportosítani. Természetesen ez csak akkor oldható meg, ha e szakcsoportok tervszerű és állandónak tekinthető foglalkoztatásáról idejében gondoskodás történik.

6. Fokozni kell és tervszerűen ki kell alakítani a szoros kapcsolatot a talajszilárdítást tervező és kivitelező vállalatok, valamint a vegyi anyagokat termelő, illetőleg előállító vállalatok között. Utóbbiaknak idejében ismerőniök kell mennyiségileg és minőségileg azokat a vegyi anyagokat, melyeket az építőipari vállalatok talajszilárdításaiknál fel kívánnak használni. E kapcsolat hiánya okozza azt a — manapság sokszor előforduló — hiányosságot, hogy egyes tervező vállalatok igényeit a kivitelező vállalatok se mennyiségileg, se minőségileg időben nem tudják kielégíteni. Így a vegyi talajszilárdítási megoldástól sok esetben el kell tekinteni.

7. Kívánatos lenne, hogy a talajszilárdítási kérdésekkel foglalkozó hazai és külföldi szakemberek sokkal közvetlenebb érintkezést tudjanak fenntartani. Nemcsak irodalmi munkáiknak tanulmányozásával, hanem a személyes kapcsolatok további kiépítése révén is. E kapcsolatok kiépítése során nemcsak a hazai tapasztalatok kapnának nagyobb publikációt, hanem a külföldiek eredményeit tapasztalatszere formájában könnyebben átvehetnének. Gondolunk itt elsősorban a Szovjetuniói tapasztalatcsere megszervezésére.

8. Végül említést kell tennünk azokról az újabb kísérletekről, amelyek az É. M. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalatnál bonyolódnak le, melyek az eddigi vegyi anyagok helyett újfajta vegyi anyagokat, így többek között műanyagokat használnak fel. Szükségessé tartjuk, hogy ezek a kísérletek még közbenső stádiumukban is bizonyos fokú ismertetésre kerüljenek, mert valószínűnek látszik, hogy a műanyagok alkalmazása a talajszilárdítások terén további széles perspektívák felé mutat. E kérdés a külföldi szakirodalomban itt-ott már megvilágításra került.

Az idevágó tapasztalatok felsorolása természetesen — szűk kereteinkre való tekintettel — nem volt teljes. De úgy gondoljuk, hogy mégis elegendők arra, hogy tapasztalatainkat összefoglalhassuk és ezek alapján javaslatokat tehessünk:

1. A vegyi talajszilárdítás hazánkban — a mostani vegyi anyag és elektromos áram árak mellett — csak olyan helyeken versenyképes alapozási mód, ahol más szokásosnak nevezhető alapozási módszer nem jöhet tekintetbe. Így tehát a vegyi talajszilárdítás hazánkban általános bevezetésére ez idő szerint még nem számíthat, egyes különleges alapozási problémák megoldásánál azonban nélkülözhetetlen.

2. Ha a megoldási alternatívák közül a választás mind műszaki, mind gazdasági szempontból a vegyi talajszilárdítás alkalmazása mellett szól, akkor a tervezett megoldási módot célszerű konkrét laboratóriumi vagy helyszínen végzett előkísérletekkel alátámasztani. E kísérletek kedvező eredményei után szabad csak a végleges kivitelezéshez hozzáfogni. A végrehajtott vegyi talajszilárdítási tapasztalatokat — későbbi eredményes alkalmazása érdekében — rendszeresen össze kell gyűjteni. A részletes publikációt pedig biztosítani kell.

3. Azokon a munkahelyeken, ahol a vegyi talajszilárdítást már eredményesen alkalmaztuk, ott további rendszeres megfigyeléseket kell végezteni. A beruházó szervek biztosítanak bizonyos keretet arra, hogy a sikeres talajszilárdítások — évek múltán is — rendszeresen felülvizsgálatot nyerjenek.

4. A továbbiakban is gyűjteni kell és folyamatosan közzé kell adni a talajszilárdításokkal kapcsolatos külföldi és hazai bibliográfiát, legyenek azok kutatási, tervezői vagy kivitelezői vonatkozásúak. Különösen az utóbbiakra kell nagy súlyt helyezni, mert e tekintetben aránylag kevés a tapasztalatközlés.

5. A hazai vegyipar talajszilárdítási gyakorlatban eddig legjobban bevált gépi berendezések leltár jegyzékét össze kell állítani. Lehetőleg egy helyen tartani, hogy adott esetben a tervező vállalat tudjon olyan kijelölt kivitelezési vállalathoz fordulni, mely a talajszilárdítási feladatot korszerű berendezéssel el is tudja végezni. Véleményünk szerint kívánatos lenne, hogy az Építészügyi Minisztérium, a Közeledés- és Postaügyi Minisztérium, valamint a Nehézipari Minisztérium területén 1—1 vállalatnál belül 1—1 állandó csoport lenne erre profilizrova. Itt kellene a hozzáértő szakembereket, mind a műszakiakat, mind a szakmunkásokat csoportosítani. Természetesen ez csak akkor oldható meg, ha e szakcsoportok tervszerű és állandónak tekinthető foglalkoztatásáról idejében gondoskodás történik.

6. Fokozni kell és tervszerűen ki kell alakítani a szoros kapcsolatot a talajszilárdítást tervező és kivitelező vállalatok, valamint a vegyi anyagokat termelő, illetőleg előállító vállalatok között. Utóbbiaknak idejében ismerőniök kell mennyiségileg és minőségileg azokat a vegyi anyagokat, melyeket az építőipari vállalatok talajszilárdításaiknál fel kívánnak használni. E kapcsolat hiánya okozza azt a — manapság sokszor előforduló — hiányosságot, hogy egyes tervező vállalatok igényeit a kivitelező vállalatok se mennyiségileg, se minőségileg időben nem tudják kielégíteni. Így a vegyi talajszilárdítási megoldástól sok esetben el kell tekinteni.

7. Kívánatos lenne, hogy a talajszilárdítási kérdésekkel foglalkozó hazai és külföldi szakemberek sokkal közvetlenebb érintkezést tudjanak fenntartani. Nemcsak irodalmi munkáiknak tanulmányozásával, hanem a személyes kapcsolatok további kiépítése révén is. E kapcsolatok kiépítése során nemcsak a hazai tapasztalatok kapnának nagyobb publikációt, hanem a külföldiek eredményeit tapasztalatszere formájában könnyebben átvehetnének. Gondolunk itt elsősorban a Szovjetuniói tapasztalatcsere megszervezésére.

8. Végül említést kell tennünk azokról az újabb kísérletekről, amelyek az É. M. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalatnál bonyolódnak le, melyek az eddigi vegyi anyagok helyett újfajta vegyi anyagokat, így többek között műanyagokat használnak fel. Szükségessé tartjuk, hogy ezek a kísérletek még közbenső stádiumukban is bizonyos fokú ismertetésre kerüljenek, mert valószínűnek látszik, hogy a műanyagok alkalmazása a talajszilárdítások terén további széles perspektívák felé mutat. E kérdés a külföldi szakirodalomban itt-ott már megvilágításra került.

A fentiekben kívántuk a magyarországi vegyi talajszilárdítási eljárás 10 éves tapasztalatairól összefoglaló áttekintő képet adni. A bevezetésben néhány alapfogalmat, a mechanikus és vegyi talajszilárdítások legfontosabb módszereit ismertettük. A különféle talajszilárdítások széles területét a felhasznált anyagok és technológiák szempontjából jelentősen leszűkítettük.

A felsorolt példákat elsősorban a hazai jelentősebb építőipari tapasztalatokból vettük. A hazai tapasztalatoknál súlyt helyeztünk arra, hogy rámutassunk azokra a törekvésekre, melyekkel ma a tudományos intézmények, a tervező és kivitelező vállalatok — és nem utolsósorban — a tudományos egyesületek hozzájárultak e kérdés hazai vonatkozású tisztázásához.

Végül nyolc pontból álló javaslatot állítottunk össze, amely — úgy véljük — az egész kérdés komplexumot felfeleli. Kíváncsnak látszik — véleményünk szerint — hogy ezek a javaslatok a tudományos egyesületek vonaláról az illetékes főhatóságok felé továbbíttassanak a további szükséges intézkedések megtétele céljából. Ezek a javaslatok kétségtelenül tartalmaznak már ismerteket is, de — úgy véljük — újakat is.

Reméljük, hogy ez az ismertetés is hozzájárul ahhoz, hogy ez a külföldön már bevezetett technológiai munkamódszer — az eddigi hazai tapasztalatokra támaszkodva — hazánkban is mind szélesebb körű alkalmazásra talál.

FELHASZNÁLT MAGYAR NYELVŰ IRODALOM

1. Dr. Széchy Károly: Érdekes feladatok a gyakorlati alapozás köréből. Mérnöki Továbbképző Intézet Kiadványai XVIII. kötet 40. füzet. Budapest 1943.
2. Karafiáth László: Talajszilárdítás. Mérnöki Továbbképző Intézet Kiadvány 56. sz. Budapest, 1954.
3. Ócsvár Rezső: „Mélyépítőipari tanulmányút Lengyelországban”. Magyar Közlekedés- Mely és Vízépítés 1950/5 szám.
4. Cebertowicz Romuald—Ócsvár Rezső: „Elektrokinetikus folyamatok alkalmazása a talajszilárdításoknál”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1951/10 szám.
5. Cebertowicz Romuald—Ócsvár Rezső: „Helyszíni vizsgálatok alapján nyert talajjellemzők”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1951/11—12. sz.
6. Cebertowicz Romuald—Ócsvár Rezső: „Új tapasztalatok a talajszilárdítás alkalmazása terén az alapozási munkákban”. M. T. A. Műszaki tudományok osztálya közleményei VI. kötet 1—2. szám. Akadémiai Kiadó. Budapest, 1952.
7. Karafiáth László: Talajszilárdítási eljárások. Válogatott fejezetek a földalatti vasútépítés és bányászati mélyépítés köréből. II. kötet. Közlekedési Kiadó. Budapest 1952.
8. Szalay Miklós: „Az elektrooszmózis elmélete és alkalmazásai a mélyépítésben”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1952/1 sz.
9. Dr. Széchy Károly: „Az elektrooszmózis alkalmazásának szovjet eredményei”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1952/9 szám. Alapozás I. kötet. Közlekedési Kiadó. Budapest, 1952.
10. Dr. Széchy Károly: „Talajszilárdítási eljárások alapozásoknál”. Mérnöki Továbbképző Intézet Kiadványa. Budapest, 1953.
11. Szalay Miklós: „Beszámoló a 100. számú munkabizottság működéséről a talajszilárdítással kapcsolatban”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1953/4. szám.
12. Ungy Béla: „Talajszilárdítási munkák az államvasutaknál”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1954/6. szám.
13. Vigh Ferenc: „Közet szilárdítás módszerei és eredményei”. Mérnöki Továbbképző Intézet Kiadványa, 1954.
14. Szekeres János: „Kutatási eredmények öntészeti formázó anyagok terén”. Mérnöki Továbbképző Intézet Kiadványa IV—4. Budapest 1954.
15. Ács Endre és Debreczeny Péter: „Talajszilárdítás újabb hazai alkalmazásai”. Mélyépítési Értesítő III. évfolyam 1955/6 szám.
16. Ács Endre—Regele Zoltán: „Vegyi talajszilárdítás újabb módszerei és eredményei”. Magyar Építőipar 1956/7.
17. Dr. Széchy Károly: „Alapozási és talajmechanikai tapasztalatok építkezéseinknél”. M. T. A. osztályközleménnyel XIX. kötet 1—3. szám. 1956.
18. Ács Endre és Regele Zoltán: „Szemetes salakfeltöltés szilárdítása Cebertowicz eljárással”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1957.
19. Dr. Széchy Károly: „Jelentés a M. T. A. Építési főbizottságának az alapozási talajszilárdításokkal foglalkozó munkabizottság 1957. évi munkájáról”. Kézirat. Budapest, 1957. XII. 6.
20. Petrasovits Géza: „A vegyi talajszilárdítás néhány kérdéséről és a Cebertowicz-féle eljárás gyakorlati alkalmazása”. Mélyépítéstudományi Szemle 1957/12.
21. Dr. Széchy Károly: Alapozási hibák. Műszaki Könyvkiadó. Budapest, 1958.
22. Cziglina Vilmos—Keszely Tibor—Szepesi Károly: „Új vízűve bázisú talajszilárdítási eljárás”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1958/8—9. szám.
23. Regele Zoltán: „Kísérletek lösztalaj vegyi szilárdítására”. „Mélyépítéstudományi Szemle” 1959/5. szám.
24. Ócsvár Rezső: „Talajszilárdítási eljárások tapasztalatai Magyarországon és külföldön az elmúlt 15 év alatt” az Építőipari Tudományos Egyesület győri csoportjában tartott előadás kézirata.

Hőszigetelő perlitbeton és habarcs

SZÉKELY ÁDÁM

A duzzasztott perlit építőipari alkalmazása az 1940-es években kezdődött meg. Felhasználása azóta egyre fokozódik. A perlit a korszerű építészet fontos anyagává lett.

1. A perlit duzzasztása

A nyers perlit víztartalmú vulkanikus üveg. Hazánkban, a Tokaj hegységben található. A perlit-kőzetet nyíltzíni fejtéssel bányásszák. A meddő rétegektől elválasztott perlitkőzetet töréssel, őrléssel és osztályozással készítik elő a duzzasztásra. A zúzalék szemmagysága általában 0,15–2,5 mm, de ezen belül is többféle frakciót állítanak elő. Az egyes frakciókat külön, vagy meghatározott arányban keverve duzzasztják. Az expandálás hőfokát, időtartamát, valamint a zúzalék szemcseméretét a perlitkőzet minősége határozza meg.

A duzzasztás úgy történik, hogy a perlitkőzet zúzalékot rövid idő (5–50 másodperc) alatt 900–1200 °C-ra hevítik fel. A gyors felhevítés hatására az anyag eredeti térfogatának sokszorosára duzzad. Általában egyenáramú forgó vagy álló csőkemencében duzzasztják. Rendszerint olaj-, illetőleg gáztüzeléssel.

Hazánkban a perlit építőipari felhasználására 1950-ben Hevesi Gyula akadémikus hívta fel a figyelmet. A perlit duzzasztást, az előkészületek után, az ÉAKKI-ban Szabó László osztályvezető kezdte el, majd a kísérleteket dr. Albert János a Durrakerámiai Osztály vezetője folytatta. Az 1957. évi intézeti jelentésben dolgozták fel a duzzasztott perlittel végzett kutatások eredményeit (1).

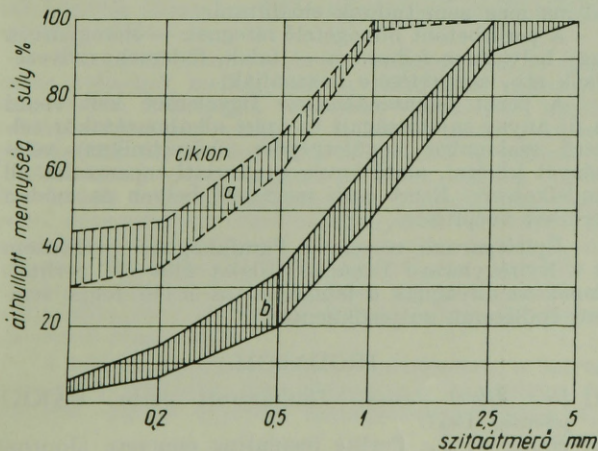
2. A duzzasztott perlit, mint könnyűbeton adalékanyag

A duzzasztott perlit minőségét halmaztérfogatsúlyával, szemszerkezetével és önszilárdságával jellemezhetjük.

A perlit halmaztérfogatsúlyát kiszáritott állapotban 10 literes mérőedényben mérjük, lazán belapátolva. A perlit halmaztérfogatsúlya számos tényezőtől függ: így a nyers perlitkőzet összetételétől, előkészítésétől, szemszerkezetétől, az égetés hőfokától, a duzzasztás időtartamától stb. Ezért a halmaztérfogatsúly értéke igen széles határok között változhat.

A duzzasztott perlit halmaztérfogatsúlya 70–200 g/dm³; az átlagos minőségű perlité 130 g/dm³.

A perlit adalékanyag másik jellemzője; a szemszerkezte. A perlit szemcseeloszlását az 1. sz. ábra tünteti fel. A szemszerkezet szempontjából megkülönböztetünk aprószemcsésű ún. ciklon perlitet (a) és folytonos szemcseeloszlású duzzasztott perlitet (b). A szemcseeloszlás nagymértékben függ a nyersperlit szemszerkezetétől. A duzzasztott perlit szemszerkezetét az előkészítéssel befolyásolni lehetett.



1. ábra. A duzzasztott perlit szemszerkezte

A folytonos szemszerkezetű perlit a szállításnál szétszétválik. Amikor egy zsák perlitet két részletben keverünk meg és ugyanazt a vízmennyiséget adjuk a zsák felső, illetőleg alsó részéből vett anyaghoz, akkor szemmel látható különbség adódik a friss perlitbeton keverékek konzisztenciájában; a nagyobb szemcsés — a zsák felső részéről vett — perlit plasztikusabb, a kisebb szemcsésű szárazabb konzisztenciájú lesz. Az egyenletes betonminőség érdekében ezt figyelembe kell venni. Amennyiben a keverőgép űrmérete miatt egyszerre nem tudjuk az egész zsákot megkeverni, akkor célszerű először homogenizálni a perlitet.

A perlit önszilárdságát, nyomással szembeni ellenállóképességét a Brouk-féle (2) vizsgálattal állapíthatjuk meg. A vizsgálathoz 7,6 cm (3 hüvelyk) átmérőjű és 12,7 cm (5 hüvelyk) magasságú fémhengert használunk. A fémhengert két részletben töltjük meg a vizsgálendő perlittel és rázással betömörítjük, majd lesimítjuk. Ezután egy fémlapot helyezünk a perlitre és addig nyomjuk össze, amíg az anyag berázott térfogatának 4/5-ére csökken. Az összenyomáshoz szükséges erőnek 1 cm²-re eső értéke jellemzi a perlit nyomással szembeni ellenállását, önszilárdságát.

A perlit halmaztérfogatsúlya és önszilárdsága között szoros összefüggés van. Minél kisebb a halmaztérfogatsúly, annál kisebb az összenyomásához szükséges erő. A tájékoztató értékeket az 1. táblázat mutatja:

1. táblázat	
A perlit	
halmaztérfogatsúlya, g/dm ³	önszilárdsága, kg/cm ²
100	1–2
140	2–3
180	4–5

A perlit önszilárdságát a halmaztérfogatsúlyon kívül még egyéb tényezők (nyersanyag, égetés, hűtés stb.) is nagymértékben befolyásolhatják.

A perlit önszilárdságának a szállítás és bedolgozás szempontjából van jelentősége, mert a 2 kg/cm²-nél kisebb önszilárdságú perlit felhasználása esetén, a szemcsék aprózódása, szétmorzsolódása már számottevő.

3. A perlitbeton és habarcs összetétele

A perlitbeton perlit adalékanyagból, cementből és vízből áll, perlit-habarcs kötőanyaga: mész és cement. A perlitbetonok és habarcsok összetételét a 2. és 3. táblázat tünteti fel.

Hangsúlyozzuk, hogy a megadott értékek nagymértékben változhatnak akkor is, ha nem átlagminőségű, 130 g/dm³ halmaztérfogatsúlyú perlitet használunk, vagy ha a tömörítés mértéke eltér attól, amelyet a táblázatban megadott bedöngölési tényező megjelöl.

A vízadagolás értékei csak tájékoztató jellegűek, mert a perlitbeton vízigénye nagymértékben függ az adalékanyag minőségétől. A 2. táblázatban megadott értékek csupán arra szolgálnak, hogy az építéshelyen próbakeverést készíthessünk a közölt adatok alapján, a felhasználásra kerülő perlittel.

4. A perlitbeton és habarcs készítése

A perlitbeton összetevőit súlyszerint mérjük ki. Az adalékanyag és a mész térfogata is mérhető, ha súlymérésre nincs lehetőség.

A perlit adalékanyag szemszerkezte adott, rostálása, osztályozása nem lehetséges. Ha a perlitbetonnal szemben támasztott szilárdsági követelmények nagyobbak, akkor a szilárdság fokozása érdekében az adalék anyag 20–40%-át természetes homokkal, habsalakkal

A perlitbeton jele (térfogatsúlya)	1 m ³ kész perlit betonhoz szükséges			Bedöngölési tényező $\frac{r}{r}$ adalék $\frac{r}{r}$ beton	Várható nyomószilárdság 28 napos korban (7 cm-es kockán) kg/cm ²
	Cement 500-as kg	Perlit (laza térfogat) m ³	víz, l		
„Perlit 300”	120	1,15	~220	1,15	5—8
„Perlit 400”	170	1,40	~260	1,40	8—12
„Perlit 500”	240	1,50	~300	1,50	15—20
„Perlit 600”	300	1,70	~330	1,70	25—35

3. táblázat

Megnevezés	Összetétel	V á r h a t ó.	
		száraz térfogatsúly, kg/m ³	28 napos nyomószilárdság, kg/cm ²
Perlit mészhabarc	Perlit : 1,00 m ³ Mészpép : 0,20 m ³	350	3—5
Javított perlit mészhabarc	Perlit : 1,00 m ³ Mészpép : 0,33 m ³ Cement 400-as : 100 kg	450	6—9

homokkal, téglatörmelékkel helyettesíthetjük. Ezzel a perlitbeton szilárdságát mintegy 1,5—2-szeresére tudjuk növelni, de ugyanakkor a térfogatsúlya is kétszeresére növekszik és így hőszigetelése nagymértékben romlik.

A perlitbetont — mint általában a könnyűbetont — kényszerkeverőgéppel kell keverni. Amíg építőiparunk nem rendelkezik kellő számú kényszerkeverővel, addig szabadesésű keverőgépet is használhatók.

Ennek hátránya azonban az, hogy a keverődob csak 50%-ig használható ki és a dob tengelyét — a kisebb töltés mellett — közel vízszintesre kell állítani. A perlitbetont szabadesésű keverőn általában úgy keverjük, hogy

a) először a cementet és vizet keverjük össze, azután a perlitet töltjük a dobba, vagy

b) először a keveréshez szükséges vizet töltjük a dobba és ebbe öntjük a kimért perlitet és cementet.

A könnyűadalékos beton keverésekor legmegfelelőbbnek tartott módszer — amikor az adalékot a keverővízzel előnedvesítjük és azután adjuk hozzá a cementet — szabadesésű keverőgép esetén nem alkalmazható, mert a cement összemosódik, beragad a keverődobba.

Gyakorlati tapasztalatok alapján, szabadesésű keverőgép esetén a két keverési mód közül az a) szerinti keverés a megfelelő.

Perlit-habarc görgőjáratos habarckeverőben nem keverhető, mert a szemcsék összetörnek.

A perlitbeton készítésének igen lényeges része az azonos vízadagolás, helyesebben a friss perlitbeton keverés azonos konzisztenciájának a biztosítása. Hőszigetelő perlitbetont jó földnedves konzisztenciával kell készíteni. Nagy vízadagolású, erősen plasztikus konzisztenciájú perlitbeton szétkeveredik, a cement-szemcsék leülepednek és a keverék nehezen dolgozható be.

Az erősen plasztikus perlitkeverők szállítás közben szétkeverednek. A földnedves konzisztenciájú perlitbeton jobban szállítható.

A perlitbeton bedolgozásakor mindig szem előtt kell tartani, hogy a cél jó hőszigetelő, könnyűbeton készítése. Ezért túlságosan erős tömörítést nem szabad alkalmazni, mert akkor a tervezettnél lényegesen nagyobb lesz a térfogatsúly.

A bedolgozás legegyszerűbb módja a döngöléses tömörítés, amit könnyűsúlyú fadöngőlővel, falapallal eszközölhetünk. A perlitbetont tömöríthető még könnyű hengerléssel is. Ezzel a módszerrel azonos terítési magasság mellett egyenletes bedolgozás biztosítható. A bedolgozáshoz használhatunk kissúlyú lapvibrátort is.

Az előregyártott perlitlapok bedolgozásához célszerűen asztal vagy zsaluvibrátor is alkalmazható.

A perlitbeton bedolgozásához merülő vibrátort nem lehet használni. Bármilyen bedolgozó eszközzel

is tömöríthetjük a perlitbetont. Egyenletes tömörségű — térfogatsúlyú — hőszigetelő betont azonban csak azonos konzisztenciával és azonos bedolgozási munkával érhetünk el.

A perlit-habarcot a szokásos vakolási technológia szerint hordják fel.

A perlitbeton készítés leglényegesebb része a bedolgozás, ezért azt betonozásban jártas szakemberre bízjuk. A bedolgozás előtt célszerű próbabetonozást is végeztetni, a bedolgozott beton térfogatsúlyának megállapítására.

A cementkötésű perlitbetont a kavicsbetonnal azonos módon kell utókezelni. Fel kell hívni a figyelmet az utókezelés fontosságára. Meleg, szeles időben a porózus perlitbetonból könnyen elpárologhat a víz és előfordulhat, hogy a cement kötéséhez szükséges vízmennyiség sem marad a betonban és így a perlitbeton felülete morzsolható lesz. A perlitbetonok jellemzőit a 4. táblázat tünteti fel. A táblázatban a nyomószilárdsági értékekre csak határértékeket adunk meg, mert a várható szilárdság sok tényezőnek a függvénye.

4. táblázat

A perlitbeton jele	Száritott térfogatsúly, kg/m ³	Nyomószilárdság 28 napos korban (7 cm-es kocka) kg/cm ²	Hővezetési tényező, kcal/m°C°
„300”	300	5—8	0,061
„400”	400	8—12	0,070
„500”	500	15—20	0,09
„600”	600	25—35	0,120

A perlit célszerűen hőszigetelőbeton és habarc készítéséhez használható fel, mert 300—400 kg/m³ térfogatsúlyú építőanyagot más, szervesen építőanyaggal ma még nem tudunk előállítani.

A perlitbetont hőszigetelő rétegnek — előregyártva vagy helyszínen felhordva — falak, födémek, csővezetékek stb. szigetelésére használják.

A perlit felhasználásakor figyelembe kell venni az új anyag sajátosságait és ezért alkalmazásakor célszerű szakember (épületgépész, hőtechnikus) véleményét kikérni, amíg kevés gyakorlati tapasztalat áll rendelkezésre. Ezért csak megfelelő helyen és módon kerülhet beépítésre.

Építőiparunk részére a Parafakőgyári perlitüzem és a Nyíregyháza-i Tanácsi Vállalat állít elő perlitet. Ennek az anyagnak a felhasználása is elő fogja segíteni épületeink súlycsökkentését.

IRODALOM

- (1) Dr. Albert János : Duzzasztott perlit, ÉÁKKI jelentés 1957.
- (2) Brouk J. J.: Perlite insulating concrete (Journal Amer. Concr. Inst. 1954. VI.)

Pincevízkárok Pest belterületén*

S Z A B Ó G Y U L A

I. Pincevízkárokról általában

Fővárosunk egyes kerületeiben a pincék egy része vízkárokat szenvedett és szenved még ma is. A vízbetörés egyes mélyebb pincékben állandóan, az év minden szakában jelentkezik, míg másutt csak egyes években, esetleg csak bizonyos évek tavaszi és nyári hónapjaiban figyelhető meg. A pincevizek következtében megismétlődő anyagi károk keletkeznek a lakók tüzelőjében, a központi fűtés kazánházában, vagy a pincében raktározott egyéb árukban.

A pincevizekkel kapcsolatban különösen sok panasz hangzott el 1957-ben. Ezen év tavaszán és nyarán keletkezett rendkívül nagyszámú pincevízkár felderítése egységes szempontok szerint átfogó vizsgálatot követelt. Az *ÉM. Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat* által végzett vizsgálatok a Főváros V., VI., VII., VIII., IX. és XIII. kerületét magában foglaló városrészre terjedtek ki, ugyanis jelentős pincevízkárokat e területen észleltek. A későbbiekben a fenti 6 kerületet felölelő városrészt röviden Pest belterületének nevezzük.

