

A MAGYAR
TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
MŰSZAKI TUDOMÁNYOK OSZTÁLYÁNAK
KÖZLEMÉNYEI

SZERKESZTI
HEVESI GYULA

XIX. KÖTET

1—3. SZÁM

A MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
MÁSODIK ÉPÍTÉSI KONGRESSZUSA
1955 OKTÓBER 14



MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA

BUDAPEST, 1956

VI. OSZT. KÖZL.

A MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
MŰSZAKI TUDOMÁNYOK OSZTÁLYÁNAK
KÖZLEMÉNYEI

SZERKESZTI
HEVESI GYULA

XIX. KÖTET 1-3. SZÁM

SZERKESZTŐSÉG: BUDAPEST, V., SZÉCHENYI RAKPART 3.
KIADÓHIVATAL: BUDAPEST, V., ALKOTMÁNY UTCA 21.

A Magyar Tudományos Akadémia Műszaki Tudományok Osztályának Közleményei változó terjedelmű füzetekben jelennek meg. Négy füzet alkot egy kötetet. Évenként általában egy kötet jelenik meg.

Kéziratok a következő címre küldendők :

Magyar Tudományos Akadémia
Műszaki Tudományok Osztályának Közleményei
Budapest, V., Széchenyi rakpart 3.

Ugyanerre a címre küldendő minden szerkesztőségi levelezés.

Minden szerzőt száz különlenyomat illet meg megjelent munkájáért. Közlésre el nem fogadott kéziratokat a szerkesztőség lehetőleg visszajuttat a szerzőhöz, de felelősséget a beküldött kéziratok megőrzéséért vagy továbbításáért nem vállal.

A Közlemények előfizetési ára kötetenként belföldi címre 40 forint, külföldi címre 60 forint. Belföldi megrendelések az Akadémiai Kiadó (Budapest, V., Alkotmány u. 21. Magyar Nemzeti Bank egyszámlaszám : 05-915-111-44), külföldi megrendelések a „Kultúra” Könyv- és Hírlap Külkereskedelmi Vállalat (Budapest, VI., Sztálin út 21., a Magyar Nemzeti Bank egyszámlaszám : 43-790-057-181) útján eszközölhetők.

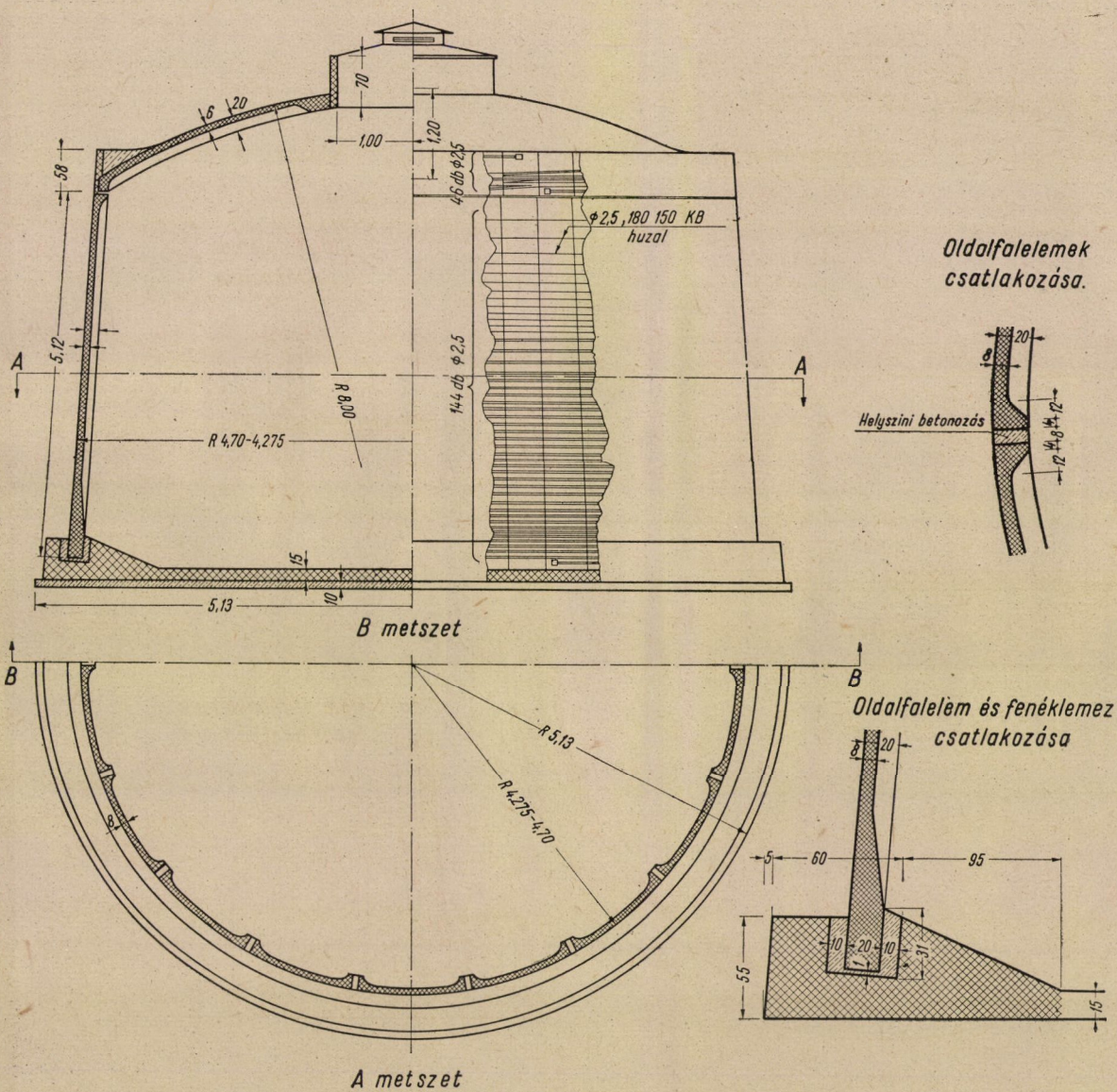
A Magyar Tudományos Akadémia Műszaki Tudományok Osztályának kiadványa az

Acta Technica

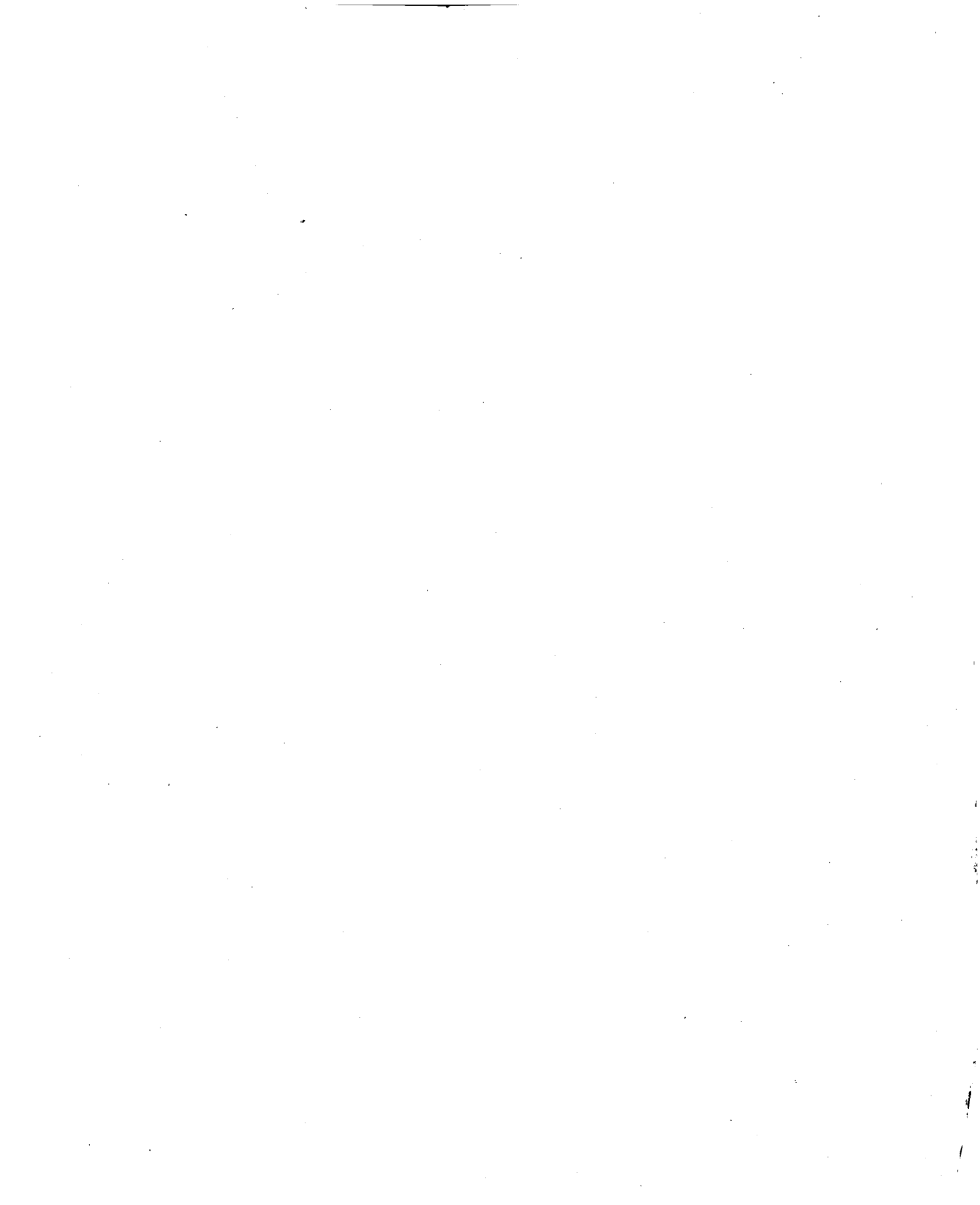
című idegen nyelvű folyóirat.

E lap hivatott a magyar műszaki tudományok eredményeinek legjavát a külföld felé tolmácsolni. A cikkek orosz, német, angol vagy francia nyelven jelennek meg, lehetőleg a szerző kívánsága szerint, összefoglaló pedig a cikk nyelvén és azonkívül a másik három nyelven. Cikkeket magyar, vagy a szerző választotta idegen nyelven a következő címre kell beküldeni :

Acta Technica szerkesztősége, Budapest, V., Széchenyi rakpart 3.