Irodalmi adatok szerint pincevízkárok keletkeztek már az 1920-as években is [1].

A fővárosi talajvíz-megfigyelő kutak vízszintadatai szerint 1940/42-ben ugyancsak magas volt a talajvíz állása fővárosukban.

Az 1954-ben a dunai árvíz okozott a parthoz közelfekvő területen ideiglenesen pincevíz károkat (1. ábra).

A fenti magastalajvízállásos évjáratokon kívül találkozunk sórványosan olyan pincevízkárokkal is, melyek hosszú éveken át, az év minden szakában megfigyelhetők.

II. A védekezés előfeltételei

A talajvízszint megemelkedése által okozott nagyszámú pincevízkárt egyszerű eszközökkel megszüntetni nem lehet. Az épület tervezésekor és kivitelezésekor a kedvező mélységben észlelt talajvízszint sok esetben helytelenül a szigetelések elhagyására, megtakarítására vezetett. A hibák utólagos kijavitása, az építéskor elhagyott, vagy azóta tönkrement szigetelés utólagos pótlása nagy költséget igényel.

Az összegyűjtött adatok értékelése a különböző vízkárok széles skáláját tárta fel. Vízkároktól szenvednek régi létesítményeink, de a vízbetörések nem kímélik a rosszul megépített, már korszerűnek tekinthető épületeink pincéit sem. A talajvízes épületek kb. 90%-a az első világháború előtt épült. A nagyobbbrészt földpadlós pincékben szigetelés nem készült.

Kétségtelen, hogy építési hibával csak az esetek egy kisebb részénél találkozunk, míg a vízkárok nagyobb részét az előre meg nem becsülhető rendkívül magas talajvízállás okozta, mely a szigeteletlen pincék elöntéséhez vezetett.

A talajvíz elleni védekezés eredményesen és optimális költségek mellett csak a hidrológiai viszonyok ismeretében lehetséges. Azonban bármilyen körülmények között hidrológiai vizsgálat is készül, mindig közrejárhatnak olyan tényezők, melyeknek a hatását a jövőre nézve előre megbecsülni nem mindig lehet. Ezért akár tudatlanság, helytelen takarékság, vagy pedig előre meg nem becsülhető tényezők váltották is ki a vízkárokat, feladatunk, hogy ezeket felmérve, és helyesen értékelve a hibák megelőzése céljából a jövőben a maximális talajvízszint elhelyezkedésére, a talajvízmozgások törvényszerűségeire világosabb képet alkossunk magunknak.

A talajvízmozgások helyes megítéléséhez, a helyes hidrológiai szemlélet kialakításához a hidrológiai és geológiai adatok egyidejű feldolgozása szükséges [4].

* Az Építőipari Tudományos Egyesületben elhangzott előadás rövid kivonata.

A hidrológiai viszonyok tanulmányozása ugyanis nem választható el a víz szállítás közeg, a víztartó talajréteg szerkezeti felépítésének tárgyalásától. Adott esetben a talaj szerkezeti felépítése döntő mértékben befolyásolja a talajvízviszonyokat, ezért a vizsgált terület rétegtani, geológiai felépítését is tisztázni kell.

A vizsgált terület részletes hidroeológiai adatait $M = 1 : 10\,000$ méretarányú térképeken és táblázatokban dolgoztam fel. A térképek az alsó vízzáró alapkőzet felszínét, a felette elhelyezkedő vízvezető és jó teherbíró kavics talaj felszínét és vastagságát, továbbá a vízzáró és alapozásra alkalmatlan tözegrétegek elhelyezkedését, valamint a becsült max talajvízszint Adria feletti magasságát mutatják be.

A térképek a szerkesztéshez felhasznált fúrásokat, a vízszintészlelésre használt kutakat, a vizespincéket ugyancsak feltüntetik. A kutak, továbbá az 1954. és 1957. évi pincevizadatok jellemző adatai táblázatokban vannak összegyűjtve. A részletes adatok az FTI tervtárában, valamint a szerzőnél is megtekinthetők [3].

III. Geológiai viszonyok

Fővárosunk altalaja igen változatos rétegződést mutat, mind a vízzáró alapkőzetet, mind az ezt fedő kavicsréteget igen sok mélyedés, régi meder szabdalja részekre, melyek a Duna és a Rákospatak egykori medrének nyomait jelzik (2. ábra).

Az altalaj felépítését a hidrológiai szempontok figyelembevételével a következőkben foglalom össze:

1. Az alsó vízzáró alapkőzet

A talajvizet alulról záró réteg különböző harmadkorú tengeri üledékekből áll.

A fúrásadatok alapján megállapítható, hogy a vizsgált területen az alapkőzet egy magasabb teraszról a Duna felé hirtelen esésben (a pleisztocén part mentén) egy alacsonyabb szintbe megy át. A magasabb pleisztocén terasz a Duna felé enyhén lejt. A teraszon az alapkőzet felszínének magassága 100–110 m között változik.

A Duna menti alacsonyabb szinten levő egykori holocén ártérület vízzáró fekéje 91–95 m A. f.-i szinten alakult ki.

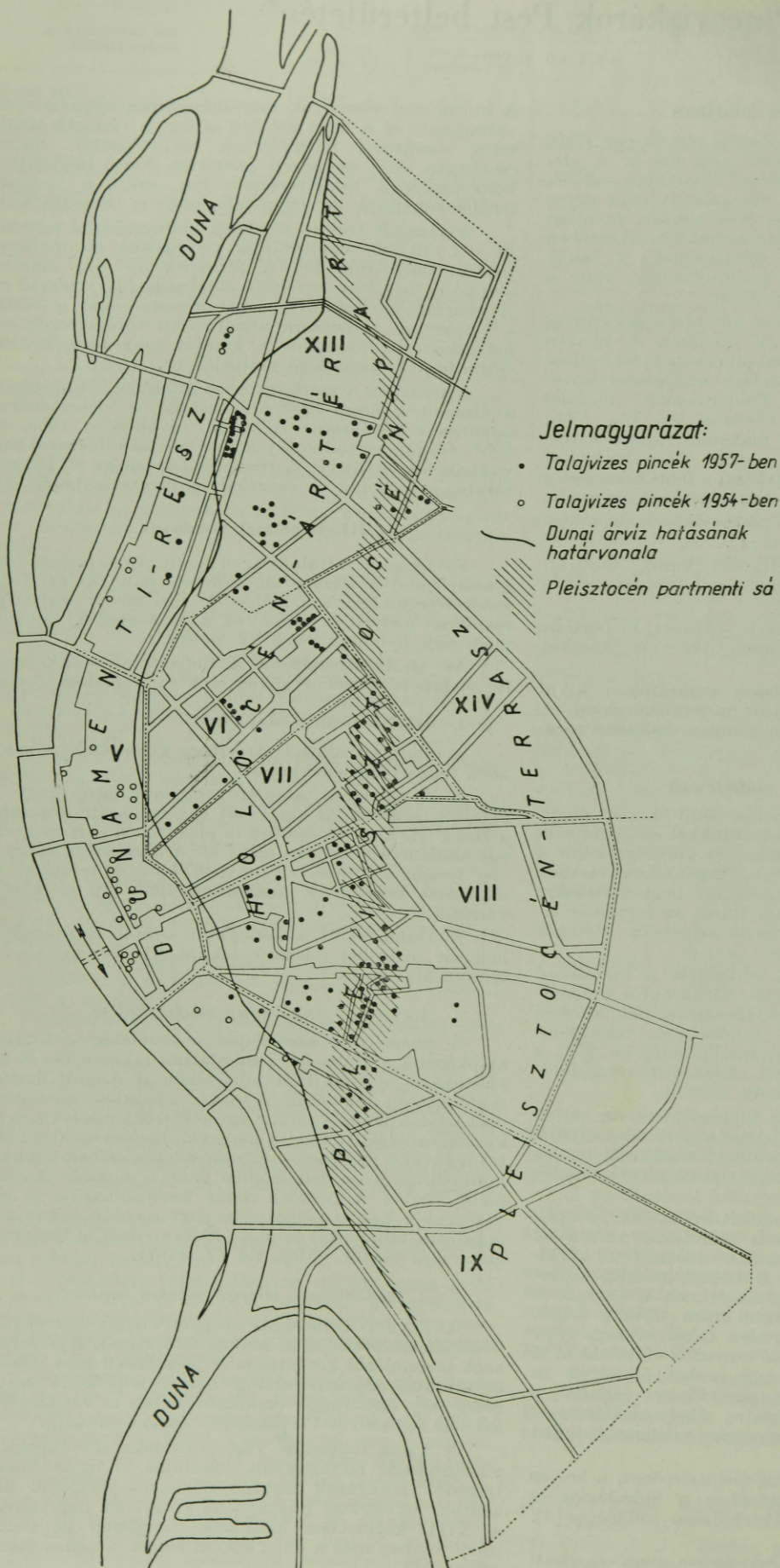
2. A vízvezető kavicsréteg elhelyezkedése

A pleisztocén kor elején a területen a vízzáró alapkőzetet a Duna kavicsbordaléka takarta be. E kavicsotakaró nyomai Pest környékén is megtalálhatók. A pleisztocén kor végén, a tenger fokozatos visszahúzódása után a Duna a terület egy részéről nemcsak a saját kavicsbordalékát ragadta magával, hanem az alapkőzetet is tovább mélyítette. E mélyebb területnek kavicsos hordalékkal való feltöltődése már a holocén korban ment végbe. A holocén ártér kavicsotakarója a legvastagabb, míg a pleisztocén part mentén a kavicsot majdnem mindenütt homok, illetve ennél is finomabb szemcséjű üledék váltja fel (1. ábra).

3. A kavicsrétegre települt vízzáró üledékek

Az egykori Duna-ágak és egyéb vízfolyások mentén lerakódó iszaprétegek az áramló talajvíznek útját állják, azok levonulását késleltetik. A pleisztocén part mentén az elvékonyodó kavicsréteg helyén képződött iszapos réteg egy összefüggő vonulatot képez a Városligettől dél felé egészen a Csepel-sziget északi csúcsáig.

A Duna fokozatos visszahúzódása következtében visszamaradt holtágakban, valamint az egyre elsekélyesedő vízfolyások mentén mocsaras területek képződtek. Az egykori Rákospatak völgyének ingoványain a XIII. kerületben hatalmas tözeztelep képződött, mely részben még a jelen század elején is nádas-mocsaras volt [3].



IV. Hidrológiai viszonyok

Fővárosunk alatt hatalmas víztömeg áramlik a Duna felé. A talajvíz szintje közelítőleg követi a vízáró altalaj esését. A mozgó talajvízréteg vastagsága a pleisztocén teraszon általában 2–4 m között változik, míg a holocén ártérben az 5–10 m-t is eléri.

A Duna–Tisza közének északi részén az alapközetet az Ósduna kavicsos hordaléka borítja. Ez a kavicsréteg szállítja az Alföldről Pest alá a talajvizet. A pleisztocén teraszon, a keletről nyugat felé áramló talajvíz a pincezinteket általában nem közelíti meg.

A pleisztocén part mentén a terasz felől áramló talajvíz szintje hirtelen néhány métert esik [4]. A feltöltéssel már kiegyenlített terepfelzsinnek szintén erősebb a lejtése ezen a területsávon.

A holocén ártérben a talajvíz áramlási sebessége, a kisebb esés következtében, nagyon lecsökken. A XIII. kerületben a régi Rákospatak mocsaras lapályaiban szétterülő talajvíz szintje időszakonként erősen megemelkedik és helyenként a terepet 2,0–2,5 m-re is megközelíti. A Nagykörút környékén a 100,2–100,5 m A. f.-i szinten becsülhető max talajvízszint a Tanács krt. és a Múzeum krt-ig kb. 100,0 m-re csökken le [4]. A Nagykörút járdaszintje 104,0–104,5 m A. f. van, míg a Kiskörút járdaszintjét ennél kb. 1,0 m-rel magasabban mértük.

A holocén árterület Duna menti része északon közelítőleg a Váci úttól, illetve a Visegrádi utcától, délebbre a Bajcsy Zsilinszky út a Kiskörút és a Soroksári út vonalától a Dunáig terjedő területet öleli fel. Ezen partmenti sáv a Duna egykori áradmányos területének része. A talajvíznívót a Duna vízállása befolyásolja. Alacsony Dunavízállás idején a folyam leszívó hatása következtében lassan csökken a talajvízszint, míg magas vízállás idején egy ellenáramlás indul meg, mely a talajvíznívót emelni igyekszik (1. ábra).

A dunai árhullámok következtében előálló talajvízszintingadozás amplitudója a Dunától távolodva rohamosan csökken. A talajban meginduló ellenáramlás a talajvíznívót a XIII. kerületben északon kb. 102,5, délebbre kb. 102–101 m A. f. szintig befolyásolja.

Az 1954. évi dunai árvíz idején végzett mérések szerint a part közelében is aránylag csak kismértékű volt a talajvízszint-emelkedés. A 103,7 m A. f. szinten tetőző 1954. évi dunai árhullám a parttól néhány száz méterre a talajvíz szintjét 101 m A. f. szintig sem tudta megemelni az V. kerületben [4].

A IX. kerületben a Dunának talajvízszabályozó hatása dél felé haladva egyre kisebb területsávra terjed ki és a Déli összekötő híd táján gyakorlatilag megszűnik, ugyanis a Soroksári Duna-ág vízszintváltozása már jelentéktelen.

V. A pincevizek eredete

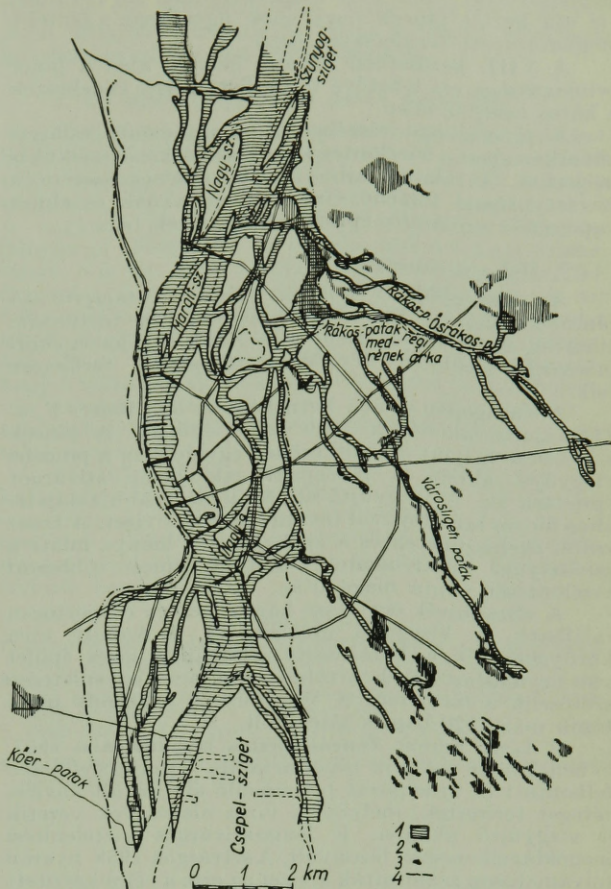
A hidrogeológiai vizsgálat alapján a talajvízszint elhelyezkedéséről képet alkothatunk magunknak [4]. Adatgyűjtésünk során megállapítást nyert, hogy a vizes pincék egy része helyi jellegű vízfolyásból származik. A pincekben vízelöntés származott szenny-csatornák hibájából, csapadékelvezető csatornák eltömődése által, vízvészeti kiömlésekből, a meglevő szigetelések utólagos áttörése következtében stb.

A XIII. kerületben az 1958. évben megvizsgált 98 eset közül 46 esetben a pincevizet a fentebb felsorolt hibák valamelyike okozta.

A fenti helyi jellegű károk részletezése jelen cikk tárgyát nem képezi.

A vizespincék másik csoportja már talajvíz eredetre utal. A talajvízszint időszakos emelkedését legszembetűnőbben a talajvizes pincék számának nagyarányú megemelkedése jelzi. Az időnként visszatérő talajvízárhullámok idején keletkezett pincevizek jelen-kekenyen érintik a vizes pincék használatát.

Az 1920-as évek magas talajvízállása az irodalmi adatok szerint kb. 75 épületben okozott pincevízkárt Pest belterületén [1]. Ezek közül mintegy 25 épület azonos az 1957-ben is vizesnek talált épülettel. A további 50 épület közül egyes épületeket azóta lebontottak, vagy átépítettek, esetleg pincepadlójukat szigetelték, feltöltötték, vagy egyéb módon oldották meg a vízteleltetésüket.



2. ábra. Budapest ósvízrajzi térképe. Dr. Pécsi Márton: Bp. természeti földrajza c. munkájából: 1. holocén medrek, 2. múlt századeleji mocsarak, 3. múlt századeleji tavak, 4. pleisztocén part

Talajvíz öntötte el 1920-ban a Dohány utcai Hungária fürdő és a Lenin körüti volt Erzsébet fürdő pincéjét is. A századforduló idején épült Hungária fürdőben és a vele szomszédos Patyolat telepen állandó üzemű talajvízszivattyúzás folyt 1954-ig. Az évtizedekig tartó szivattyúzás az épületalpok alatt kiüregelődést okozott. A kazánházi padlószint megemelése után vált csak a szivattyúzás feleslegessé. Az Athenaeum Nyomda épületének pincéjében ugyancsak évtizedek óta szivattyúzzák a vizet. A szivattyúzott kútba több alagesőszivárgó is be van kötve. A kitermelt vízmennyiség kb. 300 m³/nap. A Váci út 72. sz. alatti épület pincéjét is rendszeres talajvízszintsüllyesztő szivattyúzással védik a vízelöntés ellen. A helyszínen kapott felvilágosítás szerint naponta kb. 100 m³ vizet emelnek ki.

Az 1957. évi talajvízszintemelkedés következtében keletkezett pincevízkárok számszerint messze túlszámnyalták az 1920. évi károkat. Az összegyűjtött adatok szerint a pincevizek száma kereken 160-ra adódott (1. ábra). Megjegyzem, hogy pincevízkárok a fővárosunkban csak az általunk vizsgált és Pest belterületének nevezett területen jelentkeztek tömegesen. A vízzel elöntött pincék eloszlását a területen a hidrologiai viszonyok című fejezetben tárgyalt területrészek alapján érdemes vizsgálni.

1. Pleisztocén terasz és pleisztocén part

a) A pleisztocén teraszon előforduló néhány pincevíznek nincs jelentősége.

b) A pleisztocén part mentén végighúzódnó tözeges, iszapos talajjal feltöltött régi mederrészek fölött a megemelkedett talajvízszint kb. 65 pincében okozott vízelöntést. A vizes pincék a VII. kerületi Nefelejts utca és Murányi utca, délre a Köztársaság tér, Mátyás tér, Szigony utca és a IX. kerületi Márton utca által

meghatározott vonal köré csoportosulnak. Az 1920-ban víz alá került pincék nagy része ugyancsak a fentebb meghatározott területsávra esett.

A VIII. kerületben néhány helyen, ahol a pince belmagassága ezt lehetővé tette, feltöltéssel védekeztek a káros talajvíz ellen.

A pincék egy részében a visszahúzó talajvíz következtében a vízelöntés külső beavatkozás nélkül is megszűnt. A talajvíz újbóli megjelenésének esetére, a szivattyúzással történő víztelenítésre aknák és ehhez kapcsolódó szivárgók építésével készültek fel.

2. Holocén árterület

Az összegyűjtött adatok szerint a talajvíz 85 pincében okozott hosszabb-rövidebb ideig tartó vízelöntést. Az épületek közül 15 a XIII. kerület egykori mocsaras területén képződött tőzegtelep területére esik.

A Frangepán u. 53., Petneházy u. 56., Reiter F. u. 21/a alatti lakóházak 1940 körül épültek. A pincék szigetelése helyett az építkezéssel egyidejűleg a pincébe vízgyűjtő aknát, a pincepadló alá pedig szivárgót építettek be. A vízgyűjtő aknából magasabb talajvízállás idején szivattyúval távolították el a vizet. A hosszabb üzemszünetek és a karbantartás hiánya miatt a szivattyúk tönkrementek, ami a pince többszöri vízelöntését vonta maga után.

A vizespincék egy része három helyen csoportosan található. A Visegrádi utcában 14, a Szondy utca környékén 10, a Vörösmarty utcában 5 vizes épület van egymáshoz közel. A többi vizes pince egyenletesen szétoszlik a területen. A Visegrádi és a Szondy utcai tömb már 1920-ban is vizes volt.

A Liszt Ferenc Zeneakadémia kazánházába 1957. évben betört talajvíz távoltartására a teljes felületén felbontott és újraépített betonpadló alá rostált kavicsréteget terítettek, melyből a vizet alagsócsövek vezetik a vízgyűjtő aknába. E lemezszivárgós víztelenítési megoldás sikeresnek bizonyult. A szivárgók 1958 nyarán folyamatosan szállították a vizet az erre a célra készített aknába, melyből a vizet szivattyú emelte át a csatornába. A Gorkij fasori Offset nyomdában részben a kazánházi padlószint megemeléseével, részben pedig belső vízzáró cementvakolat szigeteléssel oldották meg a víztelenítést. A VIII. ker. Vas utca 17-ben a volt Pajor Szanatórium épületének kazánházi pincepadlóját

1920 után most ismét víz öntötte el. Az 1958. évben végrehajtott szigetelési és injektálási munkákkal sikerült a káros talajvizet a pincetértől távoltartani. A XIII. ker. Lehel u. 10/a sz. alatti épület pincéjében a padló alá egy központi vízgyűjtő aknából kiindulva több irányban szivárgó bordákat építettek be 1958-ban. Az akna fölé szerelt szivattyút a felemelkedő talajvíz önműködően kapcsolja be. Ugyanilyen rendszerrel víztelenítik sikeresen a Gömb u. 57. sz. épület pincéjét is. Az újjáépülő Royal Szállónál a pincék víztelenítése még megoldásra vár (3. ábra).

3. A holocén árterület Duna menti része

1957-ben pincevízkár itt nem keletkezett számottevő mennyiségben. Az ekkor észlelt néhány pincevízkár inkább állandó jellegű, ezért nem lehet az 1957. évi magas talajvízállásnak tulajdonítani. A Visegrádi u. 60. sz. épület rendkívül mély alsó pincéje nemcsak a magas talajvízállásos időszakban kerül víz alá, hanem már az átlagos talajvízállás idején is észlelhető a pincében víz. Hosszú éveken át borítja víz az Iparművészeti Múzeum Üllői út 33. sz. alatti épületének pincepadlóját is. A fenti két épület, valamint a Tompa u. 11. sz. alatti bérház pincéje már 1920-ban is vizes volt [1].

Az 1954. évi dunai árvíz idején a Duna menti részen kb. 30 épület pincéjében tört fel a víz. A dunai árvíz következtében keletkezett pincevízkárok nagy része csak néhány hétig tartott és jelentőségben is messze elmaradtak az 1957. évi károk mögött (1. ábra).

VI. Talajvízszint megemelkedésének okai

1. Csapadék hatása

A talajvíz fő táplálójának elsősorban a csapadék említendő meg. A csapadék hatása azonban nagyon nehezen értékelhető ki. A csapadék nagy része a felszínen lefolyik, le sem jut a talajvízig. A párolgás és növényzet vízfogyasztása a csapadék hatásának pontos figyelembevételét még jobban bizonytalanabbá teszi.

A magas talajvízállásos 1920., 1940., 1957. évek előtt figyelve az évi csapadékokat megállapítható, hogy a fenti időszakot mindhárom esetben csapadékos évek előzték meg.

A csapadékdús és csapadékszegény évjáratok periodikus váltakozása maga után vonja a talajvízszint éveken át tartó lassú emelkedését, majd utána annak fokozatos apadását. A talajvízárhullámok tetőzésének ideje a pincevizek megjelenésével jól rögzíthető. A talajvízkutak 1949/50. évi rendkívül alacsony vízállása ugyancsak összhangban van a fenti megállapításokkal.

A talajvízszint ingadozásánál a többéves perióduson belül megfigyelhető évi, napi vízállásváltozásoknak a pincevizek szempontjából jelentőségük nincs.

2. Duna vízállás hatása

A Duna vízállásnak talajvízszabályozó hatása a hidrológiai viszonyok c. fejezetben leírt Duna menti részre terjed csak ki közvetlenül. A Duna-vízállás hatása a talajvízre a pincevízkárokat illetően Fővárosunkban kisebb jelentőségű. Legalábbis az 1954. évi árvíz idején végzett talajvízszint megfigyelések ezt bizonyítják.

3. Egyéb talajvízszintet befolyásoló tényezők

A talajvízszintre befolyással van a talajvíz felhasználása. Azonban a talajvíz felhasználás Pest belterületén ma már mindinkább megszűnik. Az üzemek a területről lassan kiszorúlnak, a meglevők pedig az olcsó hálózati vízfogyasztásra térnek át. Az utóbbi években a holocén árterben a csapadék hatására keletkezett talajvízszintemelkedést tovább növelhették az 1945 után megszűnt vízkivételezések, valamint a városi csatornahálózathoz elszivárgó vizek is. Köztudomású, hogy régi és felújításra váró csatornahálózatunk állapota a háborús cselekmények, valamint a karbantartás hiánya következtében tovább romlott. A vízvezeték-



3. ábra. Az újjáépülő Royal szálló grill helyiségét ma még talajvíz borítja

hálózat sérülésének hatása a talajvízszintre már kisebb jelentőségű.

A kiépített dunai partfalak a Duna-víz és a talajvíz egymáshatását jelentősen akadályozzák. A partfalak vízzáró hatása különösen érvényesül ott, ahol a partfalak alapozásához szádfalazást is alkalmaztak, továbbá ott, ahol a part mentén vastag iszaptakaró is települt.

A talaj szerkezeti felépítése különösen a XIII. kerület tözezes területein zavarja meg a talajvízszint normális kialakulását. A tözegréteg felett összegyűlő csapadékvíz (általajvíz) sokszor okoz bosszúságot az épületek pincéit használóknak.

VII. A jövő feladatai

1. Az előforduló épületkárok megszüntetése

Károsult épületeinket meg kell védeni az időszakosan visszatérő talajvíz okozta kellemetlenségektől.

A csatornahálózat rekonstrukciójának és fejlesztésének távlati terveinél a talajvíz-problémák megoldásának lehetőségeit is lehetőleg figyelembe kell venni. A talajvízzel veszélyeztetett területeken, ha ezt a műszaki feltételek megengedik az átépítésre kerülő csatornákat oly mélyen kell vezetni, hogy szükség esetén egy természetes drénező hatást lehessen vele biztosítani. Ha a csatorna mélyebbre helyezése nem oldható meg, a csatorna alá vízgyűjtő galériát építve időszakos magas talajvízállás idején a galériából vizet termelve ki a talajvízszint a veszélyeztetett pincék környékén csökkenthető. A fenti átfogó, nagyobb területet magában foglaló talajvízszintsüllyesztés megépítése nagy költséget igényel. Csak ott jöhet szóba, ahol megépítésével sok vizes pince vízteleníthető.

A vizsgált területen szétszórtan jelentkező pincevizeknél az egyedi, pincénkénti víztelenítési megoldást

kell előtérbe helyezni. Szivárgóépítés és szivattyúzás, feltöltés, vb. technőszigetelés, vagy ezek kombinációjával létesített víztelenítés közül a pincék szárazsági követelményei alapján kell választani.

2. Új létesítményeknél a károk megelőzése

Városrendezésnél, új építkezéseknél a múltban keletkezett károk, hibák tapasztalatai alapján, minél több megfigyelési adat felhasználásával kell a talajvízszintet, és a szigetelés mértékét meghatározni. A nagyobb területre kiterjedő hidrológiai vizsgálat feltétlenül előnyösebb az egyedi, épületenkinti értékelésnél. Sok-sok adat egységes szempontok szerinti feldolgozása nagyobb biztonságérzetet kölcsönöz az azt felhasználóknak. Ezért halaszthatatlan sürgős feladat lenne, hogy Fővárosunkban a talajvízszint megfigyelést Nagy Budapestre kiterjesszék. Köztudomású, hogy a külterületek beépítése fővárosunk távlati fejlesztési terveinek szerves részét képezi. Ugyanakkor a talajvízhelyzet értékelésére megfigyelési adatok egyáltalán nincsenek.

Rendkívül fontos lenne, hogy a jelenlegi szerény kútfigyelő-hálózat mielőbb kielégítő módon kiegészítésre kerüljön. Csak így biztosítható, hogy a külterületek beépítésével kapcsolatban az előtervezők részére részletes, megbízható hidrológiai térképeket tudunk készíteni.

IRODALOM

1. Horusitzky H.: Budapest Duna balparti részének talajvíze és általajának geológiai vázlata, M. kir. József Műegyetem, Bp. 1935.
2. Dr. Várady György: A főváros területén az 1954. évi árvíz hatására jelentkező pincevizek és legmagasabb talajvízállások, Földmérő és Talajvizsgáló V. Budapest 1955.
3. Szabó Gyula: Tanulmány Pest pincevizeinek vizsgálatáról, Földmérő és Talajvizsgáló V. Budapest 1958.
4. Szabó Gyula: Pest belterületének hidrogeológiai viszonyairól, Hidrológiai Közöny 1959. 6.

A termelőszövetkezeti építkezések néhány gazdasági vonatkozású kérdése

(Hozzászólás a Magyar Építőipar 1959. évi 7. számához)

BELLOSEVICH SÁNDOR

A Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat ez év eleje óta intenzívebben kapcsolódott be az új termelőszövetkezeti községek és majorok építkezéseinek előtervezési munkáiba. Ezen belül az új tsz.-ek vízellátásának megoldásához igyekszünk minél hathatósabb segítséget nyújtani.

Bizonyos csalódást keltett, hogy a Magyar Építőipar 7. számában megjelent, kétségtelenül igen értékes négy cikk közül csak Horgár Viktor: „A közművek jelentősége falun” c. cikke érinti általánosságban a falu vízproblémáját, de szorosan véve a tsz.-ekről nem tesz említést. Ezen hozzászólásunkkal fel szeretnénk hívni a figyelmet az új majorhelyek kijelölésénél, a vízbeszerzés jelentőségére.

Mikor kell a tervezésnél bekapcsolni a vízellátás kérdését?

Sajnos, ma még nem vált vérévé a tervezést és beruházást irányító szerveknek, hogy a munka kezdetén, a beruházás azonnali és távlati körvonalazásánál figyelembe vegyék általában a közművesítés lehetőségeit. Nem kívánom alábecsülni a közművesítés egyéb ágait, de hangsúlyozottan kiemelem az ivóvíz-kérdés elsőrendű fontosságát. Egyértelműen le kell szögezni, hogy a vízellátás problémáját mindenek előtt, de legalábbis párhuzamosan a mezőgazdasági megfontolásokkal kell megtervezni.

Mit jelent az, ha elhanyagoljuk, egyéb megfontolások mögé soroljuk a vízellátást?

Köztudomású dolog, hogy ivóvizet akárhol, akár milyen mennyiségben, megfelelő minőségben nem lehet

előteremtteni. A megfelelő víz beszerzése sokszor évekig tartó fáradságos kutatás eredménye és még ez sem garancia arra, hogy mindig tökéletes és minden igényt kielégítő megoldást találunk. Tehát megfelelő víz biztosításához elsősorban időre van szükség.

További lényeges tényező az anyagi fedezet biztosítása. Ennek alátámasztására legyen szabad megemlítenem, hogy pl. új árszinten egy 100 m mély, ivóvíz minőséget szolgáltató furt kút ára megközelíti a 200 000,— Ft-ot. A kúthoz tartozó gépészeti, építészeti, csőhálózati és egyéb beruházások — víztisztítás nélkül — általában szintén többszáz ezer forint körül mozognak.

Amikor tehát tsz. központokat, istállókat és egyéb beruházásokat telepítünk, elsősorban az adott vízellátási lehetőséget kell megvizsgálni, mert nagyon könnyen előfordulhat, hogy ez a „kissé mellékesnek” tartott téma az egyéb beruházások többszörösét igényli.

Hogyan határozzuk meg a szükséges vízmennyiséget?

Talán egyik legkevésbé egységes szempont a víz-szükséglet mennyiségi kérdése. Bármilyen beruházásról van szó, bármilyen célra, a technológusok, sőt még a szaktervezők is a legnagyobb könnyedséggel kezelik az egyáltalában nem kimeríthetetlen jó minőségű ivóvíz mennyiségének kérdését. A tsz.-ek vonatkozásában azt tapasztaltuk, hogy elbágyatellizálják ezt a kérdést. Beszorozzák a számosállat állományt egy fix vízmennyiséggel (amit nem tudni, honnan vesznek) s az így kapott vízmennyiséget mint szükségesét tüntetik fel. Itt nagy segítséget jelentene az átdolgozás alatt álló MSZ 15 090 sz. szabvány mielőbbi megjelenése.

A távlati, komplex módon számított vízigényt, amely magába foglalja a legkorszerűbb agrotechnikai eljárások alkalmazását, ritkán tapasztaltuk. Ennél a távlati vízigénynél célszerű figyelembe venni nemcsak az istállók tisztán tartását, az állatok — mai technológiánál fejlettebb — itatását és higiéniai követelményeit, hanem többek között a tejjelgazdálkodással és a gépesítéssel kapcsolatos távolabbi időpontban jelentkező vízigényeket is. Nem hagyhatók figyelmen kívül a *tűzvédelmi* előírások leg gondosabb betartása sem, *ami jelen kérdésünknek rendkívüli fontosságú*. Valahol, valamilyen formában tárolni kell annyi vízmennyiséget a meglévő csőhálózati adottságokon és a kút teljesítményén felül, amellyel gyors segítséget tudunk nyújtani. Ezért tartjuk helyesnek olyan megoldások tervezését, ahol a vízbeszerzési mű egyuttal megfelelő tárolótérrel rendelkezik (nagyátmérőjű aknakutak). Ilyen vízbeszerzési művek telepítése a kutak élettartamának és vízhozamának növelése mellett szükségteenné teszi a külön tűzvédelmi célokból előírt tárolóterek építését.

További megfontolásra tart igényt a tsz. dolgozóinak közvetlen háztartási, higiéniai és élelmezési szükségleteit biztosító vízmennyiség kérdése is. Ebbe szorosan beletartozik a dolgozók fejlettebb szociális igényeit (pl. zuhanyozó), valamint a közösségi igényeket kielégítő egyéb kulturális beruházások (egészség ház, óvoda, üzemi konyha, orvosi rendelő, iskola, kultúrház stb.) vízszükségletének biztosítása. Messzemenően helytelen volna úgy tervezni bármilyen vízberendezést, hogy ne vizsgáljuk meg az itt röviden előadott szempontokat.

Ideiglenes vagy végleges vízművet kivitelezünk-e?

Tekintetbe véve, hogy *egy év alatt két millió katasztrofális holdon vezetjük be a mezőgazdaság nagyüzemi átalakítását* — ami világviszonylatban is egyedülálló —, feltétlenül megfontolandó, hogy az azonnali megoldást milyen mértékben építhetjük be a végleges kiépítésbe. Ez a probléma építészeti vonalon is állandóan felmerül és tekintettel a súlyos anyagi következményekre, vízbeszerzési szinten sem zárkozhatsz el a témakör legalább futólagos megvilágításától. Az azonnali megoldások — jelenleg ezek vannak előtérben —, elsősorban gyakorlott geológus bekapcsolását igénylik. A kérdést tehát kettéválasztjuk egy geológiai és egy műszaki vonatkozású megfontolásra.

A termelőszövetkezetek új majorhelyeinek kijelölésénél jelentkezik a geológus szerepének fontossága. Már az eddigi gyakorlat is bebizonyította, hogy a geológus semmi esetre sem nélkülözhető a helykijelölési bizottságból. Többször előfordult, hogy a geológust már kész helyzet elé állították, s ugyanakkor az adott területen a szükséges víz egyáltalán nem, vagy csak igen gazdaságtalanul volt beszerezhető. Ez eredményezte azt, hogy néhány esetben — amikor az építkezést még nem kezdték meg — utólag második bizottsági kiszállásra volt szükség új, megfelelőbb majorhely felkutatására. Népgazdaságilag még helytelenebb volt, mikor az építkezés megkezdése után utólag kérték fel a geológust véleményadásra. Így kénytelenek voltunk a vizet a majortól távolabbi helyről biztosítani, s magas üzemeltetési költségekkel a felhasználási helyhez szállítani.

Nehezen eldönthető kérdés, mi a gazdaságosabb: az első lépcsőben jelentkező azonnali szükséglet kielé-

gítése ideiglenes mű kiépítésével, vagy pedig a pillanatnyilag talán nagyobb beruházási költségeket jelentő végleges távlati megoldás.

A geológus szerepe ott domborodik ki, amikor kritikáival tudja értékelni a helybeliek, előző vízhasználatához viszonyítva túlértékelt, hidrogeológiai közléseit. Egyes területeken a geológus eleve megállapítja, hogy pl. még nagy teljesítőképességű aknakutak telepítésével is csak a kezdeti igények fedezhetők. A távlati szükséglet viszont csak furt kút létesítésével biztosítható. Ennek kivitelezésével feleslegessé válnak az ideiglenesen létesített aknakutak. Ez jelenti azt, hogy ilyen esetekben feltétlenül gazdaságosabb az első lépcsőben a távlati szükségletet is kielégítő furt kút kiépítése. A vízbeszerzés vonatkozásában, népgazdaságilag sok esetben helyesebb a jövőnek tervezni.

Tekintsük elsőrendű kérdésnek a vízbeszerzési hely fejlesztési lehetőségeit. Amennyiben erre mód van, gyakorlatilag a kérdés nem igényel különösebb megfontolást, mivel a kutak egyszerű szaporításával általában közel lineárisan növelhető a vízmennyiség is. Ha viszont eleve úgy látjuk, hogy csak kötött lehetőségek vannak, — s általában sajnos ezzel állunk szemben —, úgy távolról sem mindegy, hogy milyen megoldást választunk. Nagy szerepet játszik a kiviteli időtartam és költség, kivitelezői kapacitás, társadalmi munka, tsz. saját erejű kivitelezése (ami pl. egy aknáskútnál kb. 100 000,— Ft. megtakarítást is jelenthet), továbbá a bővítés lehetősége. A tervezőnek pontosan kell ismernie az összes tényezőt ahhoz, hogy a számos megoldás közül a lehető legjobbat választhassa ki. Semmi esetre sem szabad őt erőltetve befolyásolni az azonnali megoldás sürgetésével, mert eddigi tapasztalataink alapján ebből semmiféle előny nem származott.

Egy központi nagy és minden kérdést magába foglaló szervezet szükségessége az egész tsz.-mozgalom műszaki irányítására

Fenti kérdések megtárgyalása után hidrológiai szempontból úgy érezzük, hiányzik egy olyan tervezést és kivitelezést, de nem utolsó sorban az általános szervezést, valamint a pénzügyi lebonyolítást magába foglaló *generál-irányító szervezet* felállítását, amellyel reméljük, hogy mindnyájunk által köztudott számos bizonytalanság megszüntethető lenne.

Akkor, amikor teljes elismeréssel adózunk a jelenleg igen nagy megterhelés alatt álló mezőgazdasági tervezői kivitelezői és beruházó vállalatoknak, leszögezzük, hogy a velük kapcsolatos többszöri érintkezés bennük is megérlette a problémák ezúton való rendezését.

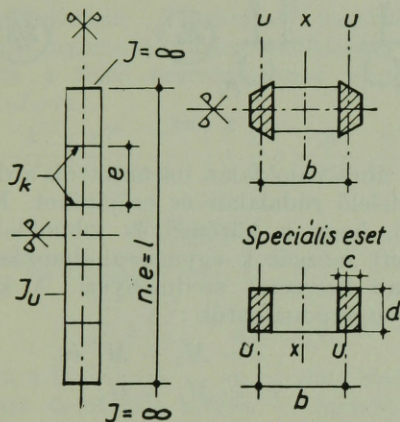
Ma még csak kezdetén vagyunk nagyüzemi gazdaságunk kialakításának, de már a kezdeti nehézségek is utalnak arra, hogy bizonyos egységes koordináció nélkül menthetetlenül meg fogunk rekedni egy-egy részlet feladatban. Nem látjuk, mert nem is láthatjuk, a szakprofil szemüvegén keresztül az egész nagy egységet, ezért nem tudunk hathatós segítséget nyújtani. Csak azt tudjuk — azt hisszük ezt mindnyájunk nevében egységesen mondhatjuk —, hogy minden készségünk, mérnöki tudásunk rendelkezésre áll, hogy a szocializmus építésének ezen egyik legfontosabb és legnehezebb feladatokat jelentő szakasza minél simábban és minél gyorsabban a megvalósítás szakaszába juthasson.

Vierendeel-jellegű, hevederezett keretrudak keretállandóinak pontos meghatározása

KORDA JÁNOS

Acél és előregyártott vasbeton szerkezeteknél egyaránt gyakran kerülnek alkalmazásra Vierendeel-tartó jellegű, hevederezett keretszlopok. A keret Cross—Morris, illetőleg Guldán módszerrel való számításához szükséges a hevederezett kialakítású keretrúd keretállandóinak ismerete.

A hevederezett rúd lényegében Vierendeel-tartó, mely statikailag és kinematikailag egyaránt sokszorosán határozatlan szerkezet. Az 1. ábrán feltüntetett, a gyakorlatban legsűrűbben előforduló esetre megadjuk a szükséges keretállandók levezetett képleteit. A képletek viszonylag egyszerűek, de a kidolgozott grafikonok alkalmazásával a számítási munka különösen könnyűvé válik. Az eredményekből kitűnik, hogy a „Vierendeel-hatás” elhanyagolása általában nem indokolt.



1. ábra

Jelölések: (lásd 1. ábrát is). Egy övkeresztmetszet tehetetlenségi nyomatéka a saját súlyvonalára: J_u

A két öv területének összege: F

A teljes szelvény tehetetlenségi nyomatéka:

$$J_x = 2 J_u + \frac{b^2}{4} F$$

Keresztkötés (heveder) keresztmetszeti területének tehetetlenségi nyomatéka a súlypontján átmenő, tartó síkjára merőleges tengelyre: J_K .

n = a lyukak száma.

Az oszlop geometriai arányait tartalmazó alkalmazásra kerülő paraméterek:

$$\beta = \frac{J_x}{J_u} = 2 + \frac{b^2 \cdot F}{4 J_u} \geq 2$$

(β kifejezésre juttatja az öveknek a rúd nyíróigénybevételére következtében való meggyűrűléséből származó hatást. A levezetett képletek a prizmatikus tömör rúd képleteibe mennek át, ha $\beta = 0$).

γ a hajlékony hevederű rúd másodrendű nyomatékainak aránya a végtelen merev hevede-

rezésű rúd másodrendű nyomatéki ordinátáihoz viszonyítva. Értelmezve C ábra mellékleten.

$$u = \frac{1}{2 + 6 \frac{J_K}{J_u} \frac{e}{b}}$$

(u a hevederek hajlékonyságának számításba vételére szolgál. Ha a hevederek végtelen merevnek tekinthetők: $u = 0$. Ha a hevederek végtelen hajlékonyak: $u = 0,5$).

μ n -től és u -tól függő, grafikonban és táblázatban megadott tényező ($\mu \geq 1$). Értelmezi a (13) jelű képlet.

Téglalap keresztmetszetű övek esetén:

$$\beta = 2 + 6 \left(\frac{b}{c} \right)^2 \geq 2$$

ahonnan

$$\frac{b}{c} = 0,408 \sqrt{\beta - 2}$$

Keretállandók jelölése

	Vierendeel-hatás elhanyagolásával	Pontosan
Merevségi tényező	$s_x = \frac{4EJ_x}{l}$	$s = \sigma \cdot s_x$
Rúd merevségi tényező	$z_x = \frac{6EJ_x}{l^2}$	$z = \zeta \cdot z_x$
Oszlopmerevségi tényező ...	$k_x = \frac{12EJ_x}{l^3}$	$k = \kappa \cdot k_x$
Átviteli tényező	$a_x = 0,5$	a
Keressük σ , ζ , κ és a képleteit		

Feltevések:

Feltételezzük, hogy az övek keresztmetszete a tartó hossza mentén nem változik. A két szélső keresztkötés tehetetlenségi nyomatéka végtelen nagynak tekinthető, a többi keresztkötés pedig egymással megegyező merevségű. A gyakorlatban előforduló szerkezetek ezeket a feltételeket legtöbbször kielégítik. Az övrudaknak a normál-erők hatására bekövetkező alakváltozásait a végkeresztmetszetek mozgásainak számítása során figyelembe vesszük, de elhanyagoljuk az abszolút alakváltozás másodrendű nyomatékokat befolyásoló hatását. Ez az elhanyagolás a keretállandók értékére nincs kihatással, csak a γ tényezők értékét befolyásolja, de azt is inkább csak akkor, ha β egészen kicsi.

Eredmények:

$$\sigma = \frac{n^2 + 0,125 \beta \cdot \mu}{n^2 + 0,5 \beta \cdot \mu}$$

$$\xi = \kappa = \frac{n^2}{n^2 + 0,5 \beta \cdot \mu}$$

$$a = \frac{0,5 n^2 - 0,125 \beta \cdot \mu}{n^2 + 0,125 \beta \cdot \mu}$$

A képletekből kitűnik, hogy $0,25 < \sigma < 1$; $0 < \xi = \kappa < 1$; és $-1 < a < +0,5$.

Könnyen belátható, hogy a tényező negatív is lehet, ugyanis a Vierendeel-hatás éppen abban nyilvánul, hogy a rúd nyíróigénybevételének hatására — a másodrendű hajlítások közbejöttével — létrejövő alakváltozások egyáltalán nem hanyagolhatók el, sőt gyakran jelentősebbek, mint az elsőrendű hajlítógénybevételből származó alakváltozások. Ezért trapéz alakú elsőrendű nyomatéki ábra esetén is könnyen létrejöhet a merevségi tényező definíciójának megfelelő mozgás. A dr. Csonka által kidolgozott „tisztá elferdülés” esetén is $a = -1$; minthogy a rúdban mozgás közben nem változik a nyíróigénybevétel. Hevederezett rúd esetén a nyíróerőkkel szembeni merevség minden határon túl csökken, ha $\mu \cdot \beta \rightarrow \infty$ és ekkor a tart a -1 felé.

Fenti képletek alkalmazásának megkönnyítésére az A és $B/1$, $B/2$, $B/3$ nomogramok szolgálnak.

Az A jelű nomogram a μ tényező értékeit tünteti fel az u paraméter és n osztás szám függvényében. A megfelelő n értékkel megjelölt görbe pontjainak ordinátái az összetartozó u és μ értékeket adják meg. μ számértékeit az A jelű nomogramon kívül az 1. táblázatban is megadjuk.

1. táblázat

μ tényező értékei

u	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,45	0,5
μ_1	1,00						
μ_2	1,00	1,600	2,200	2,800	3,40	3,70	4,00
μ_3	1,00	1,887	3,000	4,42	6,33	7,53	9,00
μ_4	1,00	2,040	3,480	5,61	9,11	11,87	16,00
μ_5	1,00	2,133	3,780	6,43	11,47	16,22	25,00
μ_6	1,00	2,193	3,987	7,01	13,35	20,24	36,00
μ_7	1,00	2,240	4,127	7,43	14,87	23,82	49,00

μ tényező a hevederek hajlékonyságának hatását juttatja kifejezésre. μ u -nak a függvénye. Ha a hevederek merevsége végtelen nagyra tekinthető: $\mu = 1$. Különben $\mu > 1$.

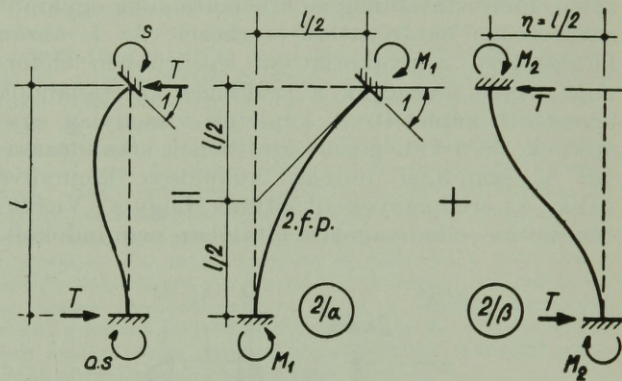
A B jelű nomogramok koordinátarendszerének n tengelyén a hevederezett rúd lyukainak száma — illetőleg a nomogram kiegyenesítése céljából $\log n^2$ — van felmérve. A másik koordináta a $\beta \cdot \mu$ értékeket tünteti fel. Ez a skála is logaritmikus, hasonló okból. A diagrammokból σ , a , illetőleg $\xi = \kappa$ értékek úgy állapíthatók meg, hogy megnézzük, vajon a szóban forgó n és $\beta \cdot \mu$ ordinátáknak megfelelő pont az egyenes sereg milyen

kötázású vonalára esik. Két vonal között interpolálunk.

Levezetés:

Igazoljuk a közölt képleteket és értelmezzük a bennük szereplő μ tényezőt.

Merevségi tényező (s) alatt értjük azt a nyomatékot, amely az egyik rúdvégre működve, azt egységnyi szöggel elfordítja, miközben a szóbanforgó végkeresztmetszet súlypontja helyben marad. Ugyanakkor a rúd másik végkeresztmetszetén $a \cdot s$ nagyságú nyomaték keletkezik.



2. ábra

A 2. ábra baloldalán feltüntettük a definíciónak megfelelő rúdalkot és erőjátékot. Könnyen belátható, hogy a középső és jobboldali ábrán feltüntetett mozgások egymásrahalmazása éppen a baloldali helyzetet eredményezi. A keletkező erők is szuperponálhatók:

$$s = M_2 + M_1 \text{ és}$$

$$as = M_2 - M_1, \quad (1)$$

ahonnan:

$$a = \frac{M_2 - M_1}{M_2 + M_1} \quad (2)$$

A $2/a$ ábrán feltüntetett esetben a nyíróigénybevétel zérus, ezért másodrendű nyomatéki ábra és Vierendeel alakváltozás nincs. A felső keresztmetszet szögelfordulása:

$$I = \frac{M_1 l}{EJ_x}$$

ahonnan:

$$M_1 = \frac{EJ_x}{l} \quad (3)$$

A $2/b$ ábra esetében nyomatéki egyensúlyból következik, hogy

$$M_2 = \frac{lT}{2} \quad (4)$$

(3)-at és (4)-et (1)-be és (2)-be behelyettesítve:

$$s = \frac{lT}{2} + \frac{EJ_x}{l} \quad (5)$$

$$a = \frac{\frac{lT}{2} - \frac{EJ_x}{l}}{\frac{lT}{2} + \frac{EJ_x}{l}} \quad (6)$$

Szükséges még az (5) és (6) képletek jobb oldalán szereplő T érték értelmezése. További

független statikai egyenletünk nincs. A vizsgált tartó külsőleg statikailag egyszeresen határozatlan. T értelmezéséhez alakváltozási egyenletet kell felírni. Azt a T értéket keressük, mely a $2/\beta$ ábrának megfelelően a felső keresztmetszet elfordulás nélküli $\eta = \frac{l}{2}$ nagyságú eltolódását okozza. Ez a feltétel alkalmas T értelmezésére (7).

T hatására a $2/\beta$ ábra szerinti tartón fellépő η eltolódást két lépésben számítjuk. *a)* lépésben kiszámítjuk azt az η_a eltolódást, amely akkor keletkezik, ha a hevedereket végtelen merevnek képzeljük. *b)* alatt meghatározzuk azt az η_b többleteltmozdulást, ami az *a)* szerint már deformált tartón keletkezik, ha a végtelen merevnek képelt hevederek hirtelen rugalmassá válnak.

a) Az övek abszolút alakváltozásából származó η érték:

$$\eta_{absz} = \frac{l^3 T}{12 EJ_x}$$

(tömör, prizmatikus rúd hasonló számításából ismert érték).

A másodrendű „Vierendeel” alakváltozás a másodrendű nyomatéki ábra területének statikai nyomatéka a felső keresztmetszet vízszintesére osztva $E \cdot J_u$ -val.

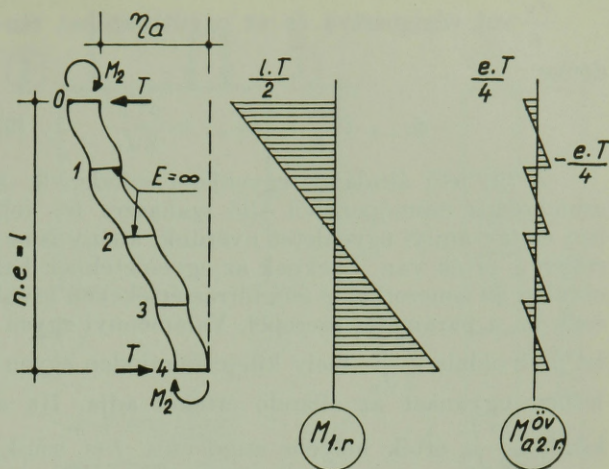
$$\begin{aligned} \eta_{a2.r} &= n \frac{1}{EJ_u} \left(\frac{eT}{4} \cdot \frac{e}{2} \cdot \frac{1}{2} \right) \frac{2}{3} e = \frac{n^3}{n^2} \cdot \frac{e^3 T}{24 EJ_u} = \\ &= \frac{l^3 T}{n^2 24 EJ_u} \\ \eta_a &= \eta_{absz} + \eta_{2.r} = \\ &= \frac{TI^3}{12 E} \left(\frac{1}{J_x} + \frac{1}{2 n^2 J_u} \right) \end{aligned} \quad (8)$$

b) Ha a hevederek — az *a)* alatt részletezett módon már deformált tartón — hirtelen rugalmassá válnak, a 3. ábrán 1, 2 és 3-mal jelölt csomópontok ismeretlen φ értékkel az óramutató járásával ellentétes értelemben elfordulnak, és a felső továbbra is végtelen merev heveder eltolódása η_b értékkel megnő.

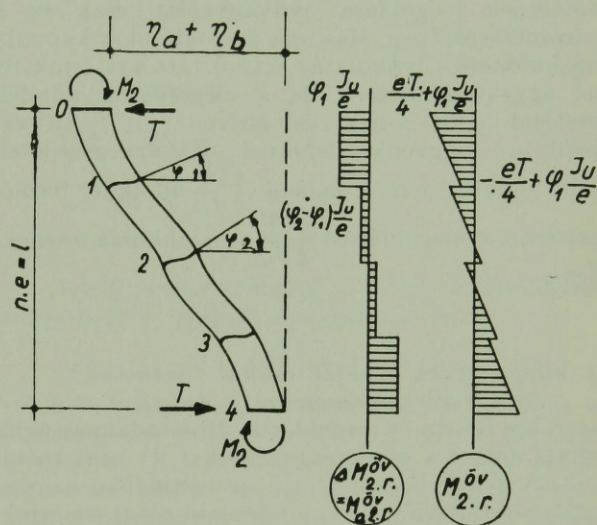
A 3. ábrán feltüntetett *a)* esetre érvényes másodrendű nyomatéki ábra a csomópontok elfordulása következtében megváltozik. Hozzáadódhatnak többletnyomatékok, melyeket a 4. ábra $\Delta M_{2.r}$ ábrája tüntet fel. A 4. ábrán a végleges $M_{2.r}$ ábrát is felrajzoltuk.