7. ábra. A 300 m³-es előregyártott, utófeszített folyadéktartály terve



2. táblázat

A vízhozammérések főbb adatai

| Sorszám | Q | F | v_k | B | h_k | v_{kb} | $a = \frac{v_k}{v_{kb}}$ | $s = \frac{F_I}{F}$ | β | $\frac{B}{h_k}$ | l_{\max} | $\frac{h_k}{h_{\max}}$ | V_{ok} | $V_{o, \max}$ | $\frac{v_k}{ok}$ | $\frac{v_k}{v_{o, \max}}$ |
|---------|-------------------|----------------|-------|--------|-------|----------|--------------------------|---------------------|---------|-----------------|------------|------------------------|----------|---------------|------------------|---------------------------|
| | m ³ /s | m ² | m/s | m | m | m/s | | | | | m | | m/s | m/s | | |
| | (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) | (15) | (16) |
| 1 | 5,77 | 7,04 | 0,820 | 19,20 | 0,367 | 0,744 | 1,100 | 0,564 | 1,076 | 52,3 | 0,51 | 0,720 | 0,983 | 1,340 | 0,834 | 0,612 |
| 2 | 21,21 | 20,87 | 1,012 | 50,04 | 0,417 | 1,012 | 1,000 | 0,667 | 1,047 | 120,8 | 0,663 | 0,629 | 1,203 | 1,520 | 0,841 | 0,662 |
| 3 | 6,83 | 7,15 | 0,955 | 17,50 | 0,409 | 0,918 | 1,040 | 0,589 | 1,045 | 42,8 | 0,820 | 0,499 | 1,182 | 1,780 | 0,808 | 0,537 |
| 4 | 8,41 | 6,65 | 1,265 | 8,50 | 0,782 | 0,986 | 1,282 | 0,605 | 1,144 | 10,9 | 1,640 | 0,477 | 0,881 | 0,810 | 0,696 | 1,156 |
| 5 | 36,90 | 26,60 | 1,387 | 10,00 | 2,660 | 1,291 | 1,074 | 0,545 | 1,043 | 3,8 | 3,490 | 0,762 | 1,411 | 1,022 | 0,982 | 1,357 |
| 6 | 80,22 | 48,50 | 1,654 | 31,80 | 1,525 | 1,424 | 1,162 | 0,617 | 1,053 | 20,8 | 2,730 | 0,559 | 1,429 | 1,920 | 1,157 | 0,861 |
| 7 | 13,88 | 19,60 | 0,708 | 46,20 | 0,424 | 0,670 | 1,060 | 0,622 | 1,111 | 109,0 | 0,80 | 0,530 | 0,820 | 0,990 | 0,863 | 0,863 |
| 8 | 7,74 | 10,41 | 0,744 | 26,20 | 0,400 | 0,692 | 1,076 | 0,666 | 1,075 | 65,5 | 0,60 | 0,667 | 0,800 | 1,060 | 0,930 | 0,702 |
| 9 | 7,08 | 10,93 | 0,648 | 29,10 | 0,376 | 0,597 | 1,085 | 0,597 | 1,104 | 77,3 | 0,67 | 0,560 | 0,725 | 0,940 | 0,894 | 0,894 |
| 10 | 15,38 | 17,71 | 0,868 | 30,74 | 0,576 | 0,791 | 1,097 | 0,583 | 1,100 | 53,4 | 1,16 | 0,496 | 0,965 | 1,210 | 0,899 | 0,654 |
| 11 | 4,94 | 6,02 | 0,802 | 8,00 | 0,752 | 0,778 | 1,031 | 0,760 | 1,015 | 10,6 | 0,96 | 0,783 | 0,686 | 1,120 | 1,169 | 0,716 |
| 12 | 20,50 | 11,67 | 1,757 | 8,00 | 1,460 | 1,672 | 1,051 | 0,754 | 1,027 | 5,5 | 2,03 | 0,719 | 1,520 | 2,080 | 1,156 | 0,845 |
| 13 | 25,80 | 13,11 | 1,968 | 8,00 | 1,639 | 1,553 | 1,267 | 0,600 | 1,079 | 4,9 | 2,40 | 0,683 | 1,635 | 2,560 | 1,204 | 0,769 |
| 14 | 21,30 | 18,45 | 1,154 | 10,70 | 1,724 | 1,126 | 1,025 | 0,560 | 1,072 | 6,2 | 2,77 | 0,622 | 1,444 | 2,121 | 0,799 | 0,544 |
| 15 | 46,50 | 35,90 | 1,295 | 56,30 | 0,638 | 1,161 | 1,115 | 0,637 | 1,112 | 8,8 | 1,03 | 0,619 | 1,287 | 2,030 | 1,006 | 0,638 |
| 16 | 732,00 | 914,1 | 0,801 | 285,0 | 3,220 | 0,739 | 1,084 | 0,617 | 1,127 | 88,5 | 5,30 | 0,608 | 0,867 | 1,131 | 0,924 | 0,708 |
| 17 | 19,69 | 21,94 | 0,897 | 50,7 | 0,436 | 0,819 | 1,095 | 0,644 | 1,080 | 103,4 | 0,77 | 0,566 | 0,948 | 1,210 | 0,946 | 0,741 |
| 18 | 18,30 | 65,71 | 0,280 | 106,50 | 0,617 | 0,250 | 1,120 | 0,618 | 1,032 | 171,0 | 1,30 | 0,475 | 0,341 | 0,410 | 0,821 | 0,683 |
| 19 | 856,00 | 1373,00 | 0,623 | 274,65 | 5,000 | 0,527 | 1,182 | 0,540 | 1,159 | 54,9 | 6,79 | 0,736 | 0,598 | 0,845 | 1,041 | 0,737 |
| 20 | 3400,0 | 3970,00 | 0,860 | 493,0 | 8,070 | 0,720 | 1,194 | 0,542 | 1,160 | 61,0 | 12,52 | 0,644 | 0,811 | 1,120 | 1,060 | 0,768 |
| 21 | 8657,2 | 2252,20 | 3,440 | 409,5 | 6,160 | 3,105 | 1,107 | 0,642 | 1,099 | 66,5 | 8,90 | 0,692 | 3,337 | 4,192 | 1,021 | 0,821 |
| 22 | 41,5 | 26,40 | 1,572 | 14,25 | 1,853 | 1,533 | 1,025 | 0,766 | 1,012 | 76,9 | 2,40 | 0,772 | 1,453 | 2,120 | 1,081 | 0,741 |
| 23 | 23,28 | 19,56 | 1,190 | 17,80 | 1,099 | 0,894 | 1,331 | 0,626 | 1,238 | 16,2 | 2,55 | 0,432 | 1,046 | 1,740 | 1,138 | 0,672 |
| 24 | 50,40 | 60,72 | 0,830 | 55,20 | 1,100 | 0,720 | 1,151 | 0,564 | 1,109 | 50,2 | 1,58 | 0,696 | 0,817 | 1,030 | 1,016 | 0,806 |
| 25 | 2,34 | 4,82 | 0,485 | 13,00 | 0,371 | 0,436 | 1,088 | 0,639 | 1,072 | 35,0 | 0,50 | 0,742 | 0,492 | 0,560 | 0,986 | 0,866 |
| 26 | 2,06 | 3,53 | 0,584 | 7,80 | 0,453 | 0,574 | 1,017 | 0,627 | 1,002 | 17,2 | 0,517 | 0,876 | 0,661 | 0,870 | 0,884 | 0,671 |
| 27 | 3,16 | 6,08 | 0,519 | 27,00 | 0,225 | 0,421 | 1,232 | 0,600 | 1,200 | 120,0 | 0,38 | 0,592 | 0,571 | 0,951 | 0,909 | 0,546 |



A MAGYAR
TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
MŰSZAKI TUDOMÁNYOK OSZTÁLYÁNAK
KÖZLEMÉNYEI

SZERKESZTI
HEVESI GYULA

XIX. KÖTET



MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA

BUDAPEST, 1956

VI. OSZT. KÖZL.

TARTALOMJEGYZÉK

A Magyar Tudományos Akadémia Második Építési Kongresszusa 1955. október 12—14.

| | |
|--|---|
| Bevezetés | 1 |
| Mihailich Győző: Elnöki megnyitó | 3 |

Az alapozási és talajmechanikai tagozat előadásai:

| | |
|---|-----|
| Széchy Károly: Megemlékezés dr. Jáky József akadémikusról | 9 |
| Biczók Imre: Hazánkban alkalmazott talajfeltárási módokkal szerzett tapasztalatok ... | 11 |
| B. Pogány—J. A. Janik: A talaj nedvességének meghatározása neutronszóródás segítségével | 27 |
| Karafiáth László: Talajmechanikai laboratóriumi vizsgálatok új eredményei | 37 |
| N. A. Cütovics: Műtárgyak építésével kapcsolatos talajmechanikai kérdések | 51 |
| Kézdai Árpád: Az elméleti talajmechanikában elért eredmények | 71 |
| Zdenek Bažant: A vágvölgyi vízerőművek néhány alapozási kérdése | 85 |
| Domján Jenő: Csúszások és földművek talajmechanikai vizsgálata | 89 |
| Járay Jenő: Az útépités talajmechanikájában elért eredmények | 107 |
| Széchy Károly: Alapozási és talajmechanikai tapasztalatok nagy építkezéseinknél | 143 |

Tartószerkezeti tagozat előadásai:

| | |
|---|-----|
| Bölcskei Elemér: A nyomott rúd határteherbírásának kiszámításáról | 177 |
| Schwertner Antal: Nyitott hidak kihajlása | 189 |
| Szmodits Kázmér: Keretek stabilitásvizsgálata változó inercianyomatékú rudak esetén ... | 201 |
| V. Z. Vlaszov—Garai Tamás: Nyomatékmentes forgáshéjak kinematikai határozatlanságának feltétele | 211 |
| Barta József: Egyenlőtlenégi reláció a csavarási merevség és a hajlítási merevség között | 225 |
| Halász Ottó: Vasbetonlemezek határegyensúlyáról | 227 |
| Josef Wunsch: Vasbetonékek alkalmazása az építésben | 239 |
| Csonka Pál: Horonnyal kapcsolt tömlépesőfokok erőjátéka | 257 |
| Pogány Béla: A beton és vasbeton szilárdságának növelése elektro-oszmotikus módszerrel | 265 |
| Gnädig Béla: Feszítettbeton szerkezetek újabb hazai alkalmazásai | 275 |
| Haviár Győző—Magyar Ádám: Hidépítések csőállványai | 287 |
| Major Sándor: Turbogenerátoralap és erőmű épületszerkezetének újszerű rezgési vizsgálata | 301 |

| | |
|---|-----|
| Előszó | 325 |
| <i>Ihrig Dénes</i> : A magyar vízrajzi szolgálat. Megemlékezés a magyar vízrajzi szolgálat munkájáról 70 éves fennállása alkalmából | 327 |
| <i>K. I. Rosszinszkij—I. A. Kuzmin</i> : A mederalakulás törvényszerűségei | 339 |
| <i>M. A. Velikanov</i> : A hordalékmozgás gravitációs elmélete | 351 |
| <i>Bogárdi János</i> : A mederállandóságra és a hordalékmozgásra vonatkozó vizsgálatok | 361 |
| <i>G. A. Alekszejev</i> : Árvízi hozamok számítása észlelési adatok részleges vagy teljes hiánya esetén | 377 |
| <i>Károlyi Zoltán</i> : Folyóink mértékadó árvízszíne | 395 |
| <i>K. Debski</i> : A folyók mértékadó árvízszíne. Hozzászólás Károlyi Zoltán hasonló című tanulmányához | 407 |
| <i>B. Marcsinkov</i> : A szárnnyal végzett sebességmérések egyszerűsített eljárásai | 411 |
| <i>Kovács György</i> : Folyócsatornázásaink vízrajzi kérdései | 429 |
| <i>Sz. N. Krickij—M. F. Menkelj</i> : Elméleti vizsgálatok a folyók vízjárásának szabályozásáról és vízkészletük hasznosításáról | 451 |
| <i>K. I. Rosszinszkij</i> : Tavak, folyók és tározómedencék hőmérsékleti viszonyai télen | 467 |
| <i>O. Dub</i> : A hidrológus néhány módszertani tapasztalata az országos vízgazdálkodási keret-terv kidolgozásánál | 481 |
| <i>J. M. Jirousek</i> : A helyi hidrológiai viszonyok megváltozásával előidézett hatások meghatározása a botanikai kutatások eredményeinek felhasználásával | 485 |

BEVEZETÉS

A Magyar Tudományos Akadémia Műszaki Osztályának Építéstudományi Főbizottsága 1955. október 12. és 14. között nemzetközi építési kongresszust rendezett, mely ezúttal két problémakört tárgyalt, és ennek megfelelően üléseit is két csoportban bonyolította le.

Az első csoport a tartószerkezetek elméleti kérdéseivel, a második csoport pedig a talajmechanika és alapozás elméleti és gyakorlati fejlődésével és tapasztalataival foglalkozott. *Dr. Mihailich Győző* Kossuth-díjas akadémikus, műegyetemi tanár október 12-én d. e. 10 órakor együttes ülésen nyitotta meg a kongresszust és üdvözölte az azon megjelent külföldi vendégeket :

V. Z. Vlaszov kétszeres Sztálin-díjas akadémikus egyetemi tanárt,

N. A. Cütovics Sztálin-díjas akadémikus egyetemi tanárt,

Dr. A. Myslivec akadémikus egyetemi tanárt,

Dr. Z. Bažant egyetemi tanárt,

Dr. J. Wunsch egyetemi tanárt,

B. Pogány egyetemi tanárt,

I. Jastrzebski egyetemi docent mint a szovjet, csehszlovák és lengyel tudományos akadémiaik kiküldöttein.

Ezután a kongresszus két csoportra oszolva folytatta le üléseit.