Egy-egy öv nyíróigénybevétele — minthogy a két öv merevsége egyforma — $0,5 T$ nagyságú *a)* esetben és a végleges állapotban egyaránt. Az öv nyíróigénybevétele tehát a közbülső csomópontok szögelfordulása közben nem változik. Ha a nyíróigénybevétel nem változik, a nyomatéki ábra szakaszok meredeksége sem változhat, azok csak önmagukkal párhuzamosan tolódhatnak el. Ezért a φ szögforgások következtében fellépő többlet-nyomatékok ábrája csak szakaszonként téglalap alakú lehet. A létrejövő mozgás azonos a dr. Csonka Pál által kidolgozott tiszta elferdüléssel ún. arányos keret esetén (2. sz. irodalom).

A keresett η_b értéket megkapjuk, ha felírjuk a 4. ábrán feltüntetett $M_{b2.r}$ ábra területének statikai nyomatékát a felső véglap vízszintesére



3. ábra

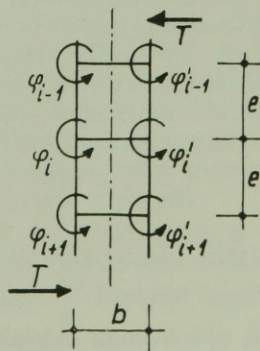


4. ábra

és osztjuk EJ_u -val. Ehhez természetesen szükséges az $M_{b2.r}$ ábra ordinátáinak ismerete. Ezek a φ szögforgás értékeiből határozhatók meg. A φ értékek meghatározását mozgás módszerrel végezzük. Figyelembe vesszük azonban azt a körülményt, hogy az övrudakban szakaszonként állandó nagyságú nyomatékok keletkeznek, vagyis a dr. Csonka-féle tiszta elferdüléssel van dolgunk.

Az i jelű csomópontokra ható nyomatékok egyenlőségét kifejező mozgás módszer szerinti egyenlet (lásd 5. ábrát)

$$-\frac{J_u}{e} \varphi_{i-1} + \left(2 \frac{J_u}{e} + 6 \frac{J_K}{b} \right) \varphi_i - \frac{J_u}{e} \varphi_{i+1} = \frac{eT}{2}$$



5. ábra

$\frac{J_u}{e}$ -vel végigosztva és az együtthatókat rendezve :

$$-\varphi_{i-1} + \frac{\varphi_i}{u} - \varphi_{i+1} = \frac{e^2 T}{2 J_u} \quad (9)$$

A (9) jelű általános egyenletet minden 3—3 szomszédos csomópontból álló szakaszra fel kell írni és így annyi egyenletet nyerünk, ahány ismeretlen φ érték van. Ezeknek az egyenleteknek bal oldalán az ismeretlen φ szögforrás értékeken kívül csak az u paraméter szerepel. Valamennyi egyenlet jobb oldala $\frac{e^2 T}{2 J_u}$, mely kifejezés minden egyenletben ugyanazt az állandó értéket adja. Ha a közös $\frac{e^2 T}{2 J_u}$ érték helyébe mindenütt 1-et írunk, egy olyan lineáris egyenletrendszert kapunk, amelynek megoldása nyilvánvalóan csak az u paramétertől függ. Más-más megoldásokat kapunk, ha különböző lyukosztás számú tartókra írjuk fel az egyenletrendszert, de a megoldások minden esetben csak u -nak valamilyen, — $f_{i,n}(u)$ -val jelölt — függvényei lehetnek. Ha az egyenletek jobb oldalán nem 1, hanem $\frac{e^2 T}{2 J_u}$ áll, akkor természetesen a megoldások $\frac{e^2 T}{2 J_u}$ -szor akkoraak lesznek. Így :

$$\varphi_i = \frac{e^2 T}{2 J_u} f_{i,n}(u)$$

φ kifejezésének alakját ezáltal tisztáztuk.

Az egyenletrendszereket a szerző $1 \leq n \leq 7$ esetekre felírta és megoldotta. Hosszadalmasságuk miatt ezeket a részletszámításokat itt nem közöljük. A gyakorlatban $n > 7$ eset általában nagyon ritkán fordul elő. $f_{i,n}(u)$ kifejezéseit tehát ismerjük. Minthogy a gyakorlati tervezőnek az oszlop számításánál során az $M_{2,r}^{ov}$ ábrára szüksége van, a végeredményeket a C jelű ábra mellékletében foglaltuk össze. A nem közölt számítások helyességét a tartó részletek statikai és kinematikai egyensúlyának a közölt végeredmények alapján való vizsgálatával az olvasó könnyen ellenőrizheti.

A C ábramelléklet lehetővé teszi, hogy a keret megoldása és nyíróerőábrájának megrajzolása után a vizsgált rúd másodrendű nyomatóki ábráját különösebb számítás nélkül felrajzoljuk. Hevederezett keretrúd másodrendű nyomatóki ábrája u -tól n -től és a keretrúd nyíróigénybevételétől függ. A C jelű ábramellékletben feltüntettük egy öv másodrendű nyomatóki ábráját $2 \leq n \leq 7$ esetre, mint u és T függvényét. A hevederek végeire ható nyomatók az öv nyomatóki ábrájából csomóponti egyensúly alapján egyszerű összeadással nyerhetők. A közölt ábrák arra az esetre vonatkoznak, amikor a vizsgált keretrúd nyíróigénybevétele a hossza mentén nem változik.

$$M_{2,r} = \gamma \frac{eT}{4},$$

ahol γ a C jelű ábramellékletben megadott u -tól és n -től függő tényező $\frac{eT}{4}$ pedig a végtelen merev hevederű rúd övének másodrendű nyoma-

téki értéke a heveder bekötési helyén. γ_a megfelelő lyukosztás számú ábrából kivett képletből számítható u függvényében. Számpéldát alább mutatunk be.

A szögforgások ismeretében az $i-1, i$ szakaszon az $M_{b2,r}^{ov}$ ábra ordinátája :

$$M_{i-1,i} = (\varphi_i - \varphi_{i-1}) \frac{J_u}{e} = \frac{eT}{2} [f_{i,n}(u) - f_{i-1,n}(u)] \quad (11)$$

Az $M_{b2,r}^{ov}$ ábra ordinátáit tehát már ismerjük.

A nyomatóki ábra területének statikai nyomatóka segítségével a keresett η_b elmozdulás :

$$\eta_b = \sum_{i=1}^m \frac{M_{i-1,i} \cdot e^2}{E J_u} v = \frac{e^3 T}{E J_u} \sum_{i=1}^m \left[\frac{1}{2} (f_{i,n} - f_{i-1,n}) v \right] \quad (12)$$

ahol $v = n - 2i + 1$, ha

$$\left. \begin{array}{l} n = 2m \\ n = 2m + 1 \end{array} \right\} \text{ esetben egyaránt.}$$

Ezzel most már η_b is ismeretessé vált.

A felső keresztmetszetnek T erő okozta teljes eltolódása (8) és (12) felhasználásával :

$$\eta = \eta_a + \eta_b = \frac{l^3 T}{12 E} \left(\frac{1}{J_x} + \frac{1}{2 n^2 J_u} \right) + \frac{12 n^3 J_x e^3 T}{12 n^3 J_x E J_u} \sum_{i=1}^m \left[\frac{1}{2} (f_{i,n} - f_{i-1,n}) v \right]$$

Rendezve :

$$\eta = \frac{T l^3}{12 E J_x} \left\{ 1 + \frac{\beta}{2 n^2} + 12 \frac{\beta}{n^3} \sum_{i=1}^m \left[\frac{1}{2} (f_{i,n} - f_{i-1,n}) v \right] v \right\}$$

Fenti képlet tartalmazza a $2/\beta$ ábra szerinti mozgás és erők esetén η és T között fennálló teljes összefüggést. Bevezetve a

$$\mu = 1 + \frac{24}{n} \sum_{i=1}^m \left[\frac{1}{2} (f_{i,n} - f_{i-1,n}) v \right] \quad (13)$$

jelölést és η most levezetett képletét behelyettesítve a (7) alakváltozási egyenletbe :

$$\frac{T l^3}{12 E J_x} \left\{ 1 + \frac{\beta \mu}{2 n^2} \right\} = \frac{l}{2} \quad (14)$$

Innen az egyedüli ismeretlen T értéket kifejezzük :

$$T = \frac{6 E J_x}{l^2} \frac{1}{1 + \frac{\beta \mu}{2 n^2}} = \frac{6 E J_x}{l^2} \frac{2 n^2}{2 n^2 + \beta \mu} \quad (15)$$

Ezzel T -t értelmeztük, a külső határozatlan-ságot tehát feloldottuk.

A (15) képletet (5) és (6) kifejezésekbe behelyettesítve:

$$s = \frac{l}{2} \frac{6 EJ_x}{l^2} \frac{2n^2}{2n^2 + \beta\mu} + \frac{EJ_x}{l} =$$

$$= \frac{n^2 + 0,125 \beta\mu}{n^2 + 0,5 \beta\mu} \frac{4 EJ_x}{l} = \sigma s_x$$

$$a = \frac{l}{2} \frac{6 EJ_x}{l^2} \frac{2n^2}{2n^2 + \beta\mu} - \frac{EJ_x}{l} =$$

$$= \frac{0,5 n^2 - 0,125 \beta \cdot \mu}{n^2 + 0,125 \beta \cdot \mu}$$

a és σ képleteit tehát igazoltuk.

Rúdmeresi tényező (z) alatt értjük azt a nyomatékot, mely a $2/\beta$ ábra szerint lezajló alakváltozás esetén a véglapokra hat, ha $\eta = 1$. Az egyidejűleg fellépő T erőt nevezzük oszlopmeresi tényezőnek (k).

A két érték között a nyomatéki egyensúly miatt összefüggés van:

$$z = \frac{l \cdot k}{2} \quad (16)$$

k értéke (14)-ből számítható, ha a jobb oldalán álló $\frac{l}{2}$ nagyságú eltolódás értékét 1-gyel helyettesítjük.

$$\frac{kl^3}{12 EJ_x} \left\{ 1 + \frac{\beta\mu}{2n^2} \right\} = 1$$

innen

$$k = \frac{12 EJ_x}{l^3} \frac{1}{1 + \frac{\beta\mu}{2n^2}} =$$

$$= \frac{n^2}{n^2 + 0,5 \beta \cdot \mu} \frac{12 EJ_x}{l^3} = \kappa k_x$$

$$s = \frac{lk}{2} =$$

$$= \frac{l}{2} \frac{12 EJ_x}{l^3} \frac{n^2}{n^2 + 0,5 \beta\mu} = \frac{n^2}{n^2 + 0,5 \beta\mu} \frac{6 EJ_x}{l^2} = \zeta z_x$$

Ezzel $\zeta = \kappa$ képletét is igazoltuk.

Számpélda:

Keressük a 6. ábrán vázolt keret 1—2 oszlopának keretállandóit. A rúd méreteit a 6. ábra tünteti fel.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$c = 30 \text{ cm}$$

$$\beta = 2 + 6 \left(\frac{b}{c} \right)^2 = 68,7$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$e = 150 \text{ cm}$$

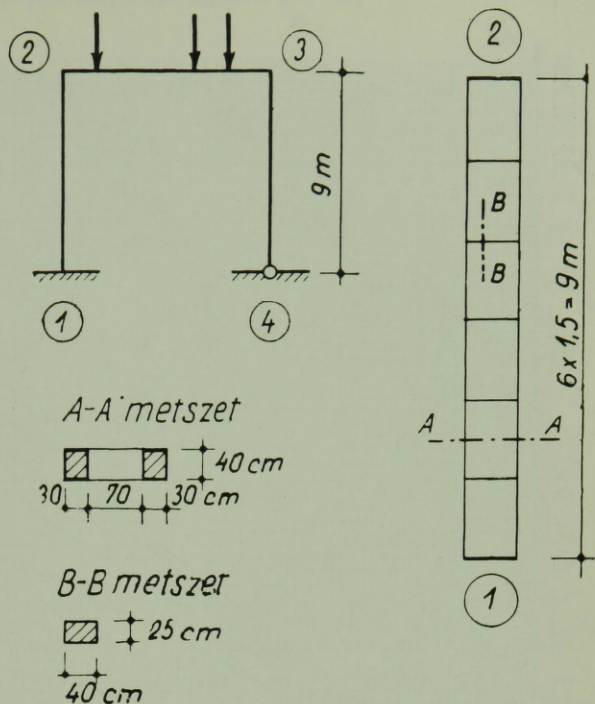
$$n = 6$$

$$J_x = 2 \left(\frac{40 \cdot 30^3}{12} + 50^2 \cdot 30 \cdot 40 \right) =$$

$$= 7,8 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\frac{J_K}{J_u} = \frac{25^3}{30^3} = 0,579$$

$$u = \frac{1}{2 + 6 \cdot 0,579} \frac{150}{100} = 0,139$$



6. ábra

A jelű nomogramból $n = 6$ figyelembevételével $\mu = 2,79$ értéket olvashatunk le.

$$\mu \cdot \beta = 2,79 \cdot 68,7 = 192$$

Az n tengelyen felkeresett $n = 6$ pont és a $\mu \cdot \beta$ tengelyre felmért $\mu \cdot \beta = 192$ érték megadja mindhárom B jelű nomogramban egy-egy pontnak az ordinátáit. Megnézve, hogy az így nyert pont a nomogram milyen kótázású egyenesen fekszik, interpolálással azt kapjuk, hogy

$$\sigma = 0,453$$

$$\zeta = \kappa = 0,275$$

$$a = -0,10$$

$$s = 0,453 \cdot s_x = 0,453 \frac{4 \cdot E \cdot 7,8 \cdot 10^6}{900} =$$

$$= 15700 \cdot E$$

$$z = 0,275 \cdot z_x = 0,275 \frac{6 EJ_x}{l^2}$$

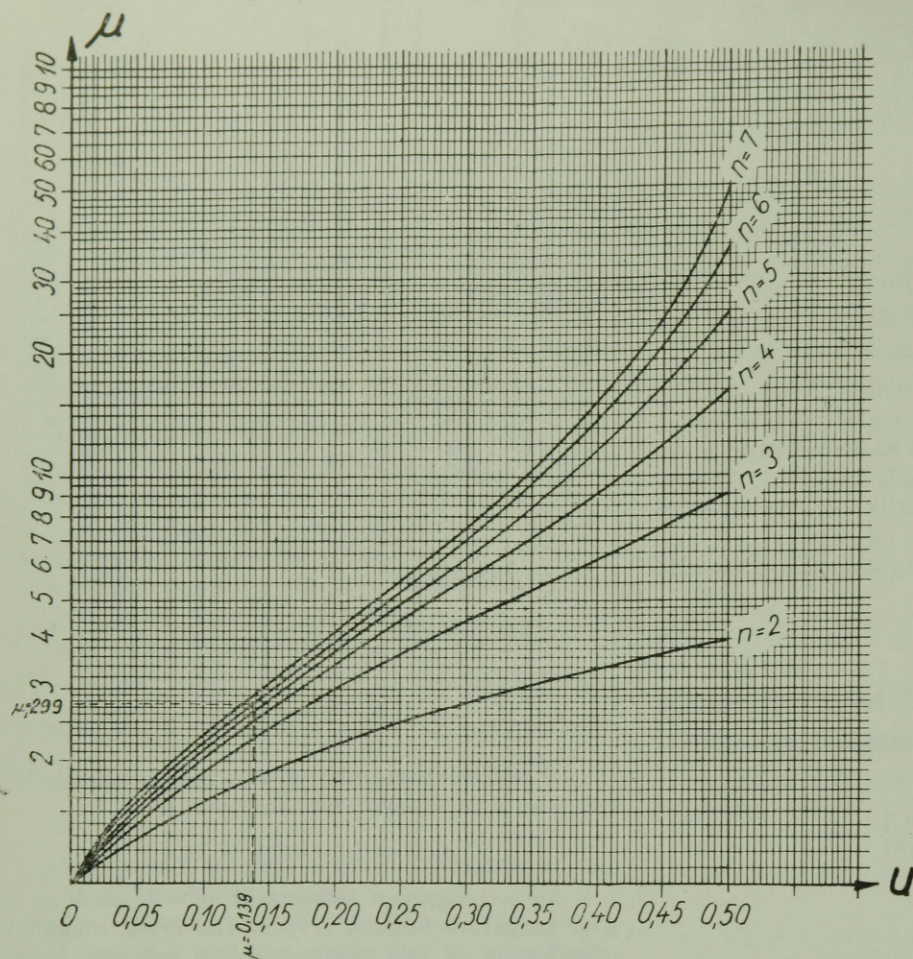
$$k = 0,275 \cdot k_x = 0,275 \frac{12 EJ_x}{l^3}$$

A számpéldában részletezett szerkesztéseket a diagramokban feltüntettük. Az eredményekből látszik, hogy a Vierendeel-hatás a keretállandók szempontjából általában nem hanyagolható el, mert hiszen a pontos értékek a Vierendeel-hatás elhanyagolásával számított keretállandóknál ebben a nem szélsőséges esetben is 55—72%-kal kisebbek.

Vizsgáljuk meg mit jelent az az elhanyagolás, ha a hevedereket végtelen merevnek tekintjük, vagyis $\mu = 1$ -gyel számolunk.

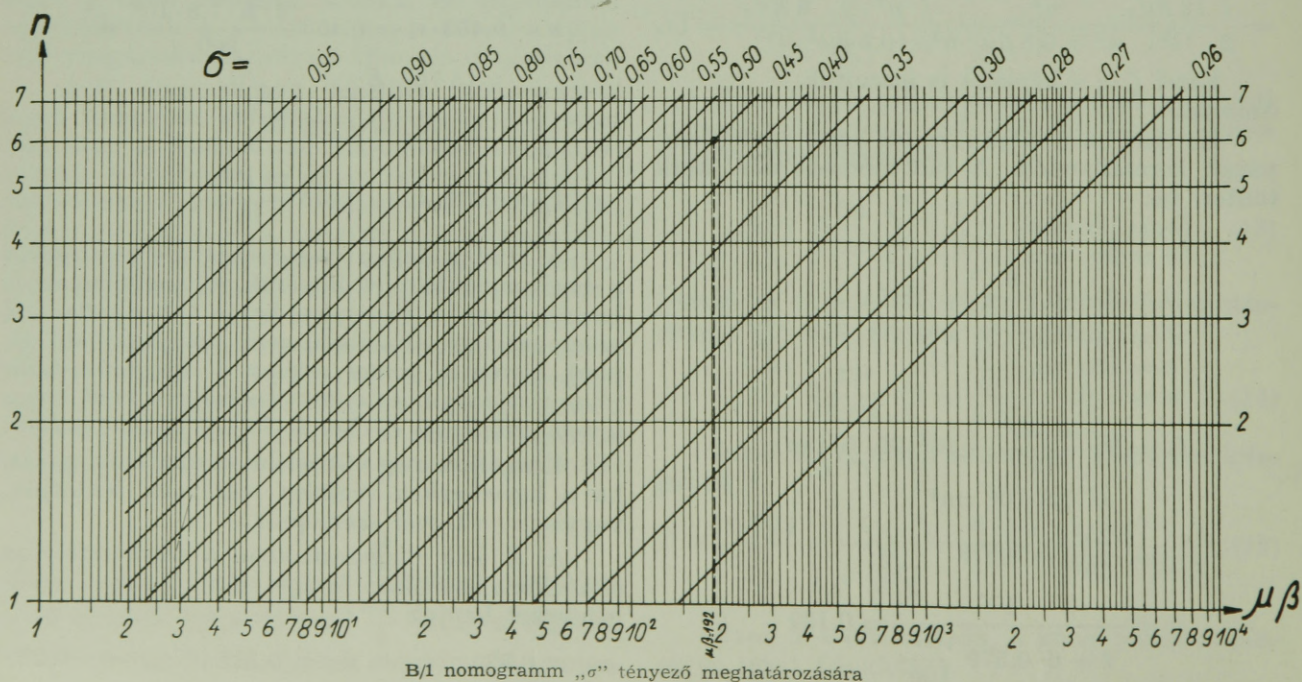
A B jelű diagramokban a szerkesztést az előzőekhez hasonlóan elvégezve a következő eredményeket kapjuk:

$$\sigma_\infty = 0,635; \quad \zeta_\infty = \kappa_\infty = 0,515; \quad a_\infty = +0,22$$

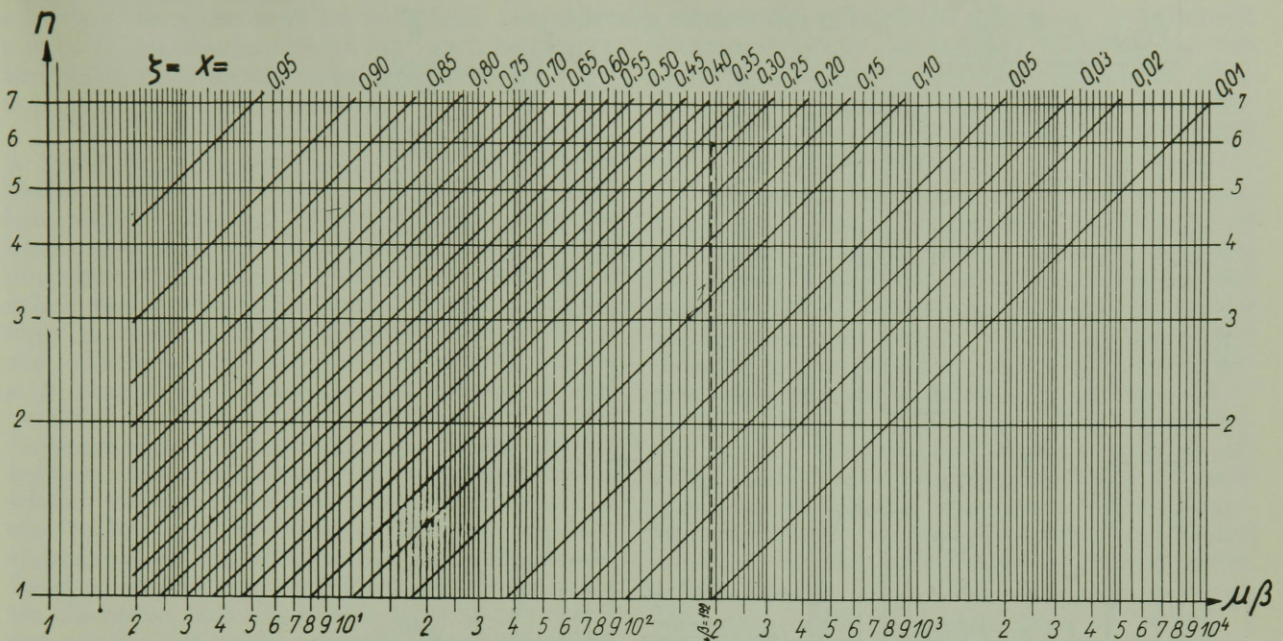
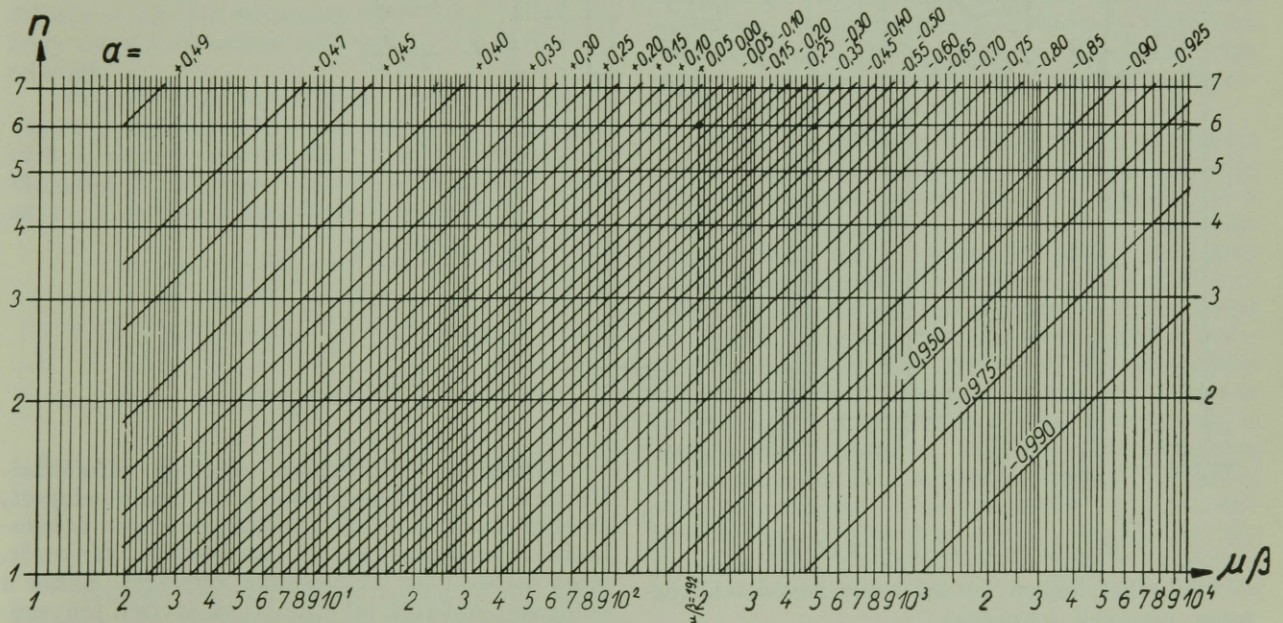


Látható, hogy a hevederek hajlékonyságának elhanyagolása általában nem indokolt. Ezt az utóbbi szerkesztést a diagramokban nem tüntetjük fel.

A C ábramelléklet képletei egyik végén csuklósnan megfogott rúdra is érvényesek. A másodrendű nyomatéki ábra független a végső végtelen merev heveder megfogási módjától. Így ha a



B/1 nomogram „σ” tényező meghatározására

B/3 nomogramm „ α ” tényező meghatározására

6. ábra szerinti 3—4 rúdban a nyíróigénybevétel és a rúd geometriai alakja és méretei meg egyeznek az 1—2 rudakkal, akkor a két rúd másodrendű nyomatéki ábrái is azonosak lesznek függetlenül attól, hogy az 1 helyen befogás, a 4 helyen pedig csuklós megtámasztás van.

A C jelű ábramelléklet felhasználásával számítsuk ki a másodrendű nyomatéki ábra ordinátáit a felső végtelen merev kereszttekötéssel szomszédos kereszttekötés bekötési helyén. Ez csak akkor lehetséges, amikor a keret — aminek a vizsgált rúd része, már meg van oldva és a rúd nyíróigénybevétele ismertté vált. Tételezzük fel, hogy a számításból $T = 8$ t adódik.