A tartószerkezeti tagozat ülésein a határteherbírás egyes kérdései, a nyitott hidak kihajlása, a betonszilárdság fokozása elektroozmózis útján és a feszített szerkezetek, turbógenerátor alapok gyakorlati problémái kerültek tárgyalásra. Különösen értékes volt és nagy érdeklődést váltott ki

Vlaszov professzor előadása a rugalmas anyagú, vékonyfalú, térbeli tartószerkezetek erőjátékáról,

Pogány professzor előadása a betonszilárdság elektroozmotikus fokozásáról,

Major Sándor előadása a turbógenerátor alap- és erőműépület újszerű rezgésvizsgálatáról,

Halász Ottó előadása a szabadon felfekvő, kétirányban azonos vasalású vasbetonlemezek határegyensúlyáról

és *dr. Barta József* előadása a csavarási és hajlítási merevség közötti egyenlőtlenségi relációról.

A talajmechanikai és alapozási tagozat ülésein az előadások szisztematikusan a talajszilárdítási és laboratóriumi vizsgálatok (*Biczók—Karafiáth*), az elméleti talajmechanikai kutatások (*Kézdi*) és a nagy létesítmények alapozásával kapcsolatban szerzett tapasztalatok (*Dr. Széchy K.*) és az elért fejlődés bemutatására irányultak. A hozzászólások egy-egy kiemelkedő példával illusztrálták az elhangzott összefoglaló előadásokat, míg *Járay Jenő* az útépitések, *Domján Jenő* a földcsúszások talajmechanikai kérdéseivel foglalkozott.

Rendkívül értékes volt *N. A. Cütovics* akadémikus összefoglaló és elvi jelentőségű előadása a „Talajmechanika elméleti kérdései a mélyépítési szerkezetek létesítésénél” címmel, és új problémát vetett fel *Pogány* professzor a lassított neutronok alkalmazási lehetőségeiről a talajkutatásnál.

Az előadásokat hozzászólások és vita egészítették ki, amelyben külföldi vendégeink is élénken részt vettek. Mindkét tagozaton igen örvendetesen szerepeltek fiatal kutatóink és tudományos aktívaink (*Halász Ottó, Balla Árpád, Bölcskey Elemér, Szmodits Kázmér stb.*), akiknek jó munkája külföldi vendégeink figyelmét is felkeltette.

A kongresszus üléseit október 14-én fejezte be és a külföldi vendégek részére két vidéki kirándulással egészítette azt ki. Az első kirándulás Pécsre az új 6-os út műtárgyainak, Sztálinváros és Pécs ipari építkezéseinek megtekintésére irányult, a második kirándulás keretében pedig a tiszapalkonyai nagy ipari építkezések bemutatása került sorra. A kongresszus külföldi résztvevői egyébként a Műegyetem illetékes tanszékeit, az ÉTI és FTI tudományos kutató intézeteinket is meglátogatták, és nagyon hasznos közvetlen eszmecserék keretében tárgyalták meg a konkrét tudományos kérdéseket. A nagyértékű közvetlen személyes kapcsolatokon kívül, a Kongresszusnak tudományos eredményei is igen figyelemre méltóak voltak. Módot nyújtottak a legaktuálisabb elméleti és gyakorlati problémák állásának kölcsönös megvitatására és így saját hazai kutatásaink fejlődésének megvilágítására vagy kiegészítésére, helyes irányokban való továbbfolytatására, továbbá az intenzív tapasztalatcsere megindítására.

ELNÖKI MEGNYITÓ

MIHAILICH GYÓZÓ
KOSSUTH-DÍJAS AKADÉMIKUS

(ÉPÍTŐIPARI ÉS KÖZLEKEDÉSI MŰSZAKI EGYETEM, BUDAPEST, II. SZ. HIDÉPÍTÉSI TANSZÉK)]

Tisztelt Kongresszus!

A második világháború szörnyű, barbár pusztításai után a szenvedő nemzeteket hatalmas életösztön óriási építőmunkára sarkallta. Emberfeletti nehézségek közepette, önfeláldozó, elszánt, harcos kemény munkával lehetett az országokat roncsaikból újjáépíteni.

A szocialista építés hatalmas eredményeket ért el. A magas- és mélyépítés terén nagy fejlődés indult meg, mely csak úgy vált lehetővé, hogy az építés is lényegesen megváltozott, miután a termelékenységét a sokszorosára kellett növelni avégből, hogy az egész népnek kellő életszínvonalat lehessen biztosítani. A kézműves, idényszerű építőiparnak gyárszerű, megfelelően gépesített üzemmé való átalakítása vált szükségessé, hogy korszerű eszközökkel és munkamódszerekkel dolgozva többet, jobbat, gyorsabban és gazdaságosabban lehessen termelni, lecsökkentve az önköltséget és ésszerűen takarékoskodva az építési anyagokkal.

Ebben a nagy munkában az építőiparnak segítségére sietett a tudományos kutatómunka is, amennyiben biztosította egyrészt a feladatok megoldásához szükséges elméleti alapot, másrészt pedig rendszeres laboratóriumi kutatómunkával lehetővé tette a gyakorlati alkalmazásokat.

Mondhatni, hogy forradalmi fejlődés indult meg mind a vas-, mind a vasbeton-tartószerkezetek építése terén.

A felszabadulás után épült tömör gerinclemezes nagynyílású hatalmas Rajna-hidak különleges, a főtartóval együtt dolgozó lemezes pályaszerkezettel, lényegesen kisebb vasmennyiségből épültek fel és példái a korszerű merész új technikának.

1949-ben a franciák megünnepelték a vasbeton felfedezésének 100 éves fordulóját.

Ez a jubileum azonban nem jelentett a fejlődésben megállást, hanem épp ellenkezőleg, a forradalmi haladás mérföldkövének tekinthető.

A monolit-vasbetonszerkezeteknek hatalmas versenytársai lettek az előregyártott és a feszített vasbeton építmények.

A jelen egyik óriási problémájának, a lakóházépítésnek a megoldása előregyártott nagyméretű elemek, panelek alkalmazása révén hatalmas perspektívát mutat. Különösen a Szovjetunióknak van e téren gigászi programja, amint az N. Sz. Hruscsov, a Szovjetunió Legfelsőbb Tanácsa elnökségi tagjának egyik tanulmányából kitűnik. Eszerint 400 épületelemgyár felállításának segítségével 1957 végére majdnem 20 millió köbméter épületelem gyártása van tervbe véve. Megfelelő gépesítés segítségével a kicsiny és igen munkaigényes építési elemek helyett — aminő pl. a téglá is — nagy elemek alkalmazásával lényegesen olcsóbb és gyorsabb építés válik lehetővé, és ami főelöny, hogy kisebb a munkaerő-szükséglet. Ezen új építő mód bevezetése nálunk még kezdeti stádiumban van.

Az előregyártás terén viszont hazánkban is számottevő előrehaladás észlelhető.

A múlt év őszén a drezdai műegyetem nemzetközi előregyártási kongresszust rendezett, amelyen a bemutatott előregyártott elemekből emelt hatalmas magyar ipari építmények — mint a kazincbarcikai sóraktár, az inotai hőerőmű épülete — rendkívüli érdeklődést váltott ki.

1952 és 1953-ban a feszített betonszerkezetekről igen kiváló kétkötetes munka jelent meg, mely mutatja, hogy mérnökeink ezen teljesen új építési rendszer bevezetéséhez szükséges elméleti és gyakorlati tudással rendelkeznek, amiről különben megépített kisebb műtárgyak is tanúskodnak.

Hiányzik azonban a szükséges mélyreható kísérleti kutatás lehetősége és a külföldi nagyszabású feszített vasbetonépítményeknek a helyszínen való tanulmányozása.

Külföldön nagynyílású feszített vasbetonhidak már szabad szereléssel épülnek, és ezzel a nagy költséget és munkát igénylő hatalmas faállvány költsége megtakarítható.

A feszített vasbetonszerkezetek várható fejlődését jelzi Roš professzornak belgrádi Száva-híd terve, melynek középső nyílása 260 méter.

Reméljük, hogy hazánkban a pillanatnyi lemaradás rövidesen meg fog szűnni és olyan nagynyílású hidak is, mint aminők a budapesti Sztálin- és Petőfi-hidak, feszített vasbetonszerkezetként fognak megépülni, nagymérvű anyagmegtakarítást biztosítva.

A jelen kongresszus előadásai azt mutatják, hogy az építéstudomány — mind a tartószerkezetek, mind a talajmechanika és alapozás — terén élénk fejlődés indult meg és a tudományos kutatómunka — a felszabadulás előtti időkhöz képest — fellendült. Minden vonalon jelentkezik az a törekvés, hogy a megszokottnál tökéletesebb és gazdaságosabb tartószerkezet létesüljön.

A tartószerkezetek fejlesztése során egyik főcél olyan méretezési eljárások kialakítása, melyek a tartó tényleges erőjátékát mentől jobban megközelítik, és amellettt anyagmegtakarítást is biztosítanak. Az építőipar óriási volumenje folytán a tökéletesebb méretezési eljárás révén elért néhány százalékos megtakarítás számottevő költségmegtakarítást jelent.

Ezért nagy jelentőségű a tartók méretezése a törési határállapot alapulvételel, bevezetve a biztonsági tényezőt és egyenlő biztonságra törekedve.

Több országban, így hazánkban is, a vasbeton tartók méretezése a plasztikus alakváltozás figyelembevételével történik. E téren a magyar mérnökök munkája párhuzamosan futott — egymásról nem tudva — a szovjet mérnökökével. A drezdai előregyártási kongresszuson a szovjet küldöttség rámutatott arra, hogy az n -mentes mérekszámítás révén a biztonság pontosabb meghatározása lehetséges, és mintegy 10%-kal olcsóbb lehet az építkezés.

Az új fejlődés megnyilvánul olyan formában is, hogy a mai élesszemű kritika lezártnak gondolt témák hibáira jön rá. Így a kongresszus témái közt szerepel a kihajlás problémája.

Euler képlete a kihajlásról több mint 200 éve jelent meg, de a kihajlás problémája egyes vonatkozásaiban még mindig nem teljesen lezárt kérdés. Sőt, legújabbban 1946-ban Stanley rávilágított az Engesser és Kármán-féle elmélet ellentmondásaira, és egész új utakat állapított meg a kihajlás helyes tanulmányozására.

A jelen kongresszust örömmel üdvözljük mint az első magyar kongresszust, melyen a talajmechanika szerepel. Azonban mégis nagy szomorúság tölti el szívünket, amikor nem láthatjuk körünkben a talajmechanikai tudomány magyar apostolát, Jáky Józsefet.

Az MTA Műszaki tudományok osztálya azért rendezte ezen építés-tudományi kongresszust, hogy segítséget nyújtson és előmozdítsa az új szociális országépítést, melynek célja a tartós békés élet biztosítása.

Az építés terén — a gépesítés teljes végrehajtása mellett — az igazi fejlődés akkor lesz biztosítható, ha az empirikus közelítő eljárások helyett statikai, szilárdságtani és anyagvizsgálati tudományos módszerek segítségével sikerül a szükséges elméleti alapot kiépíteni. Ezt a célt szolgálják a jelen kongresszus elméleti előadásai is.

Avégből azonban, hogy a tudományos kutatómunka az építés nagy feladatainak megoldásában hathatós segítséget tudjon nyújtani, feltétlenül szükséges egy akadémiai építéstudományi kutatóintézet felállítása, amire remény is van. — Kívánatos lenne továbbá, ha az illetékes minisztériumok és az MTA műszaki tudományok osztályának építési főbizottságával szorosabb kapcsolat épülne ki. Az új szociális országépítés szempontjából — véleményem szerint — fontos lenne az együttműködés többek közt pl. a mezőgazdasági építés irányelveinek megállapítása céljából.