A C melléklet $n = 6$ esetnek megfelelő ábrájáról leolvassuk γ kifejezését. A szóban forgó hevederbekötés felett végtelen közel fekvő kereszt-

metszetben :

$$\gamma = 1 - 2 \frac{u + u^2 - u^3}{1 - 3u^2} =$$

$$= 1 - 2 \frac{0,139 + 0,139^2 - 0,139^3}{1 - 3 \cdot 0,139^2} = +0,67$$

esetünkben $\gamma > 0$, de lehetséges $\gamma < 0$ is. A C mellékleten a nyomatéki ábra ezen a helyen éppen negatív γ esetére van megrajzolva.

$$M_{\text{őv jelű}} = \gamma \frac{eT}{4} = 0,67 \cdot \frac{1,5 \cdot 8}{4} = 0,67 \cdot 3 =$$

$$= 2,01 \text{ mt}$$

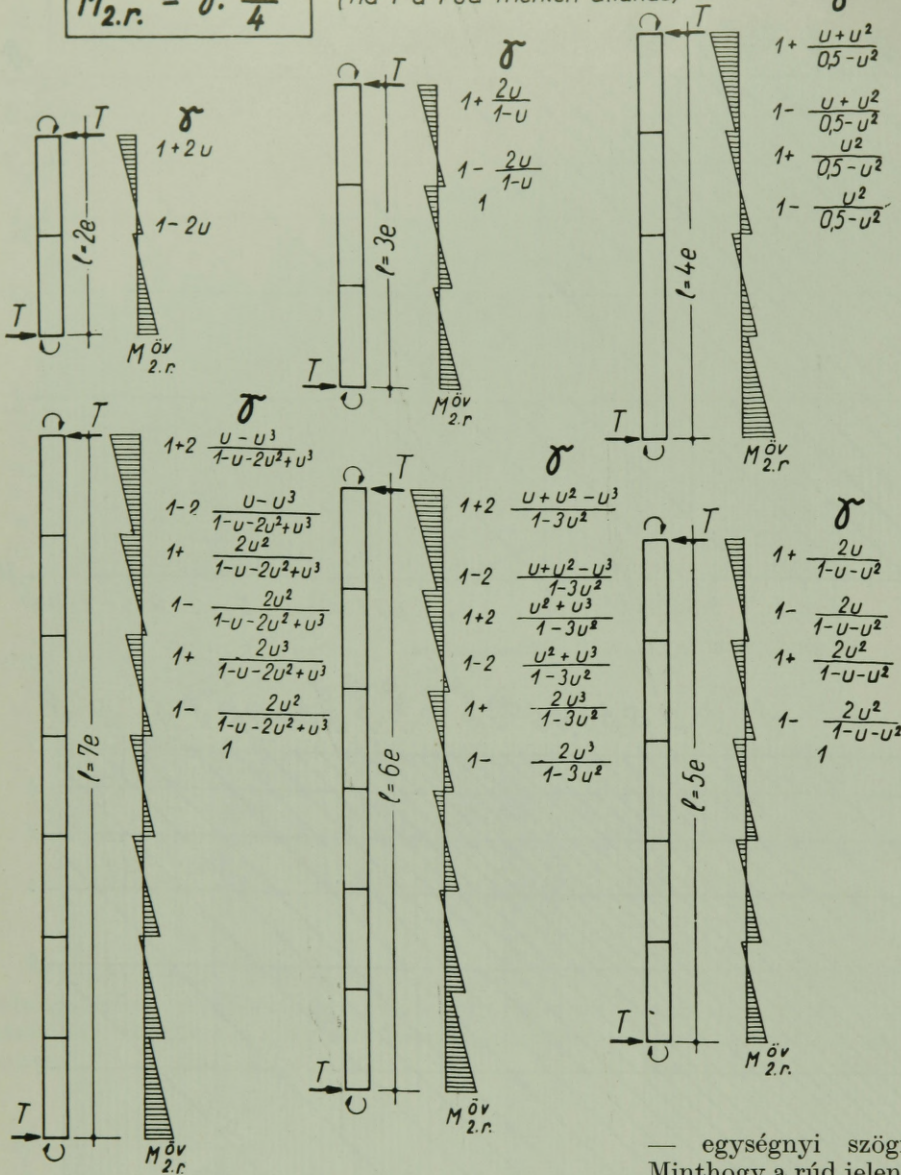
A hevederbekötés alatt közvetlenül :

$$\gamma = 1 + 2 \frac{u^2 + u^3}{1 - 3u^2} =$$

$$= 1 + 2 \frac{0,139^2 + 0,139^3}{1 - 3 \cdot 0,139^2} = 1,047$$

$$M_{2.r.} = \sigma \cdot \frac{eT}{4}$$

(ha T a rúd mentén állandó)



$$M_{\text{öv alul}} = 1,047 \cdot 3 = 3,14 \text{ mt}$$

Mindkét helyen, ha az összes hevederek végtelen merevek lennének

$$M = \frac{eT}{4} = 3 \text{ mt lenne}$$

A heveder maximális nyomatéka: $M_{hev} = 2,01 + 3,14 = 5,15 \text{ mt}$.

Végtelen merev heveder esetén $M_{hev} = 6 \text{ mt}$ lenne. Látszik, hogy a hevederek hajlékonyságának hatása ebből a szempontból sem hanyagolható el. A rúd többi helyein a másodrendű nyomatéki ábra ordinátái hasonlóan számíthatók.

Egyik végén csuklós rúd keretállandói

Az egyik végén csuklós rúd keretállandóit a két végén befogott rúd képleteiből könnyen megkaphatjuk. Képzeljünk egyelőre a csukló helyén befogást, a másik rúdvégre pedig iktassunk be a keresett keretállandónak megfelelő mozgást

— egységnyi szögforgást, illetőleg eltolódást. Minthogy a rúd jelenleg mind a két végén befogott, az előzőekből ismerjük mindkét rúdvégén a befalazási nyomatékokat és az átviteli tényezőt. Most szabadítsuk fel a csuklós rúdvéget. Ekkor a befogási nyomaték itt eltűnik, az átviteli tényezővel szorzott értéke azonban levonódik a másik rúdvégre működő nyomatékból. Így az egyik végén csuklós rúd erőjátékát is tisztáztuk. A fentieket képletszerűen nyomon követve az alábbi eredményeket kapjuk.:

$s_{cs} = (1 - a^2) \sigma \frac{4 EJ_x}{l} = (1 - a^2) s$
$z_{cs} = (1 - a) \zeta \frac{6 EJ_x}{l^2} = (1 - a) z$
$k_{cs} = \left(\frac{1 - a}{2} \right) \kappa \frac{12 EJ_x}{l^3} = \left(\frac{1 - a}{2} \right) k$
$a_{cs} = 0$

A képletekben szereplő a, σ és $\zeta = \kappa$ értékek a két végén befalazott rúdra vonatkozó tényezők, melyek a hasonló elrendezésű két végén befalazott fentiekben értelmezett módon számítandók, vagy nomogrammokból leolvashatók.

a értéke negatív is lehet, de -1 -nél nagyobb. A képletekből látszik, hogy a_{cs} és k_{cs} mindig kisebb, mint a , illetőleg k . Csuklós rúd végét könnyebb elfordítani, mint befalazott rúdét, és kisebb erő szükséges csuklós rúd egyik végének önmagával párhuzamos eltolásához, mint ha a másik vég is befalazott lenne. Érdekes azonban, hogy z_{cs} egyes esetekben nagyobb, mint z . Ha a rúd viszonylag kevésbé van lyukasztatva, vagyis $\mu \cdot \beta$ kicsi, $a > 0$ és $z_{cs} < z$. Ha azonban a rúd „szellős”, $a < 0$ és ebben az esetben a csuklós rúd rúdmereségi tényezője nagyobb, mint a hasonló befogott rúdé. Szellős rúd esetén a nyírás hatására fellépő Vierendeel alakváltozások dominálnak, a rúd hajlító igénybevételéből származó abszolút alakváltozások által előidézett kilengésekhez képest. Ezért az eltolódáskor fellépő erő (k) szellős csuklós rúd esetén csak alig kisebb, mint ha ugyanaz a rúd mind a két végén befogott lenne, a nyíróerő ábra alakja ugyanis mind a két esetben ugyanaz. Mivel $z = 0,5 \cdot l \cdot k$ és viszont $z_{cs} = l \cdot k_{cs}$, belátható, hogy nagy $\mu \cdot \beta$ esetén valóban $z_{cs} > z$ kell, hogy adódjék.

Példaképpen határozzuk meg a 6. ábrán vázolt keret 1—2 rúdhhoz hasonló geometriai elrendezésű és azonos méretű, de 4 helyen csuklós megtámasztású rúdjának keretállandóit, felhasználva az 1—2 rúdhhoz kiszámított értékeket.

$$\begin{aligned} s_{3-4} &= (1 - a_{1-2}^2) \sigma_{1-2} \frac{4 EJ_x}{l} = \\ &= (1 - 0,1^2) 0,453 \frac{4 EJ_x}{l} = 0,99 \cdot s_{1-2} \\ z_{3-4} &= [1 - (-0,10)] 0,275 \frac{6 EJ_x}{l^2} = 1,1 z_{1-2} \\ k_{3-4} &= \frac{1 - (-0,10)}{2} 0,275 \frac{12 EJ_x}{l^2} = 0,55 k_{1-2} \\ a_{3-4} &= 0 \end{aligned}$$

Terhelési tényezők meghatározása

Terhelési tényezők alatt értjük a két végén befogott rúd befogási nyomatékait a külső adott terhek hatására. Ezek meghatározására semmilyen új képlet vagy nomogram kidolgozása nem látszik a gyakorlat szempontjából szükségesnek.

Bizonyítható, hogy *szimmetrikus terhek esetén* — mint amilyen pl. általában az állandó teher, szél és hóteher — a *terhelési tényezők értéke pontosan megegyezik a tömör prizmatikus rúd terhelési tényezőivel*.

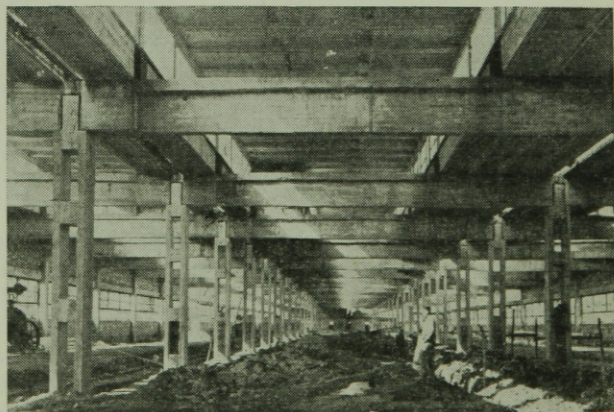
Ha ugyanis a két végén befalazott tartó külső határozatlansága szempontjából a törzstartót két-támaszú tartónak választjuk, melynek két vég-lapjára a külső teher szimmetriája miatt két egyforma szorzatértékű, de ellentett, ismeretlen erő-párt is működtetünk, belátható, hogy a külső erők hatására fellépő Vierendeel-jellegű alakváltozás (a másodrendű nyomatéki ábrából származó alakváltozás) szimmetrikus teher esetén nem okoz

egyáltalán támaszponti szögelfordulást, a beiktatott ellentett erőpárokból pedig nem is keletkezik Vierendeel-jellegű alakváltozás. Ezért az alakváltozási egyenletbe a másodrendű nyomatéki ábrából származó tényező nem kerül. A terhelési tényezők tehát a prizmatikus tömör rudakra levezetett képletekből számolhatók.

Vierendeel keretrudak általában nem gazdaságosak, ha rájuk számottevő koncentrált erőt hat. Ezért a gyakorlatban terhelési tényezőt koncentrált erőkől és erőpárokból ritkán kell számolni. Ha ez az igény mégis felmerül — mint például daruteher esetén — az erő vagy erőpár támadási helyén általában egy, a többinél lényegesen merevebb kereszttekötés — pl. darukonzol — kerül kialakításra. Ebben az esetben a hevederezett tartót a támadáspont helyén megosztva két külön rúdként kezeljük. Ekkor terhelési tényezők számítása felesleges, a szükséges merevségi tényezők értékei viszont a fentiekben közölt módszerrel mindkét rúdrészre külön-külön meghatározhatók.

Különböző aszimmetrikus terhek — mint pl. háromszög alakú megoszló teher — esetén a Vierendeel-hatás a terhelési tényezők szempontjából nem hanyagolható el. Ha ezek az erők jelentősek, a hevederezett elrendezés általában nem gazdaságos. Ezért ez az eset a gyakorlatban csak nagyon ritkán fordul elő. Ezzel külön foglalkozni feleslegesnek látszik.

Egyik végén csuklós, másik végén befalazott rúd befogási nyomatékának számításánál még szimmetrikus teher esetén sem hanyagolható el a Vierendeel-hatás, figyelembevételéhez azonban szimmetrikus teher esetén az eddig levezetett képletek elegendőek. Meghatározandó a rúd átviteli tényezője az előzők alapján, mintha a rúd két végén befogott lenne. Kiszámítandók a befogási nyomatékok, mindkét végén befogást feltételezve az előző fejtegetés értelmében a tömör prizmatikus rúd közismert képleteiből. Ezután a csuklós vég feloldandó, vagyis az ide számított befogási nyomaték elhagyandó, átviteli tényezővel szorozott értékével viszont a másik rúdvégén fellépő befogási nyomaték megnövelendő. Az így nyert befogási nyomaték értéke pontos és különbözik a prizmatikus tömör egyik végén csuklós



Vierendeel keretoszlopú csarnokszerkezet

rúd befogási nyomatékától, mivel az átviteli tényező hevederezett rúd esetében lényegesen eltér a prizmatikus tömör rúd átviteli tényezőjétől.

Ha $\mu \cdot \beta$ kicsi, $a > 0$. Ebben az esetben a két végén befogott rúd befogási nyomatékai kisebbek, mint az egy végén csuklós rúd esetén, hasonlóan a tömör rúd erőjátékához. Nagy $\mu \cdot \beta$ esetén, amikor $a < 0$ ez éppen fordítva van. Ilyenkor ugyanis a nyíróigénybevételből számítható másodrendű alakváltozások dominálnak melyek ezt a jelenséget megmagyarázzák.

Példaképpen számítsuk ki az előző példában (6. ábra) tárgyalt rudak befogási nyomatékait, ha azokra a rúd tengelyére merőleges p t/m egyenletes megoszló teher működik.

Ha a rúd mindkét vége befogott (1—2 rúd

esete):

$$M_1 = M_2 = \frac{pl^2}{12} \text{ közismert érték.}$$

Ha az egyik rúdvég csuklós, mint az 1—2 rúddhoz hasonló elrendezésű 3—4 rúdnál, figyelembe véve a már meghatározott $a = -0,10$ értéket:

$$M_3 = \frac{pl^2}{12} + (-0,10) \frac{pl^2}{12} = 0,90 \frac{pl^2}{12}$$

FELHASZNÁLT IRODALOM

1. Dr. Csonka Pál: Eljárás elmozduló sarkú derékszögű keretek számítására. (Mérnöki Továbbképző Intézet Kiadványa, Budapest 1950.)
2. Dr. Palotás László: Keretek elmélete és számítása. (Közlekedési és Mélyépítéstudományi Könyv és Folyóirat Kiadó Vállalat, Budapest 1951.)

Könyvismertetés

Prof. Dr. Konrad HRUBAN: *Vasbetonszerkezetek*.

A Csehszlovák Tudományos Akadémia kiadásában megjelent tavaly Dr. Hruban professzornak a Csehszlovák Tudományos Akadémia levelezőtagjának kitűnő könyve a *vasbetonszerkezetekről* (626 oldal, 533 ábra és fénykép).

A könyv 5 részre oszlik. Az első részben az épületek teherhordó szerkezetei, azok méretezésére vonatkozó elvek s maguk a legfontosabb szerkezetek (a vázszerkezetek, előregyártott és monolitikus váz- és tetőszerkezetek, lépcsők, födémek, alapok) kerülnek ismertetésre. — A második rész a teherhordó felületekkel (lemez szerkezetekkel) foglalkozik, ezek között a sík és görbült felületű teherhordó szerkezeteket, tehát a lemezeket, gombafödémeket, faltartókat, lemez műveket és héjszerkezeteket tárgyalja. — A harmadik rész a különleges rendeltetésű szerkezeteket, így a nagynyílású csarnokok, tartályok, tárolók, hűtőtornyok, kémények, csövek, csatornák, támfalak, vezeték tartó oszlopok méretezését és szerelési problémáit ismerteti. — A negyedik rész a mélyépítési feszített betonszerkezeteket s ezen belül a feszített beton lényegét, alapanyagait, különböző feszítési rendszereket, a méretezés, statikai megoldás problémáit tárgyalja. — Az ötödik rész a kiviteli és a szerelési kérdésekkel foglalkozik. Általában a betonszerkezetek ki-

vitelezésének alapelveit, a monolit és az előregyártott szerkezetek építését ismerteti és végighalad a kivitelezés és szerelés minden stádiumán a zsálužástól kezdve a vasszerelésen és betonozáson keresztül egészen az építési ellenőrzésig és helyreállításig. — A könyvet irodalmi jegyzék, névmutató és tárgymutató egészíti ki, igen sok értékes létesítménynek a fényképét közli. Az igen szépen, gondosan kiállított könyv számos táblázatot, számpéldát, szemléltető ábrát tartalmaz.

A magas tudományos színvonalon megírt könyv a vasbetonszerkezetek szilárdságtanának legfontosabb fejezeteit, valamint a vasbetonszerkezetek tervezésének és kivitelezésének építőipari szempontból igen fontos részleteit tartalmazza oly módon, hogy az mind a tervező- és kutató-mérnököknek, mind a kivitelezőknek országépítő munkájukban a legkomolyabb segítséget nyújtja. Kétségtelenül megállapítható, hogy a könyv a csehszlovák vasbeton műszaki irodalomnak egy igen kimagasló alkotása, amelyben Hruban professzor évtizedes, általunk is jól ismert, elméleti és tudományos munkája, gyakorlati tapasztalatai vannak értékesen és korszerűen összefoglalva s amely nagymértékben segíti elő a csehszlovák mérnökök, kutatók, tervezők építő munkáját, s teszi lehetővé a vasbetonépítés fejlődését. A könyv hazai műszaki könyvtáraknak is jól használható, kiváló szakkönyve.

Dr. P. L.

A feszített betonhoz használt acélhuzalainkkal szerzett tapasztalatok

HAVIÁR GYÖZŐ
a műszaki tudományok doktora

I. Nagyszilárdságú acélhuzalaink

Feszített beton elemek készítéséhez nálunk kizárólag hidegen húzott, patentozott acélhuzalokat használnak a jelenleg érvényben lévő MSZ 5720-56 szabványban előírt átmérőkkel és mechanikai jellemzőkkel (1. táblázat).

1. táblázat

Jel	Névleges átmérő mm	B Szakítószilárdság legálább kg/cm ²	Teljes nyúlás legalább %	F _l Előírt folyási határ legalább kg/cm ²
180.25 KB	2,5	18 000	3	14 400
170.30 KB	3	17 000	4	13 260
160.40 KB	4	16 000	4	12 000
150.50 KB	5	15 000	4	10 950
140.60 KB	6	14 000	5	9 800
(130).70 KB	7	(13 000)	(5)	(9 100)

Megjegyzés : A zárójelben foglalt értékek nem szabványértékek, hanem csak tájékoztató jellegűek.

A huzalanyag kémiai összetétele :

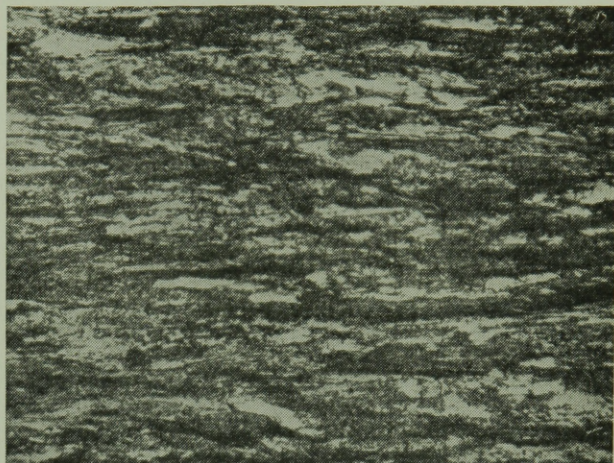
C 0,65—0,79% P_{max} 0,045%
Mn 0,5 —0,7 % S_{max} 0,045%
Si_{max} 0,35%

A fentiekén kívül alapanyagaink helyi adottsága miatt még 0,2% Cu-val is kell számolni.

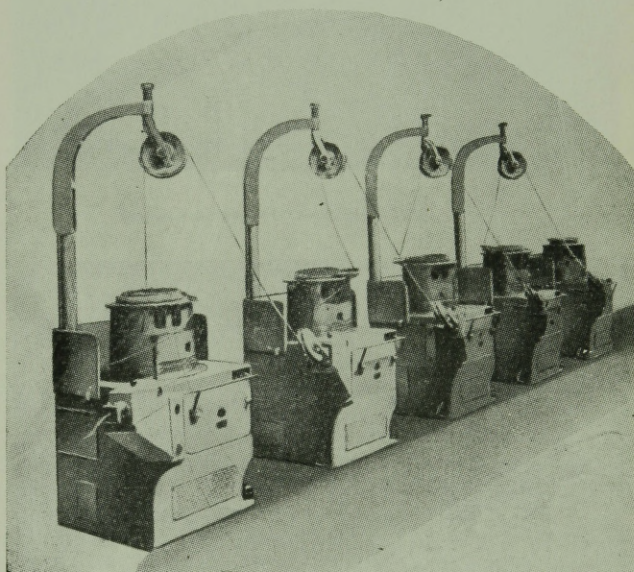
A patentozott acélhuzal gyártásánál az acélműben Siemens Martin eljárással előállított öntecsekből indulnak ki, amiből hengerlés útján 15 mm Ø-jű huzalt alakítanak. E huzalt fémcsfényűvé tisztítják és mésztejbe mártva, megfelelően kialakított „húzóüregen” gép segítségével „előhúzzák”. Ezt követőleg további sorozatos hideghúzáshoz úgy készítik elő az anyagot, hogy különleges hőkezelésnek, ún. *patentozásnak* vetik alá, ami 900 C°-ra való felhevítésből, majd ólom-, vagy sósfürdőben 500 C°-ra való lehűtésből áll. E hőkezelés következtében az anyag szorbitos szemcsézetet nyer (1. ábra), ami a következő hideghúzások során előálló keresztmetszet csökkenésekhez kedvező mechanikai tulajdonságokat ad az anyagnak. Az így patentozott acélhuzalt az előhúzás előtt már alkalmazott előkészítés megismétlése után fokozatosan csökkenő átmérőjű húzóüregeken keresztül húzzák (2. ábra) a kész átmérő méreteig. Közben az acélhuzal szakítószilárdsága, folyási határa emelkedik, a huzal nyúlóképessége pedig csökken.

II. Hullámosított acélhuzalok

A hidegen húzott és patentozott acélhuzalokra jellemző, hogy síma felületük miatt a tapadóbetétes előrefeszített betonelemekben megcsúszhatnak. Mivel a megcsúszás a teherviselő szerkezet állékonyságát veszélyezteti, ezért a felületi tapadás



1. ábra. Szorbitos szemcsézet

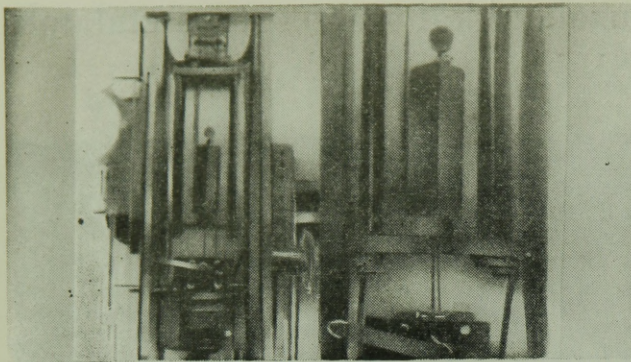


2. ábra. Korszerű huzalnyújtógép

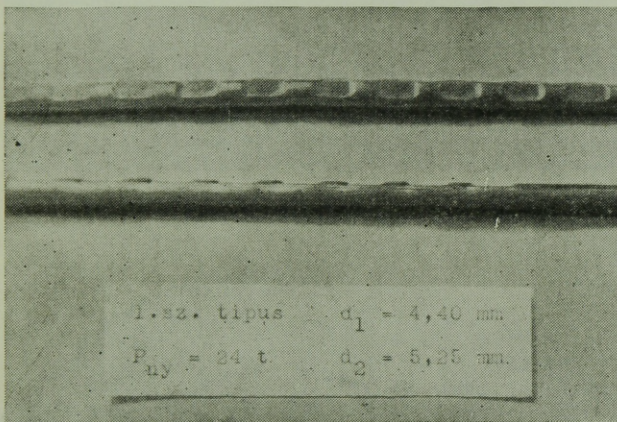
fokozása céljából nálunk Magyarországon a mintegy 12 év óta előállított Hoyer rendszerű előrefeszített betonszerkezetek legnagyobb részénél *hullámosított acélhuzalokat* alkalmaznak.

A hullámosítással szemben azonban a következő aggályok merültek fel :

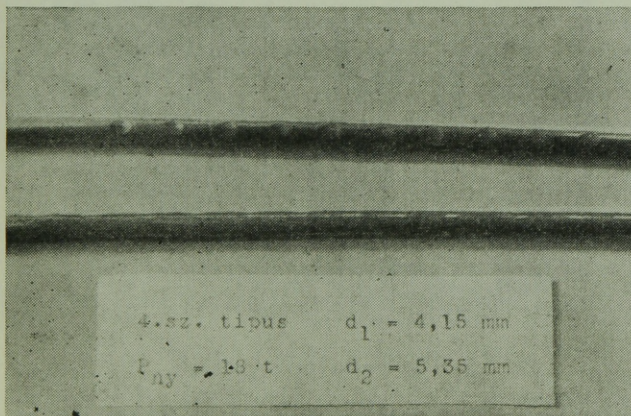
a) tapadószilárdságuk egészen kis mértékben tér csak el a síma huzalokétól. Ezzel kapcsolatban az Építéstudományi Intézetben Deák György végzett átfogó kísérleteket. Egy-egy 20 cm élhosszúságú, B 400 minőségű betonprizmába 5 mm Ø hullámosított, illetve síma acélhuzalt betonozott be úgy, hogy a huzaldarab felső vége a betonprizma felső lapjával egyezett, az alsó vége kiállt a betonprizmából. A próbadarabot szakítógépbe fogta (3. ábra) és húzás közben a huzal felső végének kihúzódását észlelte a betonprizmából, elmozdulást mérő óra segítségével. A hullámosított



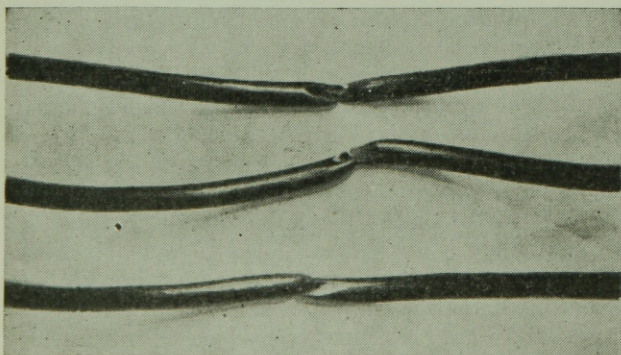
3. ábra. Kihúzó kísérlet berendezése



4. ábra. „Nagy ellipszises” rovátkolású huzal



5. ábra. „Kis ellipszises” rovátkolású huzal



6. ábra. Kontrakcióval szakadt huzalok

huzal 2200 kg/cm^2 feszültségnél kimozdult a betonprizmából, a síma huzal elmozdulása 2000 kg/cm^2 feszültségnél indult meg, a kettő gyakorlatilag közel azonosnak tekinthető. A hullámosítás tehát majdnem teljesen hatástalannak bizonyult a síma huzallal szemben.

b) A hullámosítás ún. *hajtogatási művelet*, ami a folyási határ ($20/_{00}$ -es maradó nyúlást okozó feszültség) lecsökkenését eredményezi. A végzett kísérletek szerint a hajtogatás mértékének megfelelően ez a csökkenés $5-10\%$ között van.

c) A hullámosítás az egyidejűleg feszítésre kerülő egyes huzalszálok *feszültségének egyenletességét* kétségessé teszi. A hullámosításnál az amplitúdók nagysága ugyanis nem mindig azonos. Emiatt már szakadások is előfordultak a feszítésnél. A huzal rugalmassági modulusa is ingadozó.

A felsorolt tapasztalatok tehát mind a hullámosítás alkalmazása ellen szólnak, a b) és c) pont alattiak kimondottan rontják a minőséget.

III. Rovátkolt acélhuzalok

A tapadószilárdság fokozására mintegy két év óta az $5 \text{ mm } \varnothing$ -jú huzalra *hidegúton sajtolt rovátkolásra* kezdtek nálunk rátérni. Ezt az eljárást külföldön általában alkalmazzák. A hullámosított huzalénál lényegesen nagyobb tapadása van. Az Építéstudományi Intézetben Deák György által laboratóriumban igen pontosan rovátkolt próbadarabokkal végzett kísérletek során különböző rovátkolási minták közül kétféle minta bizonyult kezdetben előnyösnek az $\varnothing 5 \text{ mm}$ -es huzalnál; az ún. a) *nagy ellipszises* (4. ábra) és b) *kis ellipszises* minta (5. ábra). A kísérletek 1. szakítópróbák; 2. fárasztópróbák és 3. a tapadószilárdság igazolására végzett kihúzó kísérletek végrehajtásából állottak.

A szakítópróbák eredménye szerint a kiválasztott mintákkal rovátkolt próbadaraboknál a statikus szakítószilárdság csökkenése a rovátkolás hatására 4% -nál kevesebbet tett ki.

A Vasipari Kutatóintézet által $8000-9000 \text{ kg/cm}^2$ feszültség hatásköréig végzett *pulzálás* során a kiválasztott mintás próbadarabok kivétel nélkül kibírták a *három milliószeri* ismétlési számot.

Az Építéstudományi Intézet laboratóriumában végzett *kihúzó kísérletek* azt mutatták, hogy a rovátkolt huzalok végeinek első kimozdulása körülbelül ugyanannál a huzalfeszültségnél (kb. 4000 kg/cm^2 -nél) következett be. A nagy ellipszises rovátkolt próbadaraboknál a húzóerő növelésekor az acélhuzal elszakadt anélkül, hogy a betonprizmából kihúzódott volna, míg a kis ellipszises próbákban a huzal 8000 kg/cm^2 feszültségnek megfelelő kihúzó erőnél kizakadt a betonprizmából.

A nagy- és részben a kis ellipszises rovátkolással ellátott huzalokkal végzett nagyüzemi gyártás során az 1. és 2. sz. Épütelelemgyárakban kedvezőtlen tapasztalatokat észleltek, amennyiben feszítés közben több esetben történt huzalszakadás.

A kontrakciót mutató szakadások (6. ábra) oka nyilván a huzal túlfeszítése volt, amelyet az egyszerre feszített huzalok egyenlőtlen feszültsége okozhatott. Ehhez hozzájárult az MSZ 15026-ban előírt, aránylag magas feszítési feszültség is.

A hidegen húzott, patentozott acélhuzalok megengedett legnagyobb feszítési feszültségeit ugyancsak a külföldi szabályzatok 1. a szakítószilárdság 0,7-szerese (egyes szabályzatok 0,55-szöröse) és

2. A folyási határ σ_f 0,8-szorosa (egyes szabályzatok 0,7-szerese) közül a kisebbikben írják elő. Nálunk a folyási határra vonatkozó kikötés nem volt meg, úgyhogy huzaljainkat nálunk a többi országhoz képest átlagosan 18–20%-kal, a svéddekhez viszonyítva 27%-kal nagyobb mértékben feszítették meg.

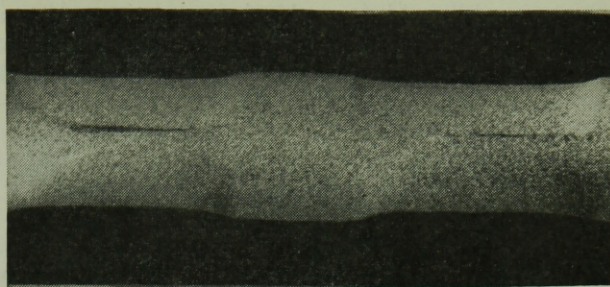
A huzalszakadások másik oka a túlságosan mély rovátkolás volt, amelynek megfelelő hideg megmunkálás az anyag szövetszerkezetét igen nagy mértékben deformálta.

Az ózdi és a salgótarjáni gyárak laboratóriumai által végzett makro- és mikrovizsgálatok különösen a nagy ellipszises rovátkolásra vonatkozólag azt a megállapítást eredményezték, hogy a szövetszerkezet deformációja egészen a huzal közepéig terjed és több helyen a huzal hosszirányú berepedését idézte elő (7. ábra).

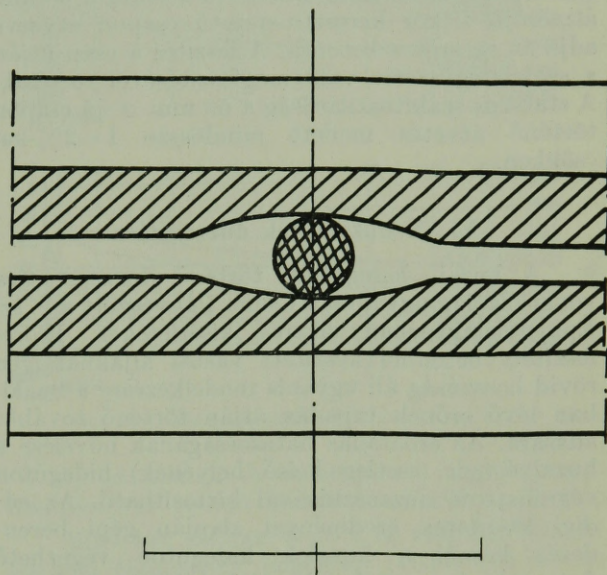
Az előrefeszített beton hidegelemeknél alkalmazott kis ellipszises rovátkolású $\varnothing$ 5 mm-es huzalokkal az Ütügyi Kutató Intézet kedvező tapasztalatokat szerzett annak ellenére, hogy egészen szórványosan itt is történt huzalszakadás. A rovátkolás mélysége kisebb volt, mint az előzőekben tárgyalt nagy ellipszises huzaloké és a feszítő erő megengedett felső határa is már eredetileg 9000 kg/cm² volt 10 500 kg/cm² helyett.

Az Építéstudományi Intézetben Deák György foglalkozott olyan rovátkolás kikísérletezésével, amelynél a préseléskor a huzalra átadott nyomóerő egyenletesebben oszlik meg. A préstömböt ugyanis nem sík felülettel, hanem hengerfelület alakúra képezik ki (8. ábra), miáltal a Hertz-féle képlettel számítható felületi nyomófeszültség csökken. Az ÉTI eddigi vizsgálatai kedvező eredménnyel jártak, mert a préselés a huzal hosszirányú szálait kevésbé torzítja el, a repedések keletkezésének veszélye tehát kisebb.

Legújabban kipróbálásra kerültek osztrák gyártmányú sűrű-kis rovátkás $\varnothing$ 5 mm-es huzalminták is az ÉTI laboratóriumában. Ezeknél a rovátkák két sorban, sűrűn, diametrálisan bepréselt kis kör alakú bemélyedésekből állanak. A végzett kihúzópróbák a kis ellipszises rovátkolásnál gyengébb eredményeket adtak. Célszerű lenne négy soros, sűrű rovátkákkal ellátott huzalokkal végezteni kihúzó kísérleteket és szövetszerkezet vizsgálatokat. A kétsoros rovátkával ellátott osztrák huzalminták a Salgótarjánban végzett makro- és mikrovizsgálatoknál sehol sem mutattak erőszakos szövetszerkezet torzítást vagy belső repedéseket.



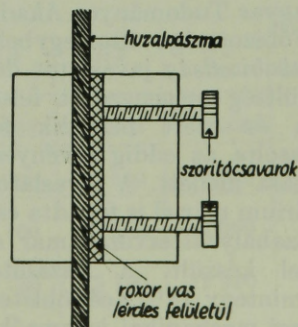
7. ábra. Rovátkolt huzal hosszszelvénye



8. ábra. Hengerfelületű prés a huzal rovátkolására

IV. Fonott (pázmás) acélhuzalok

A patentozott acélhuzal tapadásának fokozására a nálunk alkalmazott harmadik eljárás: *pázmák fonása*. A miskolci Április 4. gyár 3 db 2,5 mm $\varnothing$ huzalból állított elő próbaképpen ilyen pázmát. Az Építéstudományi Intézetben végzett szakítókísérletek, valamint kihúzópróbák kedvező eredménnyel jártak, amennyiben a három huzal együttes szakítószilárdsága kilenc próbadarab közül legkedvezőtlenebb esetben 17 520 kg/cm² szakítószilárdságot adott, ami megfelel az egyes szálakra előírt szakítószilárdságnak, ha a szórást is figyelembe vesszük. A kihúzópróbák szerint a pázma 8000 kg/cm² feszültségig nem mozdult a betonprizmából. További terhelésnél a pázma



9. ábra. Huzalpászma befogó szerkezete

egyszerre kihúzódott, valószínűleg azért, mert a 20 cm-es hosszúság kevés a betonfeszültségek átvételére. A huzalpásmát sandwich-lemezzel lehet egyszerűen befogni, roxorvas közbeiktatásával (9. ábra).

V. Huzalvégtelenítés

Vezetéktartó oszlopoknál és vasúti aljaknál a 2. sz. Épületelemgyárban igen előnyösen bevált a *huzalvégtelenítés*, ami a betonra az erőátadást biztosítja. Ezt a rendszert *Csuha Pál* főmérnök hozta javaslatba. Az 5 mm $\varnothing$ -jú acélhuzal 60 mm átmérőjű félkör keresztmetszetű csapon átvetve adja át az erőt a betonra. A feszítés a csap útján a szálak egyszerre való megfeszítésével történik. A statikus szakítószilárdság a 60 mm $\varnothing$ -jú csapon történő átvetés mellett mindössze 1–2%-kal csökken.

VI. A huzalvégek duzzasztása

A huzal hidegúton történő duzzasztására vonatkozólag ugyancsak *Csuha Pál* végzett a 2. sz. Épületelemgyárban sikeres kísérleteket. Előrefeszített betonból készített vasúti aljaknál igen rövid hosszúság áll ugyanis rendelkezésre a huzalban lévő erőnek tapadás útján történő továbbadására. Az erőátadás hatásosságának növelése a huzalvégnak (esetleg belső helyének) hidegúton végrehajtott duzzasztásával biztosítható. Az eddigi kísérletek eredményei alapján gépi berendezés készül a huzalok hidegúton végezhető duzzasztására, amely előreláthatólag ez év közepére üzembe lesz helyezhető.

VII. Melegen bordázott acélhuzalok

Az előrefeszített betonelemek acélbetétjeinél a felületi tapadás kérdését nálunk véglegesen a külföldön évek óta alkalmazott és igen jól bevált, hőkezeléssel nemesített, ötvözt, melegen bordázható nagyszilárdságú acélbetét fogja megoldani. Nyugat-Németországból nemrégiben behoztak ilyen mintadarabokat. Addig is amíg kohászatunk ezt az anyagot gyártani fogja, évente néhány száz tonna mennyiséget külföldről szándékoznak az Épületelemgyárak behozni.

VIII. A feszítési feszültség

A fentiekben a III. alatt előadott indokok alapján a Magyar Tudományos Akadémia Építéstudományi Főbizottsága által egybehívott *Feszítettbeton Munkabizottság* javaslatot dolgozott ki a feszítési feszültség megengedett felső határának korlátozására és ezért második feltételnek a $0,8\sigma_f$ -et javasolta az eddig érvényes $0,7\sigma_B$ feltétel megtartása mellett. A javaslatot az Építésügyi Minisztérium már el is fogadta és az Országos Építésügyi Szabályzattervezet már ennek figyelembevételével készült. A leszállított feszítési feszültségek mintegy 15% acéltöbbletet jelentenek, amit a jelenlegi mechanikai jellemzők (l. 1. táblázat) megjavításával lehetne kiküszöbölni.

IX. A dobátmérő szerepe

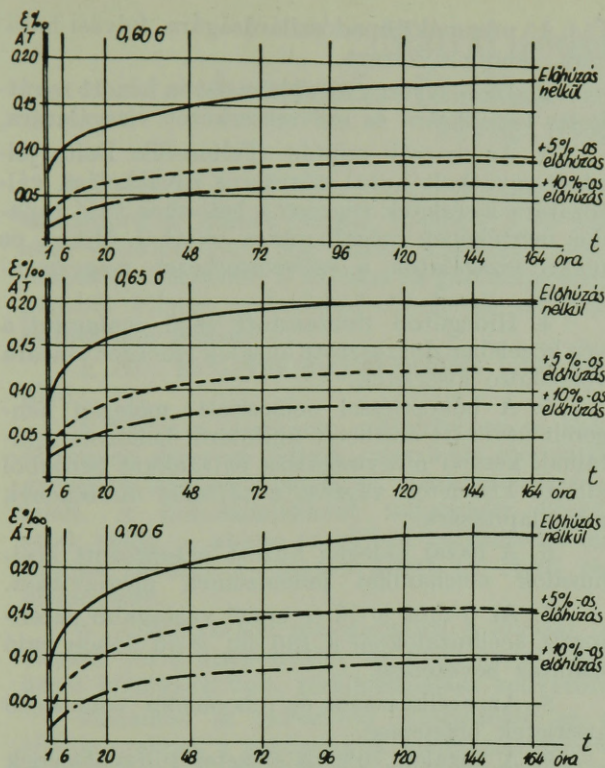
A folyási határok felemelésére egyébként is szükség van. Elsősorban azért, mert a huzaloknak beépítésük előtt végzett egyengetése során, az egyengetés végrehajtásának módszerétől függően 3–20%-kal csökken folyási határuk, úgyhogy sok esetben nincs meg az előírt értékük. Egy további ok a folyási határ szükséges felemelésére a huzaloknak 180 cm átmérőjű tekercsekben tervezett szállításával van összefüggésben.

A huzalok gyártása és szállítása nálunk 60 cm $\varnothing$ -jú dobok történik. Az 5 mm $\varnothing$ és ennél vastagabb huzalok 60 cm átmérőjű dobra történő felcsévézése folyási határt meghaladó szélsőséges feszültségeket okoz a huzalban, úgyhogy lecsévézés után a huzal görbe marad. Az ilyen huzal a feszültségi korrózió iránt is érzékenyebbé válik. Felhasználása előtt egyengetésére van szükség, ami az említett 3–20% csökkenést jelent a folyási határnál. A 180 cm átmérőjű dobok történő szállításhoz azonban a huzal felcsévézése előtt szintén egyengetni kell nálunk az anyagot, mert a gyártást 60 cm átmérőjű dobok fogják egyelőre a jövőben is végezni.

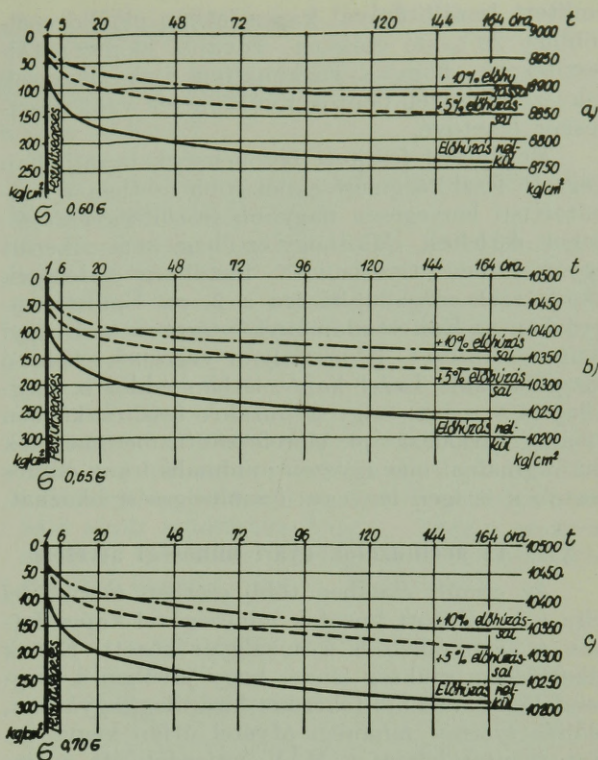
Az egyengetés káros hatásának kiküszöbölésére a Salgótarjánban végzett előkísérletek szerint szükség van a kiegyengetés után felcsévélt egész tekercsnek utólagos hőkezelésére. Ezzel az utólagos melegítéssel lehetővé válnék az eredetinel magasabb folyási határ és szakítószilárdság elérése és a 180 cm-es tekercseken való szállítás bevezetése is. Salgótarjánban ugyanis elkészült még a múlt évben az első ilyen 180 cm átmérőjű dobos berendezés, amit azért nem lehetett eddig üzembe helyezni, mert a folyási határ leesésével a huzalanyag már nem éri el a kötelező minimális folyási határt.

X. A magasabb folyási határ jelentősége

A folyási határ felemelésével kapcsolatban lehetővé válnék a szabványainkban előírt egyik rendelkezés helyesbítése is, mely szerint huzaljainkat a határfeszültségig, sőt az acélkúszás egy részének kiejtése céljából még azon túl 10%-kal is szabad feszíteni. A határfeszültség értelemszerűen az a feszültség, amelynél a kedvezőtlen körülmények összegeződése esetében a szerkezet használhatatlanná válik. Ilyen módon a határfeszültségig, illetve azon túl történő feszítés elvileg nem engedhető meg. Ezért szükséges lenne a feszítési feszültség felső határát a határfeszültség alatt előírni, és pedig olyan biztonsági sávval, hogy még a 10%-os túlfeszítés értéke is határfeszültség alatt maradjon. Ezt a most kiadás előtt lévő Országos Építésügyi Szabályzat tervezetében előirányzott és a $0,7\sigma_B$ és $0,8\sigma_f$ közül a kisebbikre előirányzott feszítési feszültségeknek alapul vételével az alábbi táblázatban feltüntetett határfeszültségi értékek mellett lehetne megvalósítani. Ahhoz, hogy a biztonság a folyási határral szemben legalább ugyanakkora legyen, mint pl. a közönséges vasbetonszerkezet A 36. 24. 12. jelű folytvas betétjeinél, vagyis $\frac{2400}{1950} = 1,23$, a 2. táblázat utolsó



10/a ábra. Acélhuzal kúszása állandó erőhatás mellett



10/b ábra. Acélhuzal ernyedése állandó hossz mellett

előtti sorában megadott minimális folyási határok biztosítása szükséges. Az 5 mm $\varnothing$ -jú acélhuzal esetében pl. a feszítési feszültség 9000, a 10%-os túlfeszítés megengedett feszültsége 9900, határfeszültség 10 000 kg/cm^2 és minimális folyási határa 12 300 kg/cm^2 legyen a jelenleg előírt 10 900 kg/cm^2 helyett. Tehát legalább ennyire kellene a folyási határt felemelni. Anyagmegtakarítás céljából azonban ennél nagyobb mértékű emelésre is volna valószínűleg lehetőség.

XI. Az acélanyag kúszása

Az Építőipari Műszaki Egyetem II. sz. Hídépítési tanszék laboratóriumában az acélkúszás és ernyedés vizsgálatával Veress Sándor foglalkozott A Magyar Tudományos Akadémia támogatásával az 5 mm $\varnothing$ -jú acélhuzalra vonatkozólag vizsgálta

a) az állandó nagyságú feszítőerő biztosítása esetén keletkező acélkúszást és

b) az állandó hosszúságú és meghatározott feszítőerővel terhelt huzalnál előálló ernyedést.

Mind két esetben a 10%-os előzetes túlfeszítés igen előnyösnek bizonyult (10a és 10b ábrák). Az első vizsgálatok mindössze 164 óráig tartottak. Hosszabb időtartamú vizsgálatok az Építésügyi Minisztérium megbízásából most vannak folyamatban.

Mind az acélkúszásnál, mindpedig a relaxációnál előnyösnek bizonyult a huzal előzetes 10%-os túlfeszítése 10 percig. Az MSZ 15026 előírásai szerint az acélkúszás hatását az

$$\varepsilon = 0,13 \frac{\frac{\sigma_{\text{feszítés}}}{\sigma_B} - 0,2}{0,85 - \frac{\sigma_{\text{feszítés}}}{B}} \cdot 100$$

képlet szerint kell figyelembe venni. Ha a 10%-os túlfeszítést végrehajtják, úgy csak fél hatást kell számítani. Ebben az esetben a feszítési feszültség

2. táblázat

Átmérő mm	$\varnothing 2,5$	$\varnothing 3$	$\varnothing 4$	$\varnothing 5$	$\varnothing 6$	$\varnothing 7$
OÉSz-tervezet feszítési feszültségei max-ban	11 000	10 000	9 500	9 000	8 500	8 000
10%-os túlfeszítés megengedett felső határa	12 100	11 000	10 500	9 900	9 350	8 800
Javasolt határfeszültség	12 200	11 100	10 600	10 000	9 450	8 900
Szükséges minimális folyási határ	15 100	13 750	13 100	12 350	11 700	11 000
Jelenleg előírt minimális folyási határ	14 400)	(13 260)	(12 000)	(10 950)	(9 800)	(9 100)

említett leszállításával kapcsolatban előálló acél-többlet 20%-kal csökken. További előnye a túlfeszítésnek, hogy a rugalmatlan alakváltozások kiküszöbölésével pontos nyúlásmérés válik feszítéskor lehetővé.

Megépített feszített betonelemek huzaljaiban végzett feszültségméréseknél több esetben a számítottnál lényegesen nagyobb feszültségveszteségeket észleltek. Minthogy ez ideig nem sikerült egyértelműen tisztázni a feszültségveszteségek okait, ezek megállapítására a 2. sz. Épületelem-gyárban az Építéstudományi Intézet és az Ütügyi Kutató Intézet Hídosztályán végeznek beható vizsgálatokat. Ezzel kapcsolatban eddig is megállapítást nyert, hogy a huzalok feszítés közben előálló sűrűlődása pl. előre feszített betonelemek diafragmáinál már egészen minimális irány-eltérés esetében is igen lényeges feszültségesést okozhat.

XII. Az acélhuzalok gyári minőségi átvétele

Az elmúlt években több esetben merült fel vita a leszállított huzalok minőségével kapcsolatban a megrendelő és a huzalgyár között. Ennek elkerülésére szükség lenne, hogy jövőben a megrendelő valamennyi tekercset kizárólag a gyárban, előírás szerinti minőségi átvétel útján vegye át. Ezt az utat követi a MÁV évtizedek óta a sínanyag átvételénél és így történik a KPM részéről valamennyi hídanyag átvétele. A megrendelő csak azt az anyagot szállítja le a gyárból, ami neki megfelel. Ily módon a viták mindig elkerülhetők voltak.

A huzalgyártásnak Miskolcra tervezett áthelyezésével kapcsolatban gondoskodni kellene eleendő számú szakítógéppel, kétmérőórás folyáshatármérő berendezéssel ellátott szakítóterem létesítéséről a miskolci gyárban és hozzá személyzet biztosításáról.

XIII. Összefoglalás és javaslatok

Összefoglalva az előadottakat, feszített beton elemekhez felhasználásra kerülő nagyszilárdságú acélhuzalaink fejlesztése terén a legközelebbi teendők volnának, kísérletek végzése:

1. pászmák tapadószilárdságára, folyási határára, lehorgonyzására,

2. Deák György által javaslatba hozott rovátkolás tapadására és szövetszerkezet vizsgálatára,

3. Az osztrák mintás (Felten-féle Delta jelzésű) rovátkolt huzal négysoros rovátkolású változatára kísérletek végzése a betonhoz való tapadás mértékének megállapítása céljából. Mikro- és makro-vizsgálatok a szövetszerkezet megvizsgálására.

4. Hidegúton duzzasztott végű, valamint a vég közelében duzzasztott huzalok lehorgonyzására vonatkozó kísérletek.

5. A hőkezeléssel nemesített, melegen hengerelt ötvözt acélbetét külföldről behozott mintáinak kémiai megvizsgálása és azokkal betonból kihúzó kísérletek végzése a tapadás mértékének megállapítására.

6. A hazai hidegen húzott patentozott acélhuzalok mechanikai jellemzőinek megjavítása.

7. Az 5 mm $\varnothing$ -jú és ennél vastagabb patentozott acélhuzaloknál a 180 cm $\varnothing$ -jú dobon való szállítás bevezetése.

8. Az acélkúszásra és relaxációra vonatkozó kísérletek befejezése.

9. A huzalok 10%-os előzetes túlfeszítésének általános bevezetése.

10. Az acélhuzalok gyárban végzendő előírás szerinti minőségi átvételének bevezetése, a szükséges feltételek biztosítása után.

11. A huzalok feszítésétől kezdve az idők folyamán előálló feszültségveszteségek rendszeres megfigyelése és ennek alapján az elkerülhető feszültségveszteségek kiküszöbölése.

FELHASZNÁLT IRODALOM

Böröcz Imre: Feszített betonszerkezetek Budapest, 1952., 53.

Herberg: Spannbetonbau I. Leipzig 1956.

Mankher Lajos: A feszített betonacélhuzal. Mélyépítéstudományi Szemle. 1958. 8—9. szám 370 oldal.

Veress Sándor: A hazai különleges betonacél relaxációs jelenségei.

NEMCSAK

új magyar- és idegennyelvű

HANEM

antikvár szakkönyveket

IS

vásárolhat és eladhat a

**MŰSZAKI
KÖNYVESBOLT
ANTIKVÁRIUM-ban
BUDAPEST,
VII., Lenin körút 7. sz.
Telefon: 221-082.**

Mátrai födémek károsodása, korszerű vizsgálati módszere és helyreállítása

VÉSEY EDE, MAKÓ LÓRÁND

Budapesten és nagyobb vidéki városainkban, a századforduló utáni években, több ezer 3—5 emeletes lakóház épült ún. Mátrai rendszerű salakvasbeton födémmel. E statikai és gazdasági szempontból ötletes szabadalmi eljárásnak előnyei a következők voltak:

1. Kb. 25% vas megtakarítását tette lehetővé.

2. Mivel a szerkezet erőjátékában a beton alárendelt szerepet játszik (vízszintes merevítés), gyengébb minőségű beton, pl. salakbeton is megfelelt. A betonadalékként felhasznált kőszén-salak pedig — abban az időben barnaszenet még keveset tüzeltek — ingyen állott az építő rendelkezésére.

3. A salakbeton térfogatsúlya a normál betonénál jóval alacsonyabb, az ezzel épített szerkezet könnyebb volt, térkihasználása kedvezőbb.

Rohamos és széleskörű elterjedését ez az eljárás ezeknek a gazdasági és méretezési előnyei-
nek köszönhette. Fővárosunk lakás-födémterületének kb. 15%-a készült így. A közel azonos időben épült házak födémeinél most szinte egy időben korróziós károk jelentkeznek. E károk elhárítása mind lakásviszonyaink miatt, mind műszaki vonatkozásban fontos feladat.

Ugyanezen a helyen [1] már ismertettük általánosságban e födém típus műszaki leírását, a salakbeton korróziójának elméletét, kiterjedtünk a födémek bírálatára és azok megóvása érdekében általánosan alkalmazott módszerekre is. A következőkben az elmúlt két év tapasztalatai és néhány, födémkárt szenvedett lakóház helyreállítási munkáinál észlelt újabb megfigyeléseink alapján, további adatokat közlünk a salakbeton födémek korróziójáról, általunk bevezetett vizsgálati módszeréről, azok eredményeiről, majd ezen túlmenően a veszélyelhárítás és állagvédelem céljából eszközölt, helyreállítási munkával kapcsolatos terveinkről számolunk be.