Kérem kedves vendégeinknek, a külföldi akadémiai kiküldötteinek, valamint a kongresszus résztvevőinek szíves közreműködését avégből, hogy a kongresszus munkája mentől eredményesebb legyen.

Abban a reményben, hogy a kongresszus munkája a párt és a kormány intencióinak megfelelően elő fogja segíteni építésünk fejlesztését, az építési kongresszust megnyitom.

*AZ ALAPOZÁSI
ÉS TALAJMECHANIKAI TAGOZAT
ELŐADÁSAI*



MEGEMLEKEZÉS DR. JÁKY JÓZSEF AKADÉMIKUSRÓL

SZÉCHY KÁROLY lev. tag

(ÉPÍTŐIPARI ÉS KÖZLEKEDÉSI MŰSZAKI EGYESÜLET BUDAPEST ALAGÚTÉPÍTÉS,
FÖLDMŰVEK ÉS TALAJMECHANIKA TANSZÉK)

A Magyar Tudományos Akadémia Építéstudományi Főbizottságának talajmechanikai és alapozási szakbizottsága most rendezi első nemzetközi talajmechanikai és alapozási kongresszusát, és ezt a kongresszust néhai Dr. Jáky József Kossuth-díjas akadémikus emlékének jegyében kívánja megkezdni. Éspedig ennek nemcsak az az oka, hogy egy korán elhunyt nagy magyar tudós és mérnök iránt kívánja kegyeletét és tiszteletét leróni, hanem főként az, hogy úgy érzi, ezt a kongresszust valójában Dr. Jáky József készítette elő. Mi, akik ma Magyarországon a tudománynak és a mérnöki gyakorlatnak ezen a nagy és valóban sokszor „csúszós talaján” működünk, mindnyájan büszkén valljuk magunkat az Ő tanítványainak és jól tudjuk, hogy ennek a kongresszusnak megrendezésére Nélküle nem vállalkozhattunk volna. Ez valójában az Ő tevékeny alkotó munkájának eredménye. És az, hogy ha talán nem lesz olyan értékű, mint azt Ő szeretne volna, elsősorban annak a következménye, hogy már 5 éve eltávozott közülünk és nem irányította, vezette a munkánkat és főként nem gazdagította azt saját tudásának, kutatói zsenijének újabb alkotásaival és eredményeivel. Dr. Jáky József a talajmechanika fiatal tudományának első úttörői közé tartozik. Már 1925-ben kifejtette az elméleti rézsűrűl alkotott elméletét, tehát pontosan abban az évben, amikor Terzaghiak korszakalkotó könyve: „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage” megjelent. Sőt már 1927–28-ban Terzaghi mellett működik és ott végleg megerősödik abban, hogy ez az új tudományág az Ő hivatása. Talajmechanikából már 1928-ban magántanári előadásokat tart, majd 1938-tól kezdve ezt a tárgyat mint kötelező tárgyat adja elő. 1933-ban megírta összefüggő „Talajmechanika” c. munkáját, amely egyike a világon legelső ilyen tárgyú munkáknak és külföldön is komoly visszhangot kelt. A tudomány meggyőző erejű művelése mellett igen jelentős gyakorlati szakértői működést fejt ki. Szakvéleményeiben számtalanszor új elméleteket dolgoz ki és a tények állításait igazolják, ami lassanként meggyőzi a hitetlenkedőket, az empiria maradi követőit. Az új tudomány oktatása és népszerűsítése mellett napról napra és évről évre új elméletekkel, eredményekkel gazdagítja és építi fel maga is a talajmechanika új tudományának alapjait. Nincs olyan ága az elméleti és alkalmazott talajmechanikának, amelyen valami

újat és maradandót ne alkotott volna. A határmélység elmélet a feszültségek- és süllyedések számításában, a megengedett igénybevételek meghatározása a teljesen képlékeny állapotú és a kötött talajokban, a Terzaghi-elmélet kibővítése süllyesztett alapokra ma is használatos eljárások a talajmechanikában. De még sokkal jelentősebbek ennél a cölöpök teherbírására, a rézsük stabilitására vonatkozó fejtegetései, a hasadékszilárdság, szűrőszilárdság fogalmának bevezetése és főként a földnyomáselmélet modernizálása, továbbfejlesztése terén kifejtett tudományos munkássága.

Ezen gondolatok közül számos még ma sincsen teljesen kiaknázva és például az 1952-ben tartott párizsi cölöpkongresszus újabb teherbírási elméletei használták fel az általa bevezetett hasadékszilárdságot, vagy pl. Meyerhof legújabb elméleteiben támaszkodott a süllyesztett alapok alatt kialakuló csúszólapokra vonatkozó fejtegetéseire. Jáky már érzékelte és több helyen alkalmazta a plasztikusságtan alaptörvényeit, amit tőle függetlenül a szovjet iskola és első sorban Szokolovszkij akadémikus alapozott meg elméletileg.

Jáky elméleti kutatásai mindenkor a gyakorlat és a gazdaságos építés, az alkotás szolgálatában állottak. A földnyeső gépek helyes kéalakjának elméleti megokolásától kezdve a homokcölöpök viselkedéséig és a talaj igénybevehetőségének legjobb kihasználásától kezdve a nemesített földutakig minden kísérlete és tanulmánya a gyakorlat szolgálatában állott. Ő vetette meg az útépités talajmechanikájának és útépitő mérnökeink helyes kiképzésének és ezzel az egész magyarországi modern útépitésnek az alapját is. Természetesen az útburkolatok helyes méretezésének elvét éppen úgy kidolgozta, mint ahogy tevékenyen közreműködött a vasúti felépítmény korszerű méretezésének kidolgozásában is.

És most, amikor gazdag életművére visszatekintünk, röstelkedéssel kell megállapítanunk, hogy aminthogy elméleti téren sem használtuk és fejlesztettük ki eléggé ránk hagyott termékeny gondolatait, úgy gyakorlati téren is adósok vagyunk elképzeléseinek megvalósításával. A nemesített földutak terén vagy akár a korszerű útépitő gépek, cölöpözések bevezetése és meghonosítása terén még csak alig-alig jutottunk az Ő halála óta előre.

Most tehát, amikor az első magyar talajmechanikai kongresszusra összegyűltünk, őszintén meg kell fogadjuk, hogy a Tőle ránk maradt gazdag örökséget a jövőben még jobban ki fogjuk használni és gondolatait, elképzeléseit jobban meg fogjuk valósítani. Törekedni fogunk mindnyájan az összes kérdéseknek arra a világos, átfogó, kristálytiszta tárgyalására, mely előadásait, írásait anynyira jellemezte, és arra a hazaszeretetre, mely egész viselkedésének alapja volt. Most, a kongresszus megnyitásakor idézzük magunk elé Dr. Jáky József nemes és értékes egyéniségét és az Ő szellemében kezdjük meg munkánkat.

HAZÁNKBAN ALKALMAZOTT TALAJFELTÁRÁSI MÓDOKKAL SZERZETT TAPASZTALATOK

BICZÓK IMRE

(FÖLDMÉRŐ ÉS TALAJVIZSGÁLÓ IRODA, BUDAPEST)

A) Az alapozási vizsgálatok bevezetése hazánkban

Az alapozások kérdését a talajmechanikai tudomány megjelenése előtt hazánkban is csaknem kizárólag a hosszú építési gyakorlatban szerzett tapasztalatokból leszűrt gyakorlati szabályok alapján oldották meg. Építkezésre alkalmasnak a termett talajt tekintették, míg feltöltésen, szervesanyag tartalmú talajon az építkezést általában megengedhetetlennek tartották.

A talajfeltárási módok kezdetleges állapota, valamint a laboratóriumi talajvizsgálatok hiánya miatt a talajok helyes megítélésére nem volt lehetőség. Csak a talajmechanikai tudományág terjedése, a feltárásokkal szemben támasztott nagyobb követelmények vonták maguk után a feltárási és mintavételi eljárások fejlődését és tökéletesedését. Az építkezések is egyre inkább kiterjedtek az alapozás szempontjából rossz területekre, ahol talajfeltárásokra volt szükség.

A hazánkban alkalmazott talajfelderítési és mintavételi módszerek fejlődése szorosan összefügg a talajmechanika fejlődésével. E fiatal tudományágának fejlesztése, szükségességének meggyőző hirdetése és elterjesztése Terzaghi nyomán hazánkban néhai professzorunk, dr. Jáky József hervadhatatlan érdeme. Munkássága eredményeképpen jelent meg a 111.260/1936. számú belügyminiszteri rendelet, amely jelentősebb építkezéseknél a talajfeltárásokat és a talajvizsgálatát előírta. Ez a körrendelet javasolja először az alapozási szakértő alkalmazását.

Ugyancsak dr. Jáky úttörő munkája alapján adták ki az illetékes hatóságok az útépitéseknél kötelező talajvizsgálatot szabályozó 6.289/1937—XII. számú minisztériumi rendeletet, amely a feltárások irányelveit két pontban foglalta össze. Ez a rendelet már részletesen írja elő a talajfeltárásokat és rétegszelvény készítését, a maximális talajvízszint megállapítását, a talajmintavételt minden egyes rétegből, a talajrétegek anyagának egyértelmű megnevezését és a rétegszelvényeken az egyes talajnemek egyértelmű színezését.

A főváros építésügyi igazgatósága a talajvizsgálatok fontosságát mérlegelve, az 1940-ben kiadott Budapesti Építésügyi Szabályzattal vezette

be az altalaj vizsgálatát. E szabályzat négyenél több egymás fölötti földem terhét hordó alaptest esetében kötelezővé teszi a talaj minőségének, rétegződésének, rétegdőlésének, nedvességi fokának vizsgálatát, valamint a talajvízszint megállapítását is. Így indult meg sokezer talajfelderítés a főváros területén, amelyek rendkívül értékes tapasztalatok szerzésére adtak lehetőséget. A feltérési munkák megkezdése után felmerült az a kívánság, hogy a kérdést az általában kedvezőtlen hazai talajviszonyokra való tekintettel részleteiben rendezzék.

Hazánkban az első ötéves terv indulásakor az építésügyi miniszternek és az Országos Tervhivatal elnökének 8300/1950(III)12. É. M. számú rendelete tette kötelezővé magas talajvízállásos területeken a talajvizsgálatokat, minden építkezés tervezése előtt. Ez a rendelet a helykijelölő bizottságoknak is kötelezőségévé tette, hogy az előtervezés szempontjait szem előtt tartásák.

Így indult el országos viszonylatban hazai talajaink feltérása, a széleskörű hidrológiai munka, amelynek végzésére középítkezéseink új rendjében az Építőipari Műszaki Egyetem Talajmechanikai laboratóriuma mellé további szerveket és laboratóriumokat, mint a Földmérő és Talajvizsgáló Iroda, az Út-Vasútervező Vállalat, a Mélyépítési Tervező Vállalat, Betonútépítő Vállalat és a MÁV Tervező Iroda laboratóriumait kellett felállítani.

A végzett munka és a jelentkező szükségletek nyomán egymás után jelentek meg a „Talajfeltérás, talajmintavétel alapozás tervezéséhez” MNOSZ 4488-51 R, a „Talajok osztályozása és megnevezése építési- és talajmechanikai szempontból” MNOSZ 4487-51, a „Talajfeltérás és mintavétel út- és vasútépítésnél” MNOSZ 11.337-53, a „Talajkutató fúrási munka” MNOSZ 15.103-54, a „Tervezési előmunkálatok és az alapozás rendszerének megválasztása” MNOSZ 15.001-51 R, a „Talajfeltérás és talajmechanikai laboratóriumi vizsgálatok mértékének meghatározása” MNOSZ 2506-54 R jelű szabványok. Hidrológiai vonatkozásban a „Tervezési előmunkálatok és az alapozás rendszerének megválasztása” MNOSZ 15.001-51 R, a „Vízművek telepítése” MNOSZ 15.083-53 R jelű szabványok, valamint az É. M. 12(L)1954. sz. Minisztériumi Utasítás „Az építmények talajban álló részei nedvesség elleni szigetelésének tervezéséhez szükséges hidrológiai vizsgálatok”. Végül az Építésügyi Minisztérium által kiadott utasítások, mint az : ME-17-54 Műszaki Előírás épületek alapozásának tervezésére, ME-7-53 Műszaki Előírás gépalapok tervezésére, továbbá ME-13-53 Műszaki Előírás alapozási, talajmechanikai szakvélemények készítésére.

B) A feltérési eljárások fejlődése hazánkban

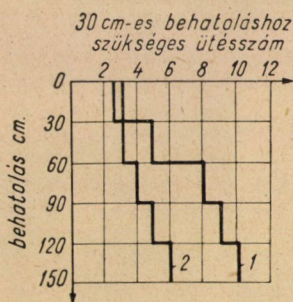
a) Fúrás, szondázás

Hazánkban, ahol túlnyomórészt fiatalok üledékek vannak, jelentősebb építmények megbízható tervezése nem képzelhető el talajmechanikai és hidrológiai feltérások szolgáltatata adatok felhasználása nélkül. A kutató feltérő munka

kezdetben a zavartalan mintavétel biztosítása céljából kizárólag a kézi száraz fúrásra szorítkozott, ahol a mélységi térkiképzés szerszámaival, a különböző fúrófejeket kézzel mozgatják a fúrési és mintavételi eljárások során.

A termelékenység emelése érdekében kívánatos részben áttérnünk a gépi fúrásra. A fúró forgási sebességét 20 fordulat/perc értékben kellene megszabni. Méréseink és számításaink szerint a talajmechanikai vizsgálatoknál a gépi fúrások termelékenysége kb. 80%-kal nagyobb, mint a kézi fúrásoké. A mozgékony-ság és a gazdaságosság szempontjából a következő gépi berendezések alkalmazása célszerű:

1. mélyebb fúrások kivitelezésére, valamint kemény kőzetben történő fúráshoz a G 100 típusú geofizikai kocsi, amely autóra szerelt fúróberendezésből áll és a felszerelés szállítására pótkocsival, esetleg lakókocsival van kiegészítve;
2. 6–10 m mélységű fúrások kivitelezésére a fúrótorony nélküli fúrókocsi, illetve a kézben hordozható (pl. Stil-féle) gépi fúróberendezés.



1. ábra. Talajszondázási grafikon

A nagytömegű feltáró munka hamarosan rákényszerítette a vállalatokat, hogy gazdaságosabb vagy a célnak egyes esetekben jobban megfelelő feltárási módokról gondoskodjanak, annál is inkább, mert egyes feladatokat fúrással egyáltalán nem lehetett megoldani.

Ha a talajfeltárást csupán összehasonlító és tájékoztató adatok nyérése, vagy valamely talajréteg lefutásának pontosabb megállapítása céljából végezzük, a felderítés szondázással történhet. Kohéziós talajok esetén a szondázás a talaj konzisztenciájáról, kohézió nélküli talajok esetén pedig a tömörségről ad felvilágosítást. A szondázás adataiból következtethetünk az altalaj homogenitásának fokára, kevésbé teherbíró talajlencsék jelenlétére.

A hazai öntéstalajok lencseszerkezetéről például megbízható rétegszelvény csak nagyszámú fúrással készíthető. Ennek elkerülésére belga és holland példa nyomán hazánkban is terjed a szondázással végzett talajfeltárás. A használatos ütveműködő berendezést főleg fúrások közötti pontsúrításra, azonkívül talajcserék, töltések tömörségének vizsgálatára használjuk. Utóbbi esetben a jól és rosszul tömörített talajok területei jól elkülöníthetők, így laboratóriumi vizs-

gálatokat csak a vitás szakaszokon kell végezniük. Eső vagy elárasztás után a szondázási eredményekben lényeges változások állanak be. Az 1. ábra ugyanazon kavicsalajcsere szondázási eredményeit mutatja be elárasztás előtt (1 jelű görbe) és után (2 jelű görbe). E hatások a kiértékelésben figyelembe veendőek. Kiterjedten alkalmazzuk a szondázást cölöpözések esetében. A fúrással meghatározott teherbíró feküreteget kívánt sűrűségű szondázással deríthetjük fel, s így a leverendő cölöpök hosszát tetszés szerinti pontossággal olcsón és gyorsan meghatározhatjuk. A szondázási eredményeknek igen jó kiértékelési formája az ún. szondázási szelvény, amelyen az egyenlő ütésszámhoz tartozó behatolások szintvonalai vannak feltüntetve.

b) *Geofizikai kutatás*

A fúrással nyert talajminták alapján történő rétegzonosítás, rétegszerkesztés oly alapvető módszer, melyet más eljárás nem pótolhat teljesen, de a mai kor gyorsított ütemű és gazdaságosságra törekvő irányának már nem felel meg teljesen. Ezért váltak szükségessé olyan közvetett korrelációs módszerek, mint amilyenek a geofizikai eljárások.

A mérnöki gyakorlatban a geofizikai eljárások közül hazánkban a geoelektromos eljárást vezettük be, mely kevés fúrással kombinálva alkalmas arra, hogy talajrétegződést, vízviszonyokat, nagy területre kiterjedően tárjon fel. A geoelektromos eljárás kisszámú megfelelően telepített fúróluk kombinációjával mint leggazdaságosabb, minimális előtervező költséggel járó és egyben ma már megbízható módszer ismerhető el.

Bizonyos feladatok végzésére, mint például vetőkutatóra, földalatti üregek kutatására, sem a fúrási, sem a szondázási eljárás nem célravezető. A Szovjetunió példájára a talajmechanikai feladatokkal kapcsolatos feltérítési munkák végzésére nálunk is bevezettük a geoelektromos eljárást. Hazánkban 1952 óta végzünk talajmechanikai vizsgálatokkal és vízkutatással kapcsolatban geoelektromos kutatást. Ez a geofizikai módszer a szinklinális irányok és törésvonalak meghatározására, a vető és feküreteg helyzetének megállapítására, durva szemcséjű struktúrák vonulási irányának megállapítására, távoli fúrópontok között a réteghatárok interpolálására, földalatti üregek (betemetett pincék) felderítésére, építőanyag lelőhelyek felkutatására stb. igen jól alkalmazható. Vízkutatás sokszor szükségessé teszi a vetők helyének és helyzetének a meghatározását. Alkalmazást nyert például a győri kavicsbánya kavicsvagonának megállapítására, továbbá víz alatt fekvő talajrétegek, mállott és ép sziklarétegek felderítésére.

A visegrádi Duna-szakaszon a meder alatti sziklarétegek fekvésének és tömörségének megállapítása geoelektromos mérésrel a vízszínen úszó elektródákkal és szondákkal történt. Ezek mozgatása pontonok között kifeszített sodronyok segítségével történt.

A felvett elektromos diagramok a meder alatti tömör és helyenként repezett andezit réteget jól mutatják.

Folyóvízen végzett mérések adta elektromos ellenállás diagramok híven tükrözik a görgő és lebegő hordalék, valamint a felszínhez közel az elnyelt levegő mennyiségét is. Az elektromos eljárás alkalmas pl. kis- és árvíz idején a lebegő és görgő hordalék mérésére is.



2. ábra. Geoelektromos mérés a Dunán

A visegrádi Duna-szakaszon a meder alatt fekvő sziklarétegek feltárása geoelektromos méréssel egy készülékkel 1 hónap alatt készült el, míg a tervezett berendezéssel a fúrás időtartama $1\frac{1}{2}$ évre volt előirányozva.

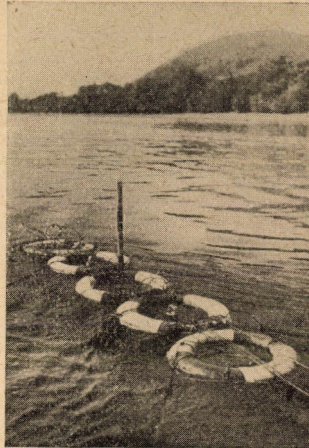
Kellő pontossággal használható e módszer talaj- és rétegvíz kutatásra, a talajvíz áramlási irányának és sebességének a meghatározására is. A geológiai vízkutatás módszere csupán közvetett, mert olyan geológiai szerkezeteket kutat, amelyekre a víz előfordulása jellemző. Ezzel szemben az elektromos módszer közvetlen eljárás, mert magán a talajvíz vagy rétegvíz észlelésén alapul és ezért eredményesebb is.

Az elektromos hossz-szelvény méréssel megtalált vetőfelett forgatásos mérést végezve és az ellenállás értékeket polárkoordináta-rendszerben felrakva, a kapott diagramokból a vetők mélységi helyzetét (függőleges vagy ferde lefutását, torz felületét stb.) kiértékelhetjük. Az alapesetekre az 5. ábrán látható diagramképeket kaptuk, melyek 3 mélységre (a, b, c) végzett mérések eredményein alapulnak (nyitott és törmelékkel, vízzel telt vetők esete).

Talajmechanikai szempontból a geoelektromos eljárás értéke az, hogy a méréskor kapott fajlagos ellenállásértékek nem annyira a kőzet anyagától függnnek, mint inkább annak fizikai tulajdonságaitól és állapotjellemzőitől, pl.

a szemcsenagyságtól, hézagterfogatától, telítettségtől. Éppen ezért talajmechanikai vonatkozásban a geofizikai, nevezetesen a geoelektromos eljárástól a jövőben azt várjuk, hogy a talajjellemzőket a talaj in situ állapotában adja meg.

Az elmondottakból nyilvánvaló, hogy az elektromos ellenállási módszer a mélyépítési tervezések során sokrétű adatot szolgáltat és az eddig végrehajtott több mint 2000 mérés alapján nyugodtan állíthatjuk, hogy a geoelektromos eljárás gyors, olcsó és megbízható talajfeltérési módszer. Terepjáró gépkocsi, távközlő berendezés a mérés sebességét nagymértékben fokozza. A geoelektromos

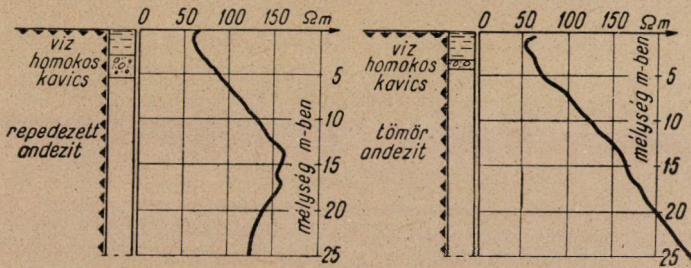


3. ábra. Úszó elektródák és szondák alapállásban

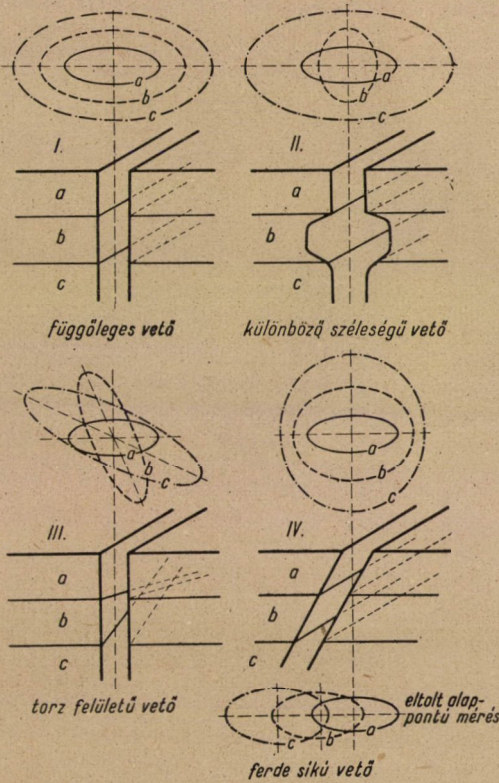
felvétel és annak kiértékelése a gyakorlatban nagy gyakorlottságot követel, azonkívül kiterjedt geológiai és talajmechanikai ismereteket kíván.