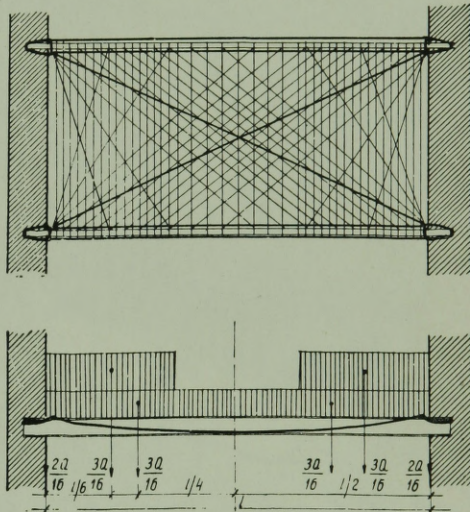
A salakvasbeton korróziója

Szakembereink még néhány évvel ezelőtt nem ismerték fel, hogy e födémek pusztulásának legfőbb oka és előfeltétele az átnedvesedés, a víz, mely a szerelvények hibái következtében vagy a levegő páratartalmából jut a higroszkópos salakbetonba. Ahol nedvesség nem juthat a födémhez, ott a beton és a benne levő vasalás állapota kifogástalan, a szerkezet teherbíróképesége nem csökkent. A födém tervezőinek mentségére szolgál az a körülmény, hogy a salakbeton és vasbetétei korróziós folyamatait fél évszázaddal ezelőtt még nem ismerhették, ezekre csupán a legutóbbi évek vizsgálatai derítettek fényt. Megfigyelésünk szerint a hibák először a vizes traktusok körüli épületrészekben, letáskásodások alak-

jában jelentkeznek, sok esetben kizárólag ezekre a területekre korlátozódnak.

Ismeretes, hogy e födémekben a szokványosnál nagyobb térközben (1,30—3,20 m) kiosztott vas-tartók közeit 5—6 mm $\varnothing$ -jú lágyvas huzal háló, ill. huzalkötegek töltik ki. A vashálónak az a szerepe, hogy a terhelést főként a teherhordó falaknak, s a tartók felfekvési helyéhez közel eső szakaszának adja át (1. ábra). A salak, vas és víz kölcsönhatásában a vasbetétek pusztulása duzzadó vashidroxidok keletkezésével jár és a vasháló síkjában fellépő repesztő erők hatására a vasháló alatti salakbeton réteg — főleg a gerendák melletti, vasalatlan, vastagabb szelvényű, tehát nagyobb önsúlyú része — letáskásodik.

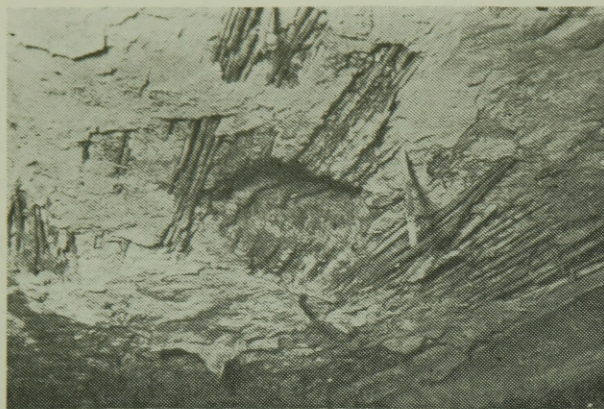
Mátrai födém vasalása és tehereloszlása



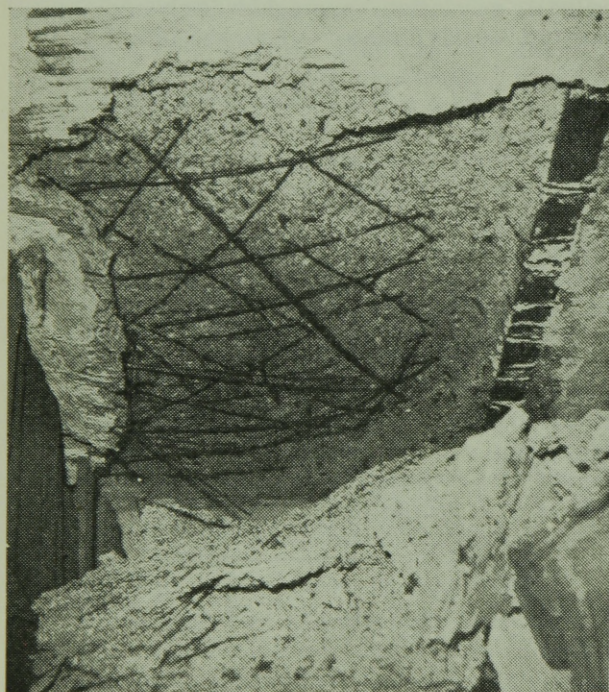
1. ábra. A leggyakoribb Mátrai födém vasalási és tehereloszlási rendszer. Ezen kívül számos vasalási szisztéma ismeretes

Amíg a normál beton vasbetéteit nem károsítja a tartós, vagy időszakos gyakori átnedvesedés, a nedves salakbetonban nemcsak a vasak korrodálódnak, hanem a salak adalékból kilúgozódo vegyi anyagok kémiai hatására, továbbá a salakban levő szén szemcsék duzzadása miatt a salakbeton is fellazul, szétporlik. A gyakorlat azt mutatja, hogy a födém teherbíróképesége szempontjából a vasbetétek átmérőcsökkenésével járó károsodás a nagyobb veszély. Ez a beton másodrendű teherviselő szerepéből következik. Viszont a lekagylósodás tekintetében a salakbeton szilárdságcsökkenése már fokozott jelentőségű.

A salakbeton letáskásodásra való hajlamosága már az 1910-es évektől ismeretessé vált. Ettől az időtől kezdve ellene a zsáuzatra fektetett 1—2 cm vastag nádszönyeggel védekeztek (2. ábra). A plasztikus állapotban bedolgozott salakbeton körülfolymta a nagyszilárdságú és szilícium tartalma miatt időálló nádszálakat.



2. ábra. Átázástól letáskásodott, nádazott Mátrai födém próbavésettel



3. ábra. Födémbehajlás és salakbeton leválás néhány órával a födém teljes leszakadása előtt, Budapest VIII. ker. Rákóczi tér 6 sz. alatt



4. ábra. Egerben, Dobó István tér 4 sz. alatt leszakadt salakbeton födém. A vaskötegek korrodálódtak el a tartók melletti kengyeleknél

Ezáltal a födémlemez alsó, húzott síkján egy magasabb húzószilárdságú kéreg keletkezett. A nád-szőnyeget helyenként a vashálóra kötöződróttal is felerősítették. Az így készült épületeknél természetesen kisebb a letáskásodás veszélye. Szovjet kísérleti adatok szerint a betonba ágyazott nád szakítószilárdsága tömör keresztmetszetre vonatkoztatva 1140—1730 kg/cm² [2].

Később, mikor e födém típus vízzel szemben mutakozó érzékenysége már feltételezhető volt, igényesebb építkezéseknél, a pincék és padlás födémeit már nem készítették Mátrai rendszerrel, salakvasbetonból. A pincék állandóan nedves levegője különösen rossz hatással van a födémre. Egy pince (Budapest, VIII. József u. 42) fölötti fodrászműhelyben, ahol a födém alulról és felülről egyaránt ki volt téve tartós átnedvesedésnek, leszakadt. Ugyancsak födémleszakadás történt hasonló okból kifolyóan, a VIII. ker. Rákóczi tér 6. sz. épület földszintjén, ahol éveken át egy halárus üzlete és kifőzés volt. A károk a legtöbb esetben szerencsére nem minden előzmény nélküli leszakadással jelentkeznek, hanem minden esetben letáskásodás, behajlás, vakolatrepedések jelzik a korrózió állapotát (lásd 3. ábra). A pincék térségében azonban a károk előjeleit nem veszik kellő mértékben figyelembe.

A szóbanforgó 50—60 éves épületek víz- és szennyvízvezetékei már korrodáltak. Ezek gyakori hibái, a csőrepedések, dugulások stb. a födéme helyi átázását okozzák, ill. a hidegpadlók felbontását teszik szükségessé. A felbontott és „kifoltozott” márványmozaiklap, vagy terazzo-burkolat vízzáróságából veszít. Ezért a vízestraktusokban levő helyiségekben a födéme nemcsak alulról, a fokozottabb légnedvesség miatt, hanem felülről is károsodnak.

Egerben Dobó István tér 4. sz. alatt, ahol több közös W. C. volt egymás mellett, a lefolyók hibáitól éveken át, állandóan nedves volt egy főfal. E fal túloldalán az ezzel érintkező I. és II. emeleti Mátrai födémeinek minden vasbetétje elnyíródott, a salakbeton-lemez lehajlott, majd leszakadt (lásd 4. ábra).

Nagy károkat okoztak a háborús tetőrongálódások miatt előállt huzamos beázások is. Ott, ahol a legfelső szint is salakbeton födémmel készült, jóformán kivétel nélkül mindenütt jelentkeznek a letáskásodás tünetei.

Vízzel kapcsolatos károsodást mutatnak legtöbb esetben az átnedvesedésre és fagykára érzékeny erkélyek és függőfolyosók is. A legfelső szintek függőfolyosói — különösen az esőverte déli oldalon — károsodnak nagyobb mértékben. A Mátrai födémmel készített lakóházak udvarára lépve azonnal szembetűnnek a függőfolyosóról lehullott vakolat, a szabaddá lett tarka színű salakbeton és a vashuzallal körütekert vastartók (5. ábra).

Vizsgálati módszerek és azok eredményei

A Mátrai födém vizsgálatánál az alábbi szempontokra kell figyelemmel lenni:

1. a műszaki jellemzők megismerésére,
2. a födém használati körülményeire,

3. a korrózió mértékére,
4. a födém jelenlegi teherbíróképességére,
5. a helyreállítás lehetőségeire.

Vizsgálati módszerünket, melyet e szempontoknak megfelelően állítottunk össze és az elmúlt két év során, több nagy budapesti lakóház helyreállításának tervezői munkájánál alkalmaztunk, az alábbiakban foglaljuk össze.

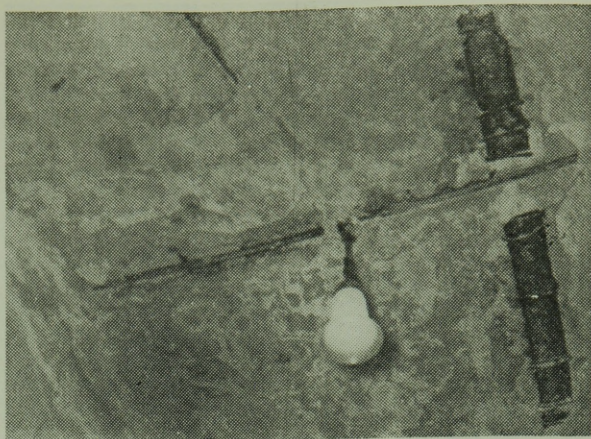
Előzetes szemle és adatgyűjtés. A kárt szenvedett épületek vizsgálatának megkezdése előtt, lakásról-lakásra járva, helyszíni szemlén ellenőrizzük a helyiségek födémeit. Adatokat gyűjtünk a használatra, átázásokra, esetleges repedésekre, letáskásodásokra, a hibák okaira, keletkezésük időpontjára, háborús és egyéb károokra, javításukra, a víz- és szennyvíz csőhálózat állapotára, a lakásleválasztásokra és egyéb átépítésekre vonatkozóan. Az adatokat részben a tervtárból, másrészt a házkezelőségektől, házfelügyelőktől és lakóktól gyűjtjük össze és „Jegyzőkönyvbe” foglalva mellékeljük a szakvéleményhez.

Födémvésetek. A salakbeton, a vasbetétek, valamint a tartók állapotának, méreteinek vizsgálata céljából kétféle födémfeltárást végzünk.

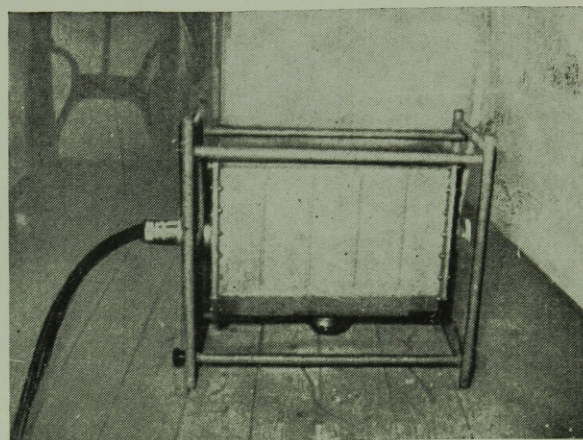
a) Kb. 10×10 cm területen, 5–8 cm-es mélységben a födémek alsó felületén eszközlünk véséseket, leginkább a korrózió szempontjából kedvezőtlen födémterületeken, lakásonként 1–5 darabot, attól függően, milyen mértékű a korrózió és hány helyiségből állnak az egyes lakások. A vakolat és nádréteg eltávolítása után a salakbetonból, kémiai vizsgálatok céljaira, csőfúróval (50 mm $\varnothing$) kb. 300 g mintát veszünk, megállapítjuk azt, hogy a beton könnyen, vagy nehezen véshető, a vésetet addig tágitjuk, amíg vasbetétre találunk. Erről késsel lekaparjuk az oxidréteget, majd több helyen megmérve megállapítjuk a vasbetét legkisebb átmérőjét. A nyert adatokat a már említett „Jegyzőkönyvben”, a vésetek helyét pedig az alaprajzon tüntetjük fel.

b) Készítünk 40×40 cm-es födémvéseket is. Ez a munka a padló, vagy parketta felbontását igényli. A vésetekből 30×30 cm-es salakbeton mintát, nyomószilárdsági és térfogatsúly próba számára egy darabban veszünk ki. Ebből a mintából kikerülő vasakat szakítószilárdsági vizsgálatnak vetjük alá. Az átvésések helyét, emeletenként 1–2 db-ot úgy jelöljük ki, hogy egyúttal néhány helyen megállapítható legyen a vasgerendák állapota és mérete is. Az átvésések helyét is feltüntetjük az alaprajzon. Az átvésések salakbeton anyagát kémiaiilag is vizsgáljuk.

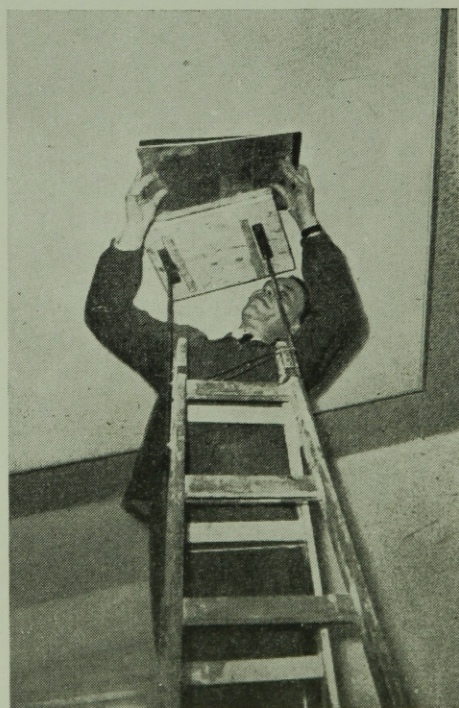
A vas húzószilárdságának és folyási határának vizsgálata a födém vizsgálatok egyik legfontosabb feladata. Az eredmények helyes kiértékelése ma még nem teljesen megoldott feladat. A korrózió által okozott és a kristályszerkezet módosulásával összefüggő szilárdságváltozásokon túlmenően, ugyanis a vashuzalon keletkezett berágódások alakjától, hosszától, mélységétől is előállhatnak, sok esetben ellentmondásnak tűnő szilárdság növekedések, vagy csökkenések. Ennek szemléltetésére egy példát említünk meg. Ha egy 5 mm



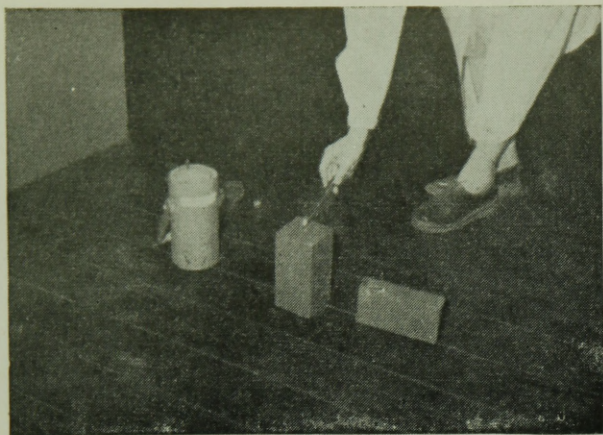
5. ábra. Salakbeton függőfolyosók jellegzetes, áthurkolt vastartói



6. ábra. Liliput „120” röntgen készülék födémátvilágítás közben



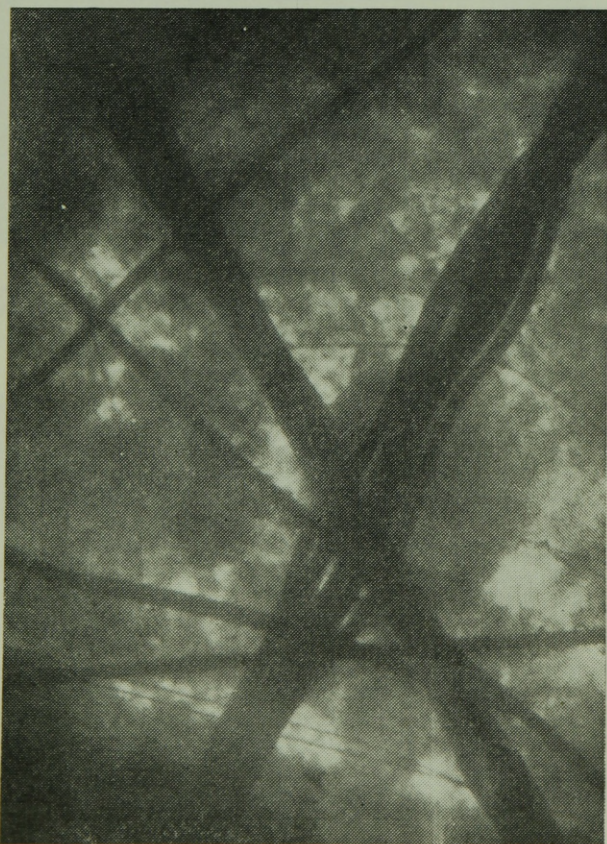
7. ábra. A röntgenfilm felerősítése a födém alsó síkjára



8. ábra. A röntgenfelvétel helyének kijelölése rádióaktív izotóppal



9. ábra. γ sugarakkal átvilágított hely felkutatása a födém alsó síkján



10. ábra. Röntgenfelvétel a salakbeton jó állapotú vasbetéteiről

$\emptyset$ -jú gömbvas 2—3 mm hosszúságban korrózió következtében területén egyenletesen úgy rágódik el, hogy közepén pontosan 3 mm $\emptyset$ -jú ép vas marad meg, akkor a keresztmetszetében csökkentett vas húzószilárdsága kb. 20—30%-al nagyobb lesz, mint egy 3 mm $\emptyset$ -jú ugyanolyan anyagból készült vashuzalé. Folyási határa eltolódik és az így korrodált lágyvas szakítószilárdság szempontjából az acélhoz hasonló tulajdonságokra tesz szert. Minél hosszabb szakaszon jelentkezik a korrózió okozta elvékonyodás, a fent említett eltérések annál kisebb mértékűek.

Röntgenvizsgálatok

Nem elég azonban a vas anyagvizsgálatait elvégezni, meg kell állapítani a vaskiosztások távolságát, a hálórendszer és kötegek szisztémáját, főképpen pedig a területegységre eső vashuzalmennyiségeket is, azok átmérőjével együtt. Mivel a feladat megoldása csak a födém teljes hosszában való átvésésével lehetséges, amely munka gyakorlatilag a födém elbontását jelenti, s a lakók kiköltöztetését teszi szükségessé, rátértünk a födémek röntgenográfiai vizsgálatára [3].

Az általunk alkalmazott, magyar gyártmányú, Varga-féle „Liliput 120”-as, szétszedhető, hordozható készülék, üzemeltetése nem jelent különösebb nehézséget. Súlya az összes szerelvényekkel együtt 110 kg, 30 mm acél, vagy 150 mm normál beton átvilágítására alkalmas, feszültsége 120 kV. Egyaránt használható 110 és 220 V hálózati feszültségre (6. és 7. ábra). Fapadlós területeknél az említett, hidegpadlónál azonban a készüléknél valamivel nagyobb az ún. „Liliput 200”-as típus használható előnyösen, mert azzal 65 mm acél, vagy 250 mm normál beton átvilágítható. Súlya 200 kg.

Ilyen készülék beszerzése az FTI-nál folyamatban van.

A 8—9. ábrán bemutatjuk a felvételi munkához való előkészületeinket, melyeknek helykijelölését bemérésekkel, vagy 15 mC Co^{60} radioaktív izotóppal és ratemeterrel végeztünk el.

A röntgenfelvételeket ott használjuk, ahol a vasbetétek korrodáltságának és a vasalási rendszernek, ill. a vaskiosztásnak megállapítása a feladat. Rendszerint 30 cm sáv szélességben fényképezünk hosszában végig egy mezőt úgy, hogy a felvételek összevetéséből a mezőben levő egész vashálórendszer rekonstruálható legyen. Ugyanezen felvételek kiértékelésével megállapítható a vizsgált födémszakasz vasbetéteinek korrózió okozta esetleges átmérőcsökkenése, valamint a vasalás mértéke, azaz a m/m^2 vasbetétérték. Ez utóbbira a vizsgált lakóházakban igen eltérő (5—13 m/m^2) átlagos adatokat kaptunk. A korrodált vashuzalok szélei a röntgenképen hullámosak, míg az épek konturja határozott egyenes (10—11. ábra).

A 11. ábra egy függőfolyosó salakbeton lemezének nagymértékben elpusztult vasbetéteit mutatja be. A korrózió helyén jól látható a halványabb rajzolatú korróziótermék, a vasoxid röntgenképe.

A röntgenkészülék alkalmazása ebben az épületdiagnosztikai munkában kitűnően bevált. A vasoxid rétegek röntgensugár abszorpciója nem jelentős, ezért a vasbetétek határai jól láthatók, a lemezekre erősített etalonok segítségével vastagságuk pontosan megállapítható.

Itt jegyezzük meg, hogy megoldható lenne a födémek vasalásának „fényképezése” radiokativ izotópokkal is. Az ipari célokra alkalmazott izotópjaink γ sugárenergiaja kb. 1 nagyságrenddel nagyobb ($\text{Co}^{60} = 1,3 \text{ MeV}$) az általunk alkalmazott r. sugárénál (120 kV), így áthatoló-képessége is fokozottabb. Ezzel szemben adott idő alatt, a területegységre eső sugarak száma — az alkalmazott mérési elrendezés körülményeit figyelembevéve — a röntgen módszer esetében több nagyságrenddel nagyobb. Jelentős aktivitást kellene tehát alkalmazni és még így is olyan hosszú expozíciós idő lenne szükséges, hogy lakásokban a sugárvédelem nehezen biztosítható.

Vegyeszeti vizsgálatok. E vizsgálataink célja annak megítélése, hogy

a) a salakbetonhoz milyen minőségű salakot használtak fel (vízoldhatóság, kémiai összetétel, szervesanyagtartalom, reakcióképesség a hidratált cementásványokkal stb.),

b) milyen cementtel, milyen adagolással készült a salakbeton,

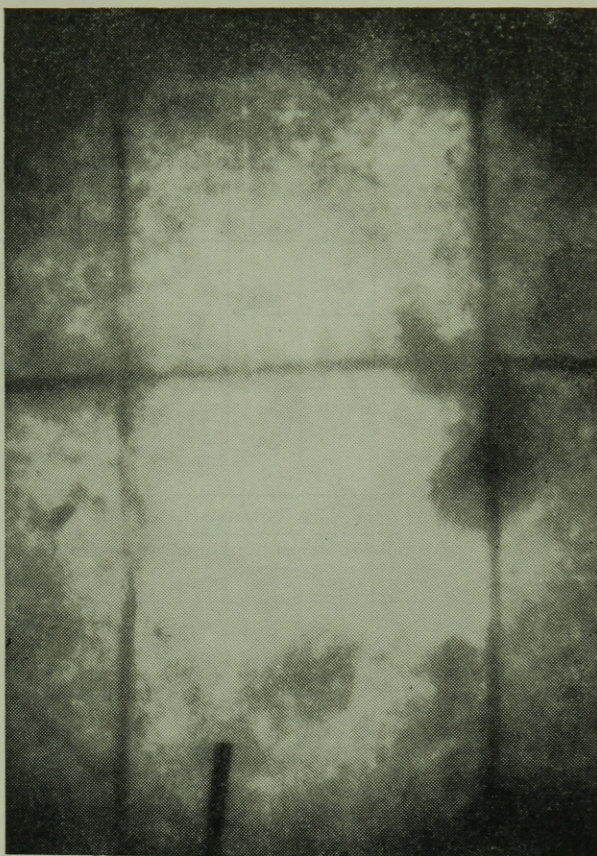
c) milyen korróziós folyamatok játszódtak le a salakbetonban a készítés időpontja óta

d) a salakbeton vegyalkotóinál fogva, milyen mértékben káros a vasbetétekre, tartókra,

e) milyen a salakbeton higroszkóposága, víztartalma, izzítási vesztesége,

f) víz hozzájutás esetén milyen irányú és mértékű korróziós folyamatokra lehet számítani a jövőben (pl. duzzadás, porlékonyosság, vasbetétek erőteljesebb, vagy kisebb mértékű károsodása stb.).

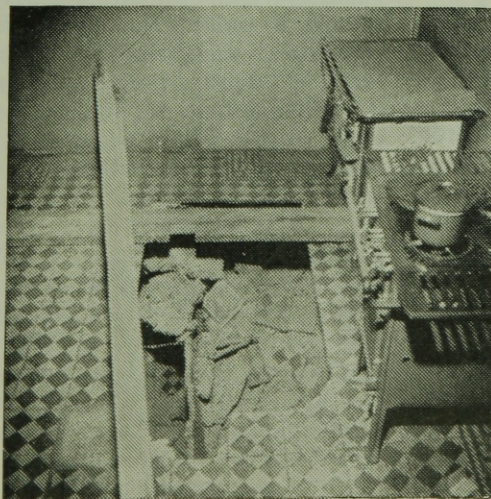
Mivel korrózió szempontjából elsősorban a vízben oldható salakbeton alkotóknak van jelentősége, ezért vizsgáلتainkat vizes feltárással végeztük el. A megfelelően porított, légszáraz anyagból 20 g-ot mérünk 800 g desztvízbe, ezt egy órán át rázzuk, majd szűrjük és egy literre kiegészít-



11. ábra. Helyenként teljesen elkorrodált, eredetileg 5 mm $\varnothing$ vasbetétek röntgenképe. Az 5 mm $\varnothing$ -jú etalon a kép alján látható

jük. Az eredményeket mg/kg értékben adjuk meg. Vizsgáljuk a pH értéket, kalcium-, magnézium-, szulfát- és kloridion koncentrációt. Az izzítási veszteséget 600 C°-on történő izzítás után mérjük.