Eddig a geofizikának csak feltérési módozatát alkalmaztuk. A fúrás geofizika a talajmechanika részére a rétegsor megállapításán kívül is értékes adatokat szolgáltat, pl. az előbb említett talajjellemzőket, de felhasználható az alapozási mélység meghatározására is, és ezzel költséges feltérési munkálatokat takaríthatunk meg. E módszerrel a fúrás közbeni hidrológiai észlelések kérdése is megoldható. A csőakatok mögötti folyadékmozgást a csőakaton keresztül elektro-magnetikus szondák segítségével határozhatjuk meg.

A geológusok, mérnökök, geofizikusok, fúrótechnikusok együttes munkájából alakultak ki azok a módszerek, amelyeket ma a tudományos alapon végzett talaj- és vízfeltérásoknál alkalmazunk. Azoknál a munkáknál vagy a munka azon szakaszában, hol a talajvizsgálat a cél, az irányítás a mérnöké, a hidrológiai kutatásokat viszont a geológus és a hidrológus irányítja. Így alakult ki eredményes közös munka a geológusok és mérnökök között.

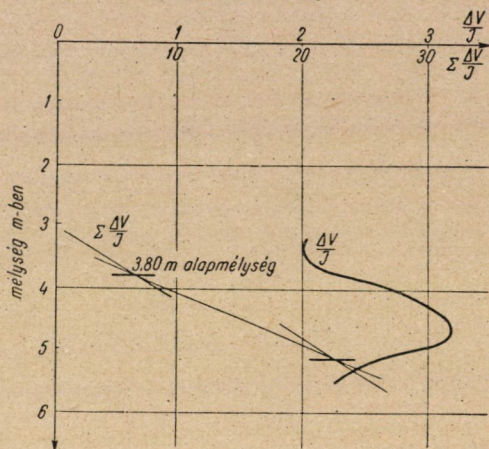


4. ábra. Duna alatti andezit elektromos ellenállás-diagramjai



5. ábra. Különböző fekvésű vetők elektromos ellenállásának polárdiagramjai

Az irodaház alpmélységmeghatározása
elektromos módszerrel
(Karottázs mérés)



6. ábra. Alpmélység meghatározása elektromos eljárással feltárás nélkül

c) Mintavétel

Nagyobb létesítmények tervezésekor mind gazdasági, mind biztonsági szempontból elengedhetetlen követelmény a feltáráson kívül a zavartalan talajmintavétel.

Maga a mintavétel erőszakos beavatkozással jár. A mintavétel megkívánja a furat talpának előzetes kitisztítását. A furattisztítás kis magasságú minták esetén a mintavétel első hibaforrása, mert a nehéz szerszámok és a rudazat erőszakos mozgatása elkerülhetetlenül tömörítő hatást fejt ki a mintavételre kiszemelt rétegre. Ez csak kellően hosszú magminták vételekor küszöbölődik ki.

A magminta a mintavétel alkalmával is szenved sérüléseket és alakváltozásokat, amelyek annál nagyobbak, minél több ütéssel hajtjuk be a mintavevőhengert a talajba, minél kisebb a henger átmérője, vagy bepréselés esetén minél hosszabb ideig tartott a művelet. A jó mintavétel alapelveinek fogadhatjuk el, hogy a mag a lehető legnagyobb átmérőjű legyen és a mintavevő lehetőleg lökésmentesen és gyorsan hatoljon a talajba.

A zavartalan magmintavételt az is befolyásolja, hogy a mintavevőnek a talajba hatolása nyomással, veréssel, vagy forgatással történik. Gyakorlati tapasztalataink szerint nem lehet olyan univerzális mintavevőt szerkeszteni, amellyel minden talajnemből zavartalan mintát tudnánk venni. A talajféleségeket, az azokban alkalmazható mintavevőeszközök szempontjából, az alábbiak szerint csoportosíthatjuk :

1. kohéziós és képlékeny talajok ;
2. kiskohéziójú és kohézió nélküli talajok ;
3. kemény, törékeny és részben cementált talajok.

A minimális zavarás elérésére az első két esetben ajánlatos a mintavételt folytonos nyomással, a harmadik esetben pedig forgatással végezni.

A nálunk alkalmazott magminták átmérője 40—120 mm között változik. A hossz és az átmérő aránya 2,0—2,5-nél nem nagyobb, s mivel Hvorslev erre 5—6 körüli értéket még megengedhetőnek tart, a hazai gyakorlat megnyugtató. A mintáknak lökésmentes behajtására számos hazai gyártmányú elmés szerkezet szolgál, amelyek részben kézi meghajtásúak, részben hidraulikus présrel működnek.

A zavartalan mintavétel kérdésével hazai irodalmunk is foglalkozik. A mintavevők nálunk és külföldön használt megoldásait tekintve meg kell állapítanunk, hogy a sokféle típus ellenére egészen tökéletes szerkezetet még nem sikerült alkotni.

Különösen nehéz a mintavétel laza homokból, vagy vízalatti finom homokból. Megemlíthetjük a Makkai-féle talajfagyasztásos mintavevőt, amely a talajmintát a kiszűrőhenger benyomása után a fúrólukban megfagyasztja.

A fagyasztás a mintavevőben elhelyezett folyékony levegőt tartalmazó üvegnek zsinórral való összetörésével történik.

C) Helyszíni kísérletek

A talajmechanikai gyakorlat a feltérési és mintavételi eljárások fejlődése során egyre jobban előtérbe helyezi azokat a vizsgálatokat, amelyek segítségével a talajfizikai tulajdonságok és az állapotjellemzők meghatározása a helyszínen történik. Ilyen, terepen történő vizsgálattal már eleve elkerülhetők azok a zavaró hatások, amelyek a mintavétel során fellépnek.

A szovjet tapasztalatok nyomán ismét bevezetésre került az összenyomódási modulus, illetve süllyedési viszonyok meghatározására szolgáló próbaterhelés. Az építmények süllyedésméréseinek adataiból kitűnik, hogy a próbaterheléssel meghatározott összenyomódási modulusok értéke a laboratóriumban kapott értékeknél megbízhatóbb, nevezetesen a rendelkezésünkre álló többéves süllyedésmérések adataiból megállapítható (jelenleg 63 épület süllyedését mérjük), hogy a tényleges süllyedési görbéből kiszámított és a próbaterheléssel kapott összenyomódási modulus értéke csaknem azonos.

A helyszíni vizsgálatok célját szolgálja az ún. nyírószonda is. Ha a négy szárnyból álló fejet a talajba verjük és elforgatjuk, a talaj a szárnylapok körbeforgása következtében a hengerpalást mentén elnyíródik. Az elforgatáshoz szükséges erőből a talaj nyíró ellenállása számítható.

A magmintavevőhengerek talajba hajtásakor jelentkező szűrőszilárdság meghatározásából következtetni lehetne a talaj törőszilárdságára.

A helyszíni vizsgálatok között meg kell említenünk a rezgésvizsgálatokat is.

Az iparosítás nagyszámú gép alapozását és felszerelését tette szükségessé. Műszeriparunknak is egyre több gondot okoz a környék munkagépeinek rezgése és az ellene való védekezés. Ez a helyzet állította a dinamikus rezgésvizsgálatokat előtérbe. A gépalapok rezgéstechnikai kérdéseit a szovjet Barkan, a német Rausch, a magyar Major tisztázta. Ezeken az eredményeken alapul a magyar ME-7-53 „Műszaki előírás gépalapok tervezésére” című előírás is.

A dinamikus vizsgálatokkal kapcsolatban az egyes értékeket, pl. az alap vagy talaj önrezgésszámát, a dinamikus ágyazási összenyomódási tényezőt (C_2 stb.), a helyszínen kísérlettel határozzuk meg. Előfordult, hogy ennek segítségével 140%-os alaptömeg megtakarítást sikerült elérnünk.

A helyszíni vizsgálat célját szolgáló, a Földmérő és Talajvizsgáló Iroda által szerkesztett új magyar dinamikus rezgetőgép 46 kg-os súlyával könnyen szállítható. Együttrezgő súlya póttömeggel 163 kg-ig fokozható. Az elérhető legnagyobb dinamikus erő 6 300 kg. A modern érzékeny geofonokkal ily erő mellett nagy távolságra történhet felvétel.

A 100—4000 n/min között változtatható frekvencia mind a lassú járású gőzgépek (kb. 100 n/min), mind a gyorsjárású generátorok (kb. 3600 n/min) rezgésvizsgálatára alkalmas. A gép meghajtása villamosmotorral, vagy magával a szállítómotorkerékpár motorjával történhet.

D) Talajnyilvántartás

A hároméves és az első öt éves terv rendkívül nagyszámú építkezéseinek talajvizsgálatánál Budapesten, vidéki városokban és mintegy 800 község területén több mint 30 000 talajfeltárást végeztünk. A számos talaj- és talajvíz-adat nemcsak a hazai előtervezésnek nyújtott segítséget, de az összegyűjtött és megfelelően kezelt nyilvántartási anyag lehetőséget adott tapasztalati és tudományos feldolgozásra, sőt az építőipari talajmechanikai nyilvántartás széleskörű megszervezésére is.

A 68. sz. Miniszteri Utasítás 1954-ben rendelte el a talaj- és talajvíz-adatok összegyűjtését, központi nyilvántartását és a talaj- és talajvíz adatszolgáltatást. Az Építésügyi Minisztérium kötelékébe tartozó irodák ma megfelelő nyilvántartásra berendezett Földmérő és Talajvizsgáló Irodába, a Közlekedésügyi Minisztérium felügyelete alá tartozó vállalatok pedig az Út- és Vasúttervező Vállalatnak küldik be a nyilvántartandó adatokat. Ezen utasításra a talajvizsgálatok és hidrológiai kutatások eredményeit, valamint a vonatkozó szakvéleményeket a magas- és mélyépítési gyakorlat részére tervszerűen gyűjtik, szakszerűen kezelik és őrzik.

A jól megszervezett, naprakész állapotban tartott talajnyilvántartás már több mint 20 éves adatait a beruházó, tervező és kivitelező vállalatok azonnal és díjtalanul megkapják. Az É. M. Talajmechanikai és Hidrológiai Nyilvántartás az adatszolgáltatási kötelezettség alapján beküldött anyagon kívül mérnökgeológiai, vegyvizsgálati, térkép-, fénykép- és egyéb előtervezési, valamint tudományos anyagot tart nyilván. Az adatszolgáltatási igények megfelelő ki-elégítésére műszaki statisztikai és tudományos adatgyűjtést is végez.

A talajvizsgálatok, illetve a feltárások helyét a nyilvántartás a térképen bejelöli. Nyilvántartási térképként külsőségekben az 1 : 25 000-es méretarányú Kreybig-féle talajtérkép, belsőségekben pedig az 1 : 2000 vagy 1 : 5000 méretarányú várostérkép szolgál.

Távlati terv a nyilvántartásnak olyan országos kiépítése, amely az utolsó évtized igen gazdag mélyépítési tapasztalati anyagát teljesen felölelné.

A legutóbbi évekig az előtervezés és az építőipar részére csak geológiai-hidrológiai térképek állottak rendelkezésre, amelyek az alapozás kérdéseinek eldöntéséhez nem nyújtottak kielégítő adatokat. Az előtervezés, városrendezés, helykijelölés részére olyan építési talajtérképek készítése vált szükségessé, amelyeken a talajok a talajmechanikai osztályozás szerint vannak feltüntetve. E téren még csak a kezdő lépéseket tettük meg és csak néhány város — Szeged, Miskolc — térképe készült el.

A térképekhez szervesen kapcsolódik a terület viszonyait ismertető műszaki leírás. Az építési talajtérkép két, esetleg három rétegszintet ábrázol az átlagos talajigénybevétel megadásával egyetemben.

A talajfeltárás szerves kiegészítését képezi a talajvíz megállapítás és ezen túlmenően a maximális talajvízszint meghatározása. Magyarországon a kérdés a szélsőséges kontinentális klíma miatt eléggé nehéz. A talajvíz ingadozásának mérve a Vízrajzi Intézet által gyűjtött adatok szerint az ország különböző vidékein az aszályos és csapadékdús éveket is figyelembe véve 0,5 méter és 8 méter között ingadozik. E nagy különbségek miatt a maximális talajvízszint meghatározásában lényeges hibák fordultak elő, melyek az építési költségeket sok esetben lényegesen emelték, illetve a kész épületeken okoztak utólag költséges szigetelési munkálatokat.

Építőiparunk részére ezért nagy jelentőségű az 1954-ben kiadott É. M. 12./L. sz. Miniszteri Utasítás, mely meghatározza a legmagasabb talajvízszint fogalmát, és útmutatást ad az előtervezőnek a maximális talajvízszint kiértékelésére.

A növénybiológiai adatokat sok esetben jól használhattuk, mégpedig nem annyira a talajjelző, mint inkább a talajállapotjelző növények területén. A vizet kedvelő higrofil, valamint a szárazságkedvelő halofil növények sok esetben értékes adatokat szolgáltatnak. Az aszályos években, 1948—1950-ben a magas talajvizes vagy vízjárta területeket csupán a területen még található higrofil növények alapján lehetett megállapítani.

E) Izotóp vizsgálatok

A jövő fejlődés egyik biztató eszközét, különösen a hidrológia területén az izotópok alkalmazásában kell látnunk. A külföldi műszaki szaklapok egyre több olyan cikket közölnek, amelyek a sugárzó anyagoknak a mérnöki előtervezői munkában való gyakorlati alkalmazásával és a módszerek részletes ismertetésével foglalkoznak. A mesterséges radioaktív elemek, az izotópok alkalmazása az építési előtervezés legtöbb területén új módszerek bevezetésének útját nyitja meg.

A vizsgálatok céljaira használható izotópok csak a könnyen bomló elemek, melyek egy bizonyos, fajtára jellemző időtartam elmúltával sugárzásukat elveszítik, és így a vizsgálati területen ártalmatlanná válnak. Talajmechanikai és hidrológiai viszonylatban alkalmazható radioaktív indikátorok a nátrium, foszfor, rubidium, jód izotópok.

| Sugárzó elem | Atomsúly | Felezési idő | Viszonylagos aktivitás | Sugárzás |
|----------------|----------|--------------|------------------------|----------|
| Nátrium | 24 | 14,8 óra | nagy | + + |
| Foszfor | 32 | 14,3 nap | nagy | + |
| Rubidium | 86 | 19,5 nap | nagy | + + |
| Jód | 131 | 8,0 nap | közepes | + + |

A radioaktív izotóp-vegyületek különleges előnye, hogy oldatba vezetve mindenütt, ahová az oldat elterjed, az oldat terjedésének útját és sebességét sugárzással jelzik, de ezenfelül a Geiger—Müller csúc számláló csövek vagy a lemezes elektroszkóp adta mérési eredményekből a közegre is következtetések vonhatók le. Az előtervezési munkához olyan rövid felezési idővel rendelkező izotópok használhatók fel, amelyek a jellemző időtartam elmúltával káros sugárzásukat elveszítik, és így a vizsgált területen ártalmatlanná válnak.

Az izotópok feltételezhetően nagy szerepet fognak játszani a talaj- és vízkutatások terén is. A talaj, mint közeg, alkalmas ugyanis arra, hogy a rajta átbocsátott radioaktív sugárzásból, nevezetesen az adszorpciós viszonyokból a talaj strukturális és kémiai viszonyaira következtetéseket vonhassunk le.

A genfi atomerő-értekezlet ismertetéseiből vált nyilvánvalóvá, hogy az izotóp-vizsgálati módszerek tulajdonképpen forradalmasítják a kutatás és vizsgálat eddigi módjait. Meggyőződésünk, hogy az építőipari előtervezés területén hazánkban is célszerűen és gazdaságosan alkalmazhatók az eljárások. A külföldi példák nyomán a talajmechanika területén a talajfizikai és állapotjellemzők, nevezetesen a szemszerkezet, tömörség, nedvességtartalom stb. meghatározását, hidrológiai területen pedig a talajvízáramlás, vízszivárgás kérdéseinek megoldását tartjuk az új eljárással lehetségesnek és indokoltnak.

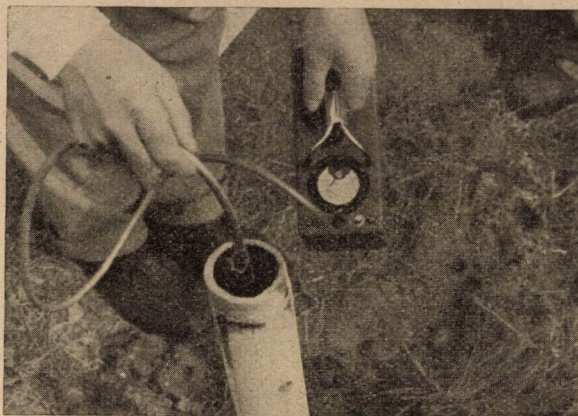


7. ábra. Izotóp beemelése a higító oldatba

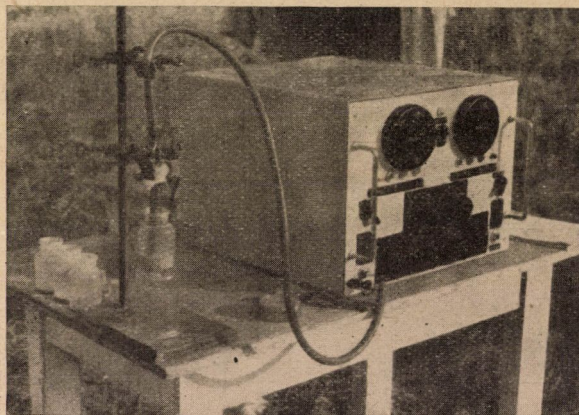


8. ábra. Izotóp betáplálása a fúrólukba

E célból talajmechanikusokból, vegyészekből és fizikusokból álló munkaközösség alakult, amely a sugárzó izotópok építőipari előtervezésbeli alkalmazásának hazai lehetőségeit tanulmányozza, és a Szovjetunióból beérkező



9. ábra. Sugárzás észlelés távolabbi figyelőkútban



10. ábra. Talajvízből kivett minta sugárzási intenzitásának mérése

izotópokkal terepkísérletek elvégzését és néhány nagyobb jelentőségű műszaki probléma radiomethodikai megoldását tűzte ki célul.

Első munkaként a Magyar Tudományos Akadémia Központi Izotóp Bizottságának irányításával és közreműködésével az É. M. Földmérő és Talajvizsgáló Iroda az Újlaki Téglagyár területén látható nagyarányú csúszás-vizsgálatait egészítette ki izotóp-vizsgálatokkal.

Összefoglalás

Összefoglalásul megállapíthatjuk, hogy a fúrás és a mintavétel technikáját, valamint a feltárási és fúrési geofizikát is, tovább kell fejlesztenünk, mert a jelenlegi szinten egyik sem alkalmas a feladatok tökéletes elvégzésére.

Távolról sem értük még el a tökéletes állapotot, tehát e téren még sok a tennivaló. Az eddigi eredmények azonban biztatóak abból a szempontból, hogy soronlevő feladatainkat meg fogjuk oldani.

IRODALOM

- BICZÓK I.: Geoelektromos talajkutatás a mérnöki gyakorlatban. Budapest, 1954. Mérnöki Továbbképző Intézet.
- GORELIK, A. M.—SACHAROWA, M. P.: Die Elektroschürfung bei ingenieurgeologischen Untersuchungen. Berlin, 1952. Verlag Technik.
- GORELIK, A. M.—SZAHAROWA, M. P.: Elektromos kutatás alkalmazása vasútépítési, mérnök-geológiai vizsgálatokhoz. Moszkva 1951.
- JACOBY, H. S.—DAVES, R. P.: Foundations of Bridges and Buildings. New York—London, 1941. McGraw Hill.
- KARAFIÁTH L.: Fúrási munkák talajfeltárásnál és alapozásnál. Budapest, 1954. Közlekedési Kiadó.
- KÉZDI Á.: Talajmechanika. Budapest, 1952. Tankönyvkiadó.
- KÉZDI Á.: Van-e zavartalan talajminta. Budapest, 1953. Mélyépítéstudományi Szemle. 1. sz.
- LITVINOV, I. M.: Terepen végzett talajvizsgálatok. (Issledovanie gruntov v polevih uszlovi-jah. 2. dop. izd.) Moszkva, 1954. Ügletehizdat.
- LORENZ, H.: (Über die Messung der Lagerungsdichte des Baugrundes mittels radioaktiver Isotope) A talaj települési sűrűségének mérése radioaktív izotópok segítségével. Berlin, 1954. Baumaschine und Bautechnik. 8.
- SZÉCHY K.: Alapozás I—II. Budapest, 1952. Közlekedési Kiadó.

Az előadáshoz részletesen hozzászóltak :

GABOS GYÖRGY,

aki néhány adat tükrében ismertette a geoelektromos talajfeltárás alkalmazhatóságát, gazdaságosságát és megbízhatóságát. Azonkívül beszámolt az építmények süllyedésméréséről.

POGÁNY BÉLA,

aki szerint a számított és a tényleges süllyedések közötti nagy különbség a feszültségállapotok különbségére és a próbavételnél elkövetett hibákra vezethető vissza.

DOMJÁN JENŐ,

aki hangsúlyozta a talajadatok gyűjtésén túlmenően a regionalis feldolgozás fontosságát, és rámutatott a talajfeltárási munkák gépesítésének jelentőségére. Felhívta a figyelmet a légi fotogrammetriának a talajfeltárás céljaira való felhasználására.

Felmerült még N. A. Cütovics professzor hozzászólása nyomán az izotópoknak a csúszás-vizsgálatoknál történő felhasználása.

A TALAJ NEDVESSÉGÉNEK MEGHATÁROZÁSA NEUTRONSZÓRÓDÁS SEGÍTSÉGÉVEL

POGÁNY B.—JANIK J. A.

(MŰSZAKI EGYETEM, KRAKÓW)

I. A módszer feltételei

Jelen munka a neutronok hidrogént tartalmazó anyagokban való szóródásának és lassulásának a talajnedvesség meghatározására történő alkalmazását mutatja be.

Évégből a vizsgálandó talaj mellett nagysebességű neutronokat kibocsátó berendezést helyeztünk el, a másik oldalon pedig számláló berendezést, a meglassúdott neutronok számlálására (1. ábra). A talajban a neutronok *szóródást* szenvednek, az esetleg előforduló hidrogén-atommagok hatása alatt pedig elvesztik sebességük egy részét.

Ha a talaj *száraz*, akkor a belőle kilépő neutronáramlás csak kis százalékban tartalmaz lassú neutronokat, a lassú neutronokra érzékeny számláló berendezés aránylag kis számú neutront regisztrál az időegység alatt.

Ha azonban a talaj nedves, akkor a belőle kilépő neutronáramlás nagy százalékban tartalmaz lassú neutronokat, amelyek sebességüket elvesztették a vízmolekulák hidrogén-atommagjának hatása következtében. Ebben az esetben a számláló berendezés lényegesen nagyobb számú neutront mutat ki az időegység alatt, mint száraz talaj esetén. Ily módon a számláló berendezés segítségével a talajban szétszórt és lelassított neutronok számából következtetni lehet a talaj nedvességére. Az alábbiakban a szemcsés talajokkal (homok és kavics) tett tapasztalatokról számolunk be; a kötött talajokkal végzett kísérletek még nincsenek lezárva.