Egyes szeneink természetes sugárzó anyagot (U, Th) tartalmaznak. A salakban ezek feldusulnak s így némely hazai hányón tárolt salakunk jelentős mértékben radioaktív. Szűrőpróbaszerűen rendszeresen megvizsgáljuk az elporított salakbeton mintákat radioaktivitás szempontjából, hogy az nem haladja-e meg a megengedett mértéket. Erre a lehetőségre a beépítés idején még nem gondol-



12—13. ábra
Vizeshelyiség alatt
tönkrement Mátrai
födém



Vizsgálati hely	pH			Ca ·· mg/kg			Mg ·· mg/kg			SO ₄ '' mg/kg			Cl' mg/kg		
	min	max	átl.	min	max	átl.	min	max	átl.	min	max	átl.	min	max	átl.
VIII., Rákóczi út 51.	7,5	10,0	8,11	688	12 293	3536	56	637	209	2 300	27 695	9 620	200	1700	400
VIII., Teleki tér 5.	7,45	9,0	8,25	971	8 233	3564	ø	544	212	2 600	16 100	7 503	200	2300	500
VIII., Diószeghy Sámuel utca 44/a	6,95	9,80	8,13	1460	10 340	4450	105	745	298	3 905	26 910	11 950	150	5050	910
XI. Bertalan L. u. 22.	7,3	8,40	7,89	2500	12 510	6566	130	905	370	8 900	30 300	18 110	150	700	287
XI. Bertalan L. u. 24.	6,55	8,10	7,56	2950	20 235	8578	40	1630	566	10 450	36 600	19 290	150	450	298

Vizsgálati hely	Víztartalom, %						Izzítási vesztl., %			Térf. súly, kg/m³			Nyomószilárdság, kg/cm²		
	lakószobákban			mellékhelyiségekben											
	min	max	átl.	min	max	átl.	min	max	átl.	min	max	átl.	min	max	átl.
VIII., Rákóczi út 51.	Nem mértük						10,6	19,6	15,4	1320	1520	1420	36	108	72
VIII., Teleki tér 5.	Nem mértük						12,6	19,6	16,6	—	—	1049	15	20	18
VIII., Diószeghy Sámuel utca 44/a	2,47	3,44	2,94	3,68	4,85	4,44	20,7	25,0	22,5	1440	1610	1525	31	41	36
XI., Bertalan L. u. 22.	1,90	3,16	2,66	3,57	6,45	4,99	13,84	33,9	25,5	720	1190	899	12	22	17
XI. Bertalan L. u. 24.	1,38	3,63	2,27	1,85	4,90	3,47	22,5	26,5	24,20	650	1180	952	12	32	20

hattak. Az ionizáló hatású sugárzásnak szerepe lehet a korrózió fokozásában is.

Mind kémiai, mind fizikai vizsgálataink eredményeit a legutóbb vizsgált öt lakóházra vonatkozóan a mellékelt táblázatokon adjuk meg. A vizsgálati eredmények maximum és minimum értékeit, valamint az összes eredményeket átlagban tüntettük fel.

A sorozatvizsgálatok elvégzéséhez speciális műszerek és laboratóriumi felszerelés szükséges, ezek birtokában az FTI jelenleg számos Mátrai földem korróziós vizsgálatot végez.

Az 1. táblázat adataiból a következőket vonhatjuk le. A lúgos pH érték általában a beton kötését biztosító cement jelenlétére utal. Ha ez az érték 7 alá megy, ez azt jelenti, hogy cement kötőanyag lényegében már nincs jelen. A vizsgált adatok minimumai tehát a kritikus 7 körül vannak. Ilyen helyeken a letáskásodás igen komoly veszélyt jelent, nagy felületeken is bekövetkezhet.

A szulfáttartalom elsősorban a vasak korróziója szempontjából jelentős. Sok vizsgálati eredmény kiértékelése viszont azt mutatta, hogy az egyes véseteknél a vasak korrodáltsága és a szulfáttartalom között nem volt összefüggés. Ennek oka az, hogy a víz jelenléte a döntő, mert az agresszív kénsav keletkezésének ez elengedhe-

tetlen feltétele és elősegíti a vas oxidációs pusztulását is. Viszont elegendő víz tartós jelenléte esetén, viszonylag alacsony szulfáttartalom is erős korróziót eredményez, míg másutt igen magas szulfáttartalom mellett, víz hiányában a korrózió csekély.

Víz azonban — amint a táblázat is mutatja, — a salakbetonban mindig van jelen, mégpedig a mellékhelyiségekben határozottan nagyobb mennyiségben, mint a lakószobákban. Ezt a védekezés szempontjából figyelembe kell venni. Különösen magas víztartalmúak a vizes traktusokban levő, azok a salakbeton födécek, melyek rosszul szellőzőtt világítóudvarok körül helyezkednek el.

A kémiai vizsgálatok eredményei nagyságrendileg adnak tájékoztatást a korrózió várható mértékéről. Vízben nagyobb mértékben oldható káros alkotókat tartalmazó salakadalék jelenléte fokozza a korróziót.

A térfogatsúly és a nyomószilárdság között határozott összefüggés figyelhető meg, ami természetesen. A viszonylag magas térfogatsúly azonban nem mindig jelent megnyugtató szilárdságot. Megjegyezzük hogy az akkori számításokban általánosan felvett 1,00 t/m³ súly alábecsült volt. A mai szabvány 1,5 t/m³ értéket ad meg, a későbbiekben ismertetett példánál pedig a kivésett próbatestek adatai szerint 0,65—1,61 t/m³ között változott az az érték.

Vasvizsgálatok eredményei

Vizsgálati hely	Gömbvasbetétek, $\varnothing$ mm						Folyási határ, kg/mm ²			Szakítószilárdság, kg/mm ²		
	lakószobában			mellékhelyiségben			min	max	átl.	min	max	átl.
	min	max	átl.	min	max	átl.						
VIII., Rákóczi út 51.	2,3	6,0	4,20	1,7	5,2	3,83	6,0	16,0	10,0	25,0	48,0	32,0
VIII., Teleki tér 5.	3,0	5,0	4,61	2,6	5,	3,87	24,0	25,0	24,5	26,0	31,0	28,0
VIII., Diószeghy S. u. 44/a	3,8	5,8	5,26	2,2	5,6	4,59	Nem volt egyértelműen megállapítható			47,0	57,0	52,0
XI., Bertalan L. u. 22.	5,1	5,8	5,20	3,1	5,6	5,10	23,9	27,5	25,2	32,9	40,6	35,7
XI. Bertalan L. u. 24.	4,8	5,4	5,15	4,5	5,3	5,00	Nem volt egyértelműen megállapítható			34,5	46,6	38,4

A 2. táblázat alapján megállapíthatjuk, hogy a mellékhelyiségekben a korrózió mindig erősebb. Ez is természetesnek mondható. A folyási határ és szakítószilárdság tekintetében megfigyelhető nagy szórás — egy épületen belül — a korábban már ismertetett okokkal magyarázható. Ezek a szakító próbák mind, erősen korrodált vasakkal történtek. Érdekes azonban, hogy az egyik épületnél (VIII. Diószeghy S. u. 44/a) a vasak szakítószilárdsága egyöntetűen azt mutatta mintha az ott felhasznált vasanyag a szokottnál nagyobb szilárdságú lett volna. Ennek eredete nem deríthető ki, de minden esetre valószínűleg erről van szó, nem pedig valamiféle szilárdságnövekedésről.

A földém jelenlegi teherbíróképességének vizsgálata. A salakbeton födémek eddigi vizsgálatainál szerzett tapasztalataink alapján az a meggyőződésünk, hogy az életveszélyesnek minősülő salakbetonszerkezeteknél az életveszély két okból állhat fenn, de mindkét ok egymástól élesen elválaszt-ható.

Az első a lekagylósodás veszélye. A korrodált vasháló egy réteg mentén jelentkező repesztő-hatása, a beton szilárdságcsökkenése és kémiai átalakulása, továbbá a lengésre erősen hajlamos nagy, rugalmas alakváltozásokat szenvedő szerkezet azt eredményezik, hogy a vasháló alatti betonréteg, különösen annak vastagabb részei leválnak. Ez a leválás négyzetméteres területre is kiterjedhet és a lezuhanó betontörmelék életve-szélyt jelent.

A második lehetőség egy teljes földémmező leszakadása, ami az alatta levő födémek leszaka-dását is maga után vonhatja és így katasztrófa előidézője lehet.

A két lehetőség elválasztása azért fontos mert a szükséges védekezés módja a két esetben lényegesen eltérő. A statikai vizsgálatnak éppen az a feladata, hogy károsodást mutató födémeknek

ezt a két fajtáját egymástól elválassza. A statikai vizsgálat egyrészt elméleti, másrészt gyakorlati.

Számítások. Előbbi vonatkozásban szükséges a födémek eredeti megoldásának rekonstrukciója tervtári adatok, feltárási és röntgen vizsgálatok adatai alapján, majd a megállapított korróziós károk figyelembevételével az erőjáték megállapítása. Ez nem könnyű feladat, mert a szerkezet eredeti állapotában is erőtani szempontból nehezen követhető. Sikerült egy eredeti szabadalmi leírás alapján kideríteni, hogy a födémek számí-tása annak idején hogyan történt. Eszerint a teher-elosztás a következőképpen képzelhető el (1. ábra) Ha

a = a tartók melletti párhuzamosan haladó sodronyköteg által hordott teherrész,
 b = a vastartó szélső harmadait terhelő teher-rész, és
 c = az átlós kábelek által felvett teher, akkor az összteher = $Q = a + b + c$, ahol

$$\left. \begin{aligned} a &= 3/16 Q + 3/16 Q \\ b &= 3/16 Q + 3/16 Q \\ c &= 2/16 Q + 2/16 Q \end{aligned} \right\} = 16/16 Q$$

Miután a vastartóra $3/16 Q + 3/16 Q$ teher jut a szélső harmadokban elosztva, a nyomatéka

$$M = \frac{3 Q}{16} \cdot \frac{l}{2} - \frac{3 Q}{16} \cdot \frac{l}{3} = \frac{Q l}{32}$$

azaz negyede az összterhelés által előálló össz-nyomatéknak. Ilyen alapon méretezték a vastar-tót $\sigma_v = 1000 \text{ kg/cm}^2$ feszültséggel számolva. Vá-laszfal esetén felét a vastartóra, felét a paralel kábelkötegre számolták.

A számítás a teherviselő elemek osztozásának ilyen arányát meglehetősen önkényesen, legfeljebb kísérleti alapon veszi fel. Mindenesetre az elmúlt 50 év — amennyiben korrózió nem következik be — ezt igazolta is. Súlyos hiányossága a számítás-

nak, hogy eddig sehol sem sikerült nyomára akadni a vasbetétek szükséges belógásának számítására, vagy akár kísérleti alapon történt megállapítására. Márpedig tudjuk, hogy ez igen érzékenyen befolyásolja a vasakban támadó húzófeszültségek nagyságát. Ilyen vonatkozásban a kiviteli hibákra is érzékeny a szerkezet. Viszont építés közben túlzottan kifeszített vasháló esetén a terhelés hatására — a lágyvashuzalok jelentős megnyúlásra képesek lévén — a szerkezet magától „beáll” a megfelelő mértékű belógásra anélkül, hogy ez a födém leszakadását jelentené. A gyenge minőségű beton ezt az alakváltozást követni tudja. Ezt számos helyen megfigyeltük. Persze a gerendák közötti erős, teknős belógás sem esztétikai, sem betonleválási szempontból nem közömbös. Az egyes mezőkben tehát térbeli erőjáték van és így semmi esetre sem vehető vasgerendák közötti szokványos vasbeton födémhez hasonlóknak, de még kétirányban vasalt vb. lemeznek sem.

A közelítő számítási eljárás pl. a következő lehet :

Feltételezzük, hogy a vasszalak elosztása egyenletes, azaz egyenletesen felhordott megoszló terhelés hatására az egész födémmező vasalása törési állapotban folyásban van. Kisebb különbségek a folyásnál kiegyenlítődnek. A vastartók mérete és a vasalás rendszere, kiosztása a feltárások és röntgenvizsgálatok alapján ismert.

Az egyes vasszalak és huzalkötegek teherbíró képességét egyenként számítjuk a következő módon :

$$Q_i = \frac{8 \cdot \sigma_v \cdot F_v \cdot z_i}{l_i}$$

ahol Q_i = az egy huzal, vagy huzalköteg által hordott határterhelés (kg),

σ_v = huzal, illetve huzalköteg határfeszültsége (kg/cm²),

F_v = huzal, illetve huzalköteg keresztmetszete (cm²),

z_i = huzal, illetve huzalköteg belógása (cm),

l_i = huzal, illetve huzalköteg fesz-távolsága (cm).

A σ_v , F_v , z és l értékeit a feltárások és anyagvizsgálatok alapján állapítjuk meg.

Egy teljes salakbetonmező határterhelése fentiek alapján a következő lesz :

$$Q = \Sigma Q_i.$$

A vastartókat külön már nem kell figyelembe venni, mert azok csak a merőleges és ferde huzaloknál számított terheket továbbítják a főfalra.

Ezt a számítást elég egy épületen belül 1—2 födémmezőre elvégezni, mivel a vasalás rendszere általában azonos szokott lenni.

Meg kell jegyezni, hogy törést közvetlenül megelőző állapotban a vasak nyúlása következtében a belógás (z) — és így a teherbíró képesség — megnő ; míg vasbetonnál ilyen vasnyúlás már a beton morzsolódásához vezet, ami a szer-

kezet azonnali tönkremenését jelenti, addig a Mátrai-féle tisztán húzott szerkezetnél ez az alakváltozás újabb teherhordóképeség és ideiglenes stabilizálódás létrejöttét idézi elő. Erős helyi korrózió (berágódás) esetén ilyen megnyúlás nem következhet be, ezért számításba venni nem ajánlatos. Helytelen tehát a vasgerendák „alulméretezéséről” beszélni és helytelen az egyes födémmezők vasgerendák közötti szakaszának vizsgálata (pl. próbaterhelés a gerendák alátámasztásával). Ilyen vizsgálat hamis eredményekre vezethet.

Az eltelt 50 év — hangsúlyozzuk, ha a korrózió nem lép közbe — Mátrait igazolta : több millió m² födém kifogástalanul bírta a számított terheléseket. Tulajdonképpen Mátrai 60 évvel ezelőtt alkalmazta az 1950-es években született legmodernebb szerkezetet : merev vasbetétekre függesztett zsaluzáson készülő „Hängedach” szerkezetet könnyűbeton kitöltéssel. Elképzelését csak az akkor még ismeretlen korrózió keresztelte. Ha tehát az 50—60 éves szerkezet eddig megfelelt és a korróziós vizsgálatok azt mutatják, hogy a vasbetétek keresztmetszetcsökkenése általában nem súlyos, feltételezhetjük, hogy a szerkezet jelenleg is megfelel. 20% korróziós veszteséget a felemelhető vasigénybevétel (1000 helyet 1200 kg/cm²) kompenzál.

Ezt a véleményt alátámaszthatjuk a gyakorlati vonatkozású statikai vizsgálattal : megfelelően végrehajtott próbaterhelésekkel.

Próbaterhelés. Próbaterhelni adott esetben a korróziós vizsgálatok szerint legrosszabbnak minősülő födémmezőt kell. Lényegében elég a főfalak közötti 2—3 m széles födémcsáv egyenletesen megoszló terhelése, azonban a szomszédos mezők együttdolgozásának zavaró hatása miatt szükséges egy-egy csatlakozó mező egyidejű terhelése. Ebben az esetben a középső mező már teljesen irányadó lesz, mert a szomszédos mezők zavaró hatása itt csekélyebb, mint vb. födémeknél ; a függesztett szerkezet negatív nyomatókók felvételére ugyanis alkalmatlan. Ezt a végrehajtott próbaterhelések igazolták. Természetesen a terhelt mezők alatt a válaszfalakat függetleníteni kell a födémről. A már említett öt épületen végrehajtott mintegy 12 próbaterhelés — mindig a legkritikusabb helyeken — a következőket mutatta fesz-táv, gerendakiosztás stb.-től függően 200—1056 kg/m² felhordott terhelés hatására a mért maximális behajlások néhány tized mm-től 7 mm-ig terjedtek. A maradék alakváltozás csekély hányada volt a teljes lehajlásnak. A lehajlás a terhelés felhordásával arányosan következett be és mindenütt alatta maradt a szabályzat által előírt 1/600 értéknek.

Eddig még nem sikerült, de célszerűnek látszik egyes födémmezőknek teljes törésig való terhelése is, továbbá olyan módszerek alkalmazása, ahol a terhelés alatt a vasakban a feszültségek ellenőrizhetők.

Amennyiben az elméleti és gyakorlati vizsgálatok mind korróziós, mind statikai szempontból azt igazolják, hogy a födém jelenlegi teherbírása

még kielégítő, a katasztrófa jellegű életveszély (teljes leszakadás) kizártnak mondható. Ez nem jelenti azonban azt, hogy a másik életveszély, a helyi leválások, lekagylósodás ugyanott nem lehetséges. Sőt az eddigi tapasztalatok azt mutatták, hogy aránylag jó állapotban levő, kevésbé korrodált vasalású födémeknél is gyakori az ilyen jelenség, különösen nagy fesztávolság (2,0—3,5 m gerendakiosztás), gyenge minőségű betonnal készült födémmezőknél. Fokozottan fennáll ez vizes helyiségek felett, illetve alatt. Viszont lakószobákban különösen ott, ahol alsó nádazást is alkalmaztak, a helyzet sokkal kedvezőbb. A lekagylósodási veszély tehát általában mindenütt fennáll, így az ilyen értelemben vett életveszéllyel is számolni kell.

Védekezés módjai

A fentiekben ismertetett vizsgálatok eredményeinek összevetése után a következő eredményekre juthatunk:

1. a korrózió olyan előrehaladott, hogy a födém jelenlegi teherbíró képessége már nem kielégítő. Ebben az esetben vagy a teljes födémcsere, vagy a teljes födémmegerősítés javasolandó, amikor az összes terheket az új konstrukció hordja.

2. Ha a korrózió előrehaladott és a födémek további romlása (víz hozzájutása) elegendő mértékben nem akadályozható meg, szoba jöhet a részleges statikai megerősítés, amikor tehát az új szerkezet részben a régi szerkezettel, pl. vasgerendákkal együtt dolgozik és így csak a terhelés egy részét veszi át. (pl. függőfolyosó). Ez megtakarítást jelent az 1. ponttal szemben.

3. Ha a födémek jelenlegi teherhordó képessége kielégítő és az állagmegóvás a továbbiakban biztosítva van (víz távoltartása) elegendő a födém-elemeknek a lekagylósodással szemben való állagmegóvása. Ez lényegesen olcsóbb az előző két megoldásnál és a födémek élettartamát évtizedekre meghosszabbítja.

4. Jó állapotban levő födémeknél, ahol víz hozzájutása gyakorlatilag nem lehetséges és a mennyezet nádazott felületű, semmiféle beavatkozás nem szükséges.

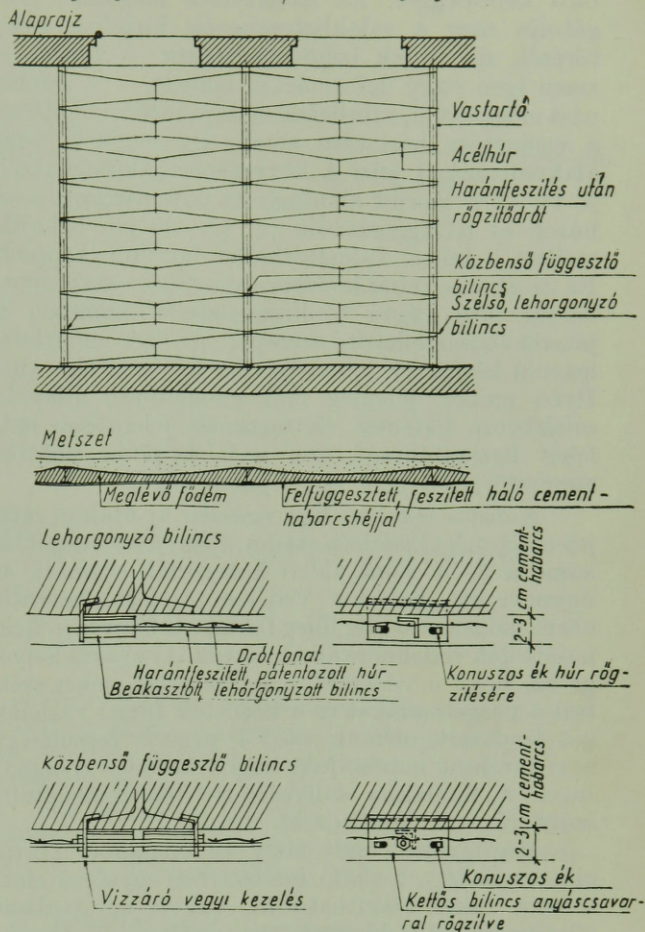
Természetesen a 2—4. esetekben az általános óvintézkedések: vízvezeték, csatorna, padlóburkolatok helyreállítása és karbantartása stb. mindig szükségesek.

Az 1. pont alatti megoldásokkal régebbi közleményben [1] már foglalkoztunk. A 2. alatti megerősítés egy korszerű módja Gábori—Kudelka által javasolt megoldás, ahol a meglévő vastartók megerősítése mellett a födém alá torkret eljárással új, teherhordó vb. lemez készítését irányozzák elő.

A 3. pontban megjelölt eset — az eddigi tapasztalatok szerint — a födémek legnagyobb részét teszi ki. Viszonylag egyszerű és gazdaságos megoldása ezért igen fontos feladat. A már említett épületeknél erre a célra a következő megoldást (4) dolgoztuk ki (14. ábra).

A vakolat és laza salakbetonrészek leverése után a vastartók talpába beakasztott bilincsekbe

Jelenleg még teherbíró Mátrai födémek állagmegóvása



14. ábra. Veszélyelhárítási és állagmegóvási módszer

3—5 mm $\varnothing$ acélhúr párokat fűznek be, végükön ékkel rögzítve. A hurok 1,5 mm vtg. huzalból 5 cm lyukbősséggel készült dróthálót tartanak közvetlen a födémcsík alatt. A tervező feladata esetenként a huzalminőség megválasztása és a megfelelő kiosztás eldöntése. A párhuzamos, laza hurokat harántfeszítéssel megfeszítik, a dróthálót helyenként a födém hossz tengelye vonalában a régi vasbetétekre felkötözik, majd az egészet 2—3 cm vtg. cementhabarcsrésszel vonják be. Ez célszerűen torkret eljárással készül, de ennek hiányában lehet 3 rétegben felhordott cementvakolat is. A mennyezet alsó felülete azután vízüveg-betonol — vízüveg — mázolászt kap festés előtt, ami az alulról történő nedvességbehatolást megakadályozza.

A megoldás tehát lényegében nem jelent statikai megerősítést, de véd a nedvességbehatolás ellen és teljesen kizárja a letáskásodással járó életveszélyt. De a katasztrófa jellegű balesetek ellen is védekezést jelent annyiban, hogy a bekövetkeztét — egy későbbi időpontban — előre jelzi. Ugyanis kétségtelen, hogy a leszakadás, amikor a födém vasbetétei már teljesen elkorrodáltak, úgy következik be, hogy egy födémmező a vasgerendák közül kiválik, lezuhan. A vasgerendák korróziója sokkal lassúbb, mivel a felület relatíve jóval kevesebb. A gömbvasak teljes tönkremenése mellett

a vasgerendák még mindig rendelkeznek teherbíró képességgel. Az ismertetett megoldás nem gátolja meg a salakbetonmezők hirtelen, rideg törését, de annak bekövetkeztekor — természetesen igen nagy deformációk mellett — a lezuhanást meggátolja, a terheket most már túlnyomórészt a vastartóra hárítván, amely így maga is nagy alakváltozással jelzi a közvetlen tönkremenetelt. A 14. ábra szerint alkalmazott patentírozott acélhúrok és felfüggesztésük pl. 15—30 cm behajlás mellett a teljes födémterhelést hordani képesek. Ez az eljárás tehát közvetve a hirtelen összeroppánással járó végső tönkremenetellel szemben is játszik balesetelhárító szerepet. Az erre vonatkozó igazoló kísérletek lebonyolítása folyamatban van. Ilyen módon jelenleg még elfogadható állapotú salakbeton födémek élettartamát jelentősen meg lehet hosszabbítani, ami a lakásépítési politika szempontjából igen nagy jelentőségű.

Katódos védelem. Egy egészen új utakon járó, jelenleg még kísérleti stádiumban lévő megoldás lenne a 3—4. pont alatti kategóriák számára az úgynevezett „katódos” védelem [5]. Ezt a korrózió elleni módszert eddig főleg földalatti fémvezetékek, hajótestek védelmére alkalmazták. Az eljárás lényege az, hogy a védendő vasszerkezetet, jelen esetben a vasgerendákat és a közöttük függő vashálózatot rendszert, néhány tized V negatív feszültségű egyenáramra kapcsoljuk, míg a katódos (pozitív) sarok a főfalakba süllyesztett, tönkremenetelre szánt fém-, v. grafitdarab.

Megfigyeltük azt, hogy előrehaladott korrózió esetén is, a vasháló rendszerben egységes elektromos mező alakítható ki, vagyis az oxidáció ellenére fennáll a huzalok közötti fémes érintkezés. Elég tehát minden második, vagy harmadik vasgerendára ráhegeszteni a negatív vezetékét.

A salakbeton ellenállása főleg annak víztartalmától függ. Abban az esetben, ha a födémek „száraz” állapotúak, áramfogyás alig van. Ha ellenben valamilyen okból kifo'yólag (pl. csőrepedés, beázás) a födém átnedvesedik, elektromos vezető képessége nő, ezzel növekszik a védőáram intenzitása is. Az áramellátás a házvilágításra kapcsolt, kis teljesítményű, szelénés egyenirányító alkalmazásával oldható meg. Az e célra beiktatott árammérőn nemcsak a fogyasztás, de ezzel egyúttal a födémek állapota is ellenőrizhető. A salakbetonban adódó korróziós viszonyok közepette min. 0,3 V védőáram elég ahhoz, hogy a vasbetétek és tartók számára a legteljesebb korróziómentességet biztosítsa.

Ezt a módszert jelenleg a Budapest VIII., Diószeghy S. u. 44/a sz. lakóháznak — egyelőre csak egyik emeletén — valósítjuk meg kísérlet képpen. Véleményünk szerint a nagy biztonságot jelentő eljárás, mely egyszerűen és kis költséggel oldható meg, célszerűen volna alkalmazható valamennyi Mátrai födémes épületnél, függetlenül attól, hogy azokon a födémkárok már mutatkoznak-e, vagy sem.

Nagy lépést jelentett a Mátrai-födémek népgazdasági vonatkozásban is jelentős problémájának megoldásában az Építésügyi Minisztériumnak az az intézkedése, mellyel külön Munkabizottságot hozott létre a kérdés felmérése és rendezése céljából. A Bizottság nem régen elkészült javaslatában összefoglalta a célszerű vizsgálati módszereket, meghatározta a végzendő vizsgálatok mértékét, kiértékelte a műszakilag előnyösen és gazdaságosan alkalmazható födémmegerősítési és állagvédelmi eljárásokat, megállapítva azok várható költségeit. Az összeállított javaslat alkalmas arra, hogy annak felhasználásával az illetékes szervek a problémát véglegesen megoldó műszaki előírást készítsenek el.

Összefoglalás

Beszámoltunk az általunk kidolgozott metodikáról, melyet a Mátrai födémek kárai felmérésénél alkalmaztunk.

Eddig a Mátrai födém kérdését csak bontással vagy teljes értékű megerősítési eljárásokkal oldották meg. Állást foglaltunk amellett, hogy ilyen radikális beavatkozásra nem minden esetben van szükség, az esetek túlnyomó részében, több évtizedre elegendő biztonságot jelent csupán az egyszerűbben és olcsóbban kivitelezhető letáskásodás elleni védelem megvalósítása. Ezzel kapcsolatban ismertettük a letáskásodási veszély elhárítására és a korrózió továbbterjedésének meggátolására alkalmazott módszereinket, valamint a preventív védelem kérdéseivel kapcsolatos javaslatainkat.

IRODALOM

- (1) Biczók Imre—Bretán László—Véssey Ede: Mi a teendő a Mátrai rendszerű födémek terén. Magyar Építőipar 1957., 9—10. sz. 353—361 p.
- (2) Krutov P.: A nád felhasználása építőszervezetekben. Sztroit. Mat. 4. k. 7. sz. 1958. VII. 14—16. p.
- (3) FTI 1265 sz. újítás.
- (4) FTI 1244 sz. újítás.
- (5) FTI 1245 sz. újítás.