2. Bevezetés

a) Neutronforrás

Neutronáramlást bizonyos típusú atommag-reakciók segítségével lehet előidézni: ilyen típusok például (α, n) és (γ, n) . Leggyakrabban a következő atommagreakciókból kapunk neutronokat:



Az (1) reakción alapuló neutronforrás előállításánál leginkább a rádium α -sugárzását és a belőle folyó egyéb sugárzást használjuk ki, és ily módon néhány megaelektronvolt középenergiájú neutronokat kapunk. A (2) reakción alapuló forrás előállításánál a rádium vagy tórium γ -sugárzását használjuk ki. Rádium alkalmazásával ennek a reakciónak következtében két monoenergetikus neutroncsoportot kapunk, amelyeknek energiája 0,12 MeV, ill. 0,5 MeV. Ennek a reakciónak teljesítménye körülbelül tizedrésze az (1) reakció teljesítményének.

b) *A neutronok szóródása és lassulása*

Miközben a neutron az atommagok között áthalad, ütközik az atommagokkal, ennek következtében megváltoztatja mozgásának irányát. Ezt a jelenséget nevezik az atommagokban való neutronszóródásnak. Ha a neutron szabad protonokkal ütközik, akkor átlagosan felét veszi el energiájának. k számú ütközés után tehát a neutron eredeti energiájának átlagosan $(\frac{1}{2})^k$ -ad része marad meg.

Ha a szóródás és a lassulás hidrogént tartalmazó anyagokon történik, akkor a hidrogén-magot szabad protonnak lehet tekinteni, ha a beeső neutron energiája lényegesen nagyobb az adott anyagban fellépő hidrogénatom kémiai kötési energiájánál ($E_n > \text{ieV}$). Lassúbb neutronok esetén a lassulás mechanizmusa lényegesen bonyolultabb, tekintetbe kell venni ugyanis a kémiai kötésnek a neutronok szóródására való hatását.

A gyakorlatban a neutronok sebességcsökkenésének előidézésére lassító anyagként parafint vagy vizet használunk.

A neutronok szabad útjának közepes hossza parafinban 5 cm, ha a neutron energiája körülbelül 2 MeV: ez a szabad út 0,2 cm-re csökken az ún. termikus elektronok esetén, amelyeknek energiája 0,025 eV. Az az idő, amely egy néhány MeV energiájú neutronnak a termikus energiáig való lelassításához szükséges, 10^{-6} sec rendű.

Neutronokat legeredményesebben protonokon lehet lelassítani, tekintettel arra, hogy ilyenkor az ütköző tömegek egyenlők, és a neutron nagy valószínűséggel ütközik egy protonnal. Az általános esetben, amikor a neutronok szóródása olyan anyagban történik, amelyben hidrogénen kívül különböző más atommagok is vannak, a lassítás folyamatában ezek a magok is részt vesznek, bár lényegesen kisebb eredménnyel, mint a protonok. Ki lehet például számítani, hogy tiszta hidrogénben lelassított 2 MeV eredeti energiájú neutron átlagban 18 ütközés után lesz termikussá, parafinban lassított neutron átlagban 20–30 ütközés után, szénben pedig csak 100 ütközés után.

c) *A neutronok felderítésének módszerei*

A neutronok elektromos szempontból közömbösek, és így repülésük útjában nem ionizálják a közeget. Ezzel szemben valamennyi anyagrész-regisztráló módszer az ionizáción alapszik. Ebből következik, hogy a neutronokat nem lehet közvetlenül regisztrálni. Lehet azonban őket közvetve regisztrálni oly módon, hogy kihasználjuk azokat a magreakciókat, amelyekben a neutronnal való ütközés következtében elektromosan töltött anyagrészecskéket kapunk, pl. α -részecskéket, amelyeknek nagy a fajlagos ionizáció-képességük.

A leggyakrabban használt olyan anyagok, amelyek lassú neutronokkal való bombázás következtében α -részecskéket szolgáltatnak, egy bór-izotóp: $^{10}_5\text{B}$ (amelyből a természetes bórban 20% van) és egy litium-izotóp: ^6_3Li (amelyből a természetes litiumban 7.3% van). Ezekben az izotópokban lassú neutronok következtében létrejött megreakciókat a következő sémákban lehet előállítani:



Az (1) reakció alkalmazásánál a bórból kilépő α -részecskék energiája kb. 2 MeV-ot tesz ki. A reakció létrejöttének valószínűsége fordítva arányos a neutronok sebességével, termikus neutronok esetén néhány százszor több, mint gyors neutronok esetén.

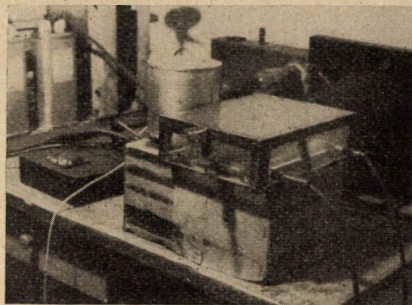
A (2) reakcióban, ahol litium szerepel, 4,7 MeV energia szabadul fel. Annak a valószínűsége, hogy ez a reakció létrejön, szintén fordítva arányos a neutronok sebességével, ezzel szemben körülbelül tízszer kisebb a $^{10}_5\text{B}$ eseténél.

A használatos neutron-felderítési módszernek vázlatos áttekintése a következő (2):

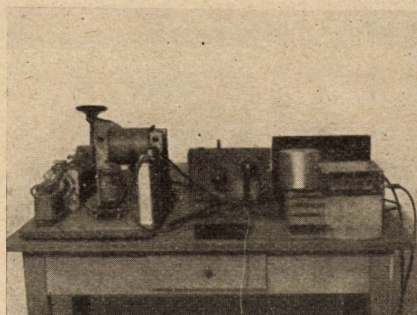
A termikus neutronok számlálására szolgáló arányos számláló berendezésnek bórral bevont katódja van, vagy pedig BF_3 -al van telítve. Minthogy a neutronokkal együtt rendszeresen γ -sugárzás is lép fel, ennek a számláló berendezésre kifejtett hatását ki kell küszöbölni. Ezt annak a ténynek a felhasználásával tehetjük, hogy az arányos számláló berendezésben fellépő feszültség-impulzus nagysága arányos azzal az ionizációval, amelyet az adott részecske hoz létre a számláló berendezésben. A γ -fotonok által kiváltott impulzusok tehát lényegesen kisebbek, mint a bór-izotópból kidobott α -részecskékből származó impulzusok. Ha most valamennyi impulzust fölerősítünk, és diszkriminátor segítségével elkülönítjük azokat az impulzusokat, amelyek γ -sugárzásból származnak, akkor számláló berendezésünk csak az α -részecskékből származó impulzusokat számlálja. Ez a módszer igen eredményes, de aránylag komplikált elektromos berendezést kíván.

Ugyanez áll a neutronoknak ionizációs kamrával való számlálására (a kamra vagy bórréteggel van bevonva, vagy BF_3 -al van telítve).

A szcintillációs számláló berendezésben azokat a lumineszcencia-felvillanásokat regisztráljuk, amelyeket borból vagy litiumból származó α -részecskék hoznak létre kristályban, vagy szcintilláló folyadékban. A regisztrálás fotoszorosító berendezés alkalmazásával történik, ami nagyon drága és minálunk nem hozzáférhető.



1. ábra



2. ábra

A neutronok felderítésének egyik legújabb módszere a szikraközös számláló berendezéssel való számlálás (3). Ehhez a számláló berendezéshez egyszerű felszerelés tartozik, a berendezésnek nagy a stabilitása, és csak erősen ionizáló sugarakra érzékeny: a berendezésnek ezek a tulajdonságai késztettek bennünket arra, hogy jelen munkában ezt a neutron-felderítő módszert használjuk.

3. A használt neutronforrás

A jelen munkában használt neutron-forrás a ${}^9_4\text{Be} (\gamma, n) {}^8_4\text{Be}$ reakción alapult és 200 mg (platinatűkbe zárt) fémdobozban elhelyezett rádiumból állott, amely 1 kg beryllporral volt körülveve. Az egész nagyobb alumíniumbádógból való dobozban volt elhelyezve.

A berendezés teljesítményét 10^5 neutronra lehet becsülni egy másodperc alatt a teljes testszögben.

A neutronforrást az 1. és 2. ábra mutatja.

4. A használt szikraközös számláló berendezés leírása

a) *A szikraközös számláló berendezés elve*

A szikraközös számláló berendezés prototípusának katódja jól csiszolt fémlemez, anódja pedig egy kb. 0,1 mm átmérőjű, a katóddal párhuzamosan és tőle 1–2 mm távolságban kifeszített drót volt. Néhány ezer volt nagyságrendű feszültség rákapcsolásakor a drót körül ibolyaszínű lumineszcencia volt észlelhető, ami jellemző a koronás kisülésre.

Ha a drót közelében, körülbelül merőlegesen a katódra α -részecske vonul keresztül, akkor útjában bizonyos mennyiségű iont hoz létre. A drót és lemez közti elektromos tér az ionokat gyorsítja, aminek következtében további lavinaszerű ionizálás jön létre. A korona meghosszabbodik, és a drót és lemez között az α -részecske keresztülhaladásának helyén szikra ugrik át.

Ez a berendezés tehát alkalmas α -részecskék számlálására. A számolási teljesítmény nem nagy, mert a berendezés csak azokat az α -részecskéket számlálja, amelyek a drót közelében haladnak át (a korona terén keresztül) és amelynek pályája majdnem merőleges a katód felületére. Ha a berendezés katódját bizonyos optimális vastagságú bórréteggel vonjuk be, akkor módunkban van közvetve regisztrálni a lassú neutronokat oly módon, hogy megszámláljuk a fent leírt bőr és (n, α) között való reakcióból kapott α -részecskéket. A bórréteg optimális vastagságának rendje 1–2 mg/cm². Minthogy azok a neutronok, amelyeket ez a réteg elnyel, csak néhány százalékát teszik ki az összes rácső neutronoknak, azért a neutronok számlálásának teljesítményét megjavíthatjuk oly módon, hogy néhány ilyen számláló berendezést párhuzamosan kapcsolunk.

b) *Saját szerkesztésű szikraközös számláló berendezés*

Az előzetes méréseket nyílt számláló berendezéssel végeztük. A katód felülete 4×4 cm² volt, a katóddal szemben 6 drót volt kifeszítve tőle 1,5 mm távolságban. A drótok átmérője 0,07 mm volt, egymástól való távolságuk 7 mm-t tett ki (3. ábra).

A katód bórréteggel volt bevonva.

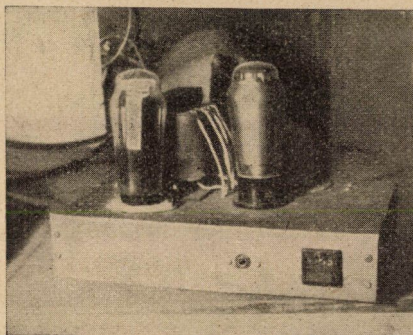
A berendezés munka közben stabilan viselkedett, volt azonban néhány lényegbevágó hibája:

1. Kis teljesítménye és kis katódfelülete miatt a mérési statisztika aránylag szegény volt: ha jobb eredményt akartunk elérni, akkor a mérés idejét aránytalanul meg kellett nagyobbítani.

2. A mérések elég nagy szórást mutattak. Ez a szórás összege volt a statisztikai szórásnak, valamint a nem kielégítően stabilizált feszültség és a teljesítmény fluktuációjából származó szórásnak. Az utóbbi erősen függ pl. a levegőben levő CO_2 koncentrációjától és az atmoszferikus nyomástól.

3. A szikraközös számláló berendezés vonzotta a levegőben levő port. Bizonyos idő elteltével a katódon a drótokkal szemben sötét vonalakat lehetett észlelni, amelyek a portól származtak.

4. A berendezéssel alig lehetett néhány napig kifogástalanul dolgozni. Ennek az időnek elteltével hamis impulzusok jelentkeztek, amelyek onnan ered-



3. ábra

tek, hogy a korona-áram és a szikra szétporlasztotta a bórát. A szétporlasztott bór leülepedett a drótokon, és itt mikroszkóppal jól észlelhető csúcsokat okozott. Amikor a drótokat megtisztítottuk ezektől a csúcsoktól, a berendezés normálisan működött tovább. Hamis impulzusok jelentkeztek továbbá azon a helyen, ahol a berendezés katódja érintkezett a plexiglas kerettel. Az impulzusok oka valószínűleg az a vízgőz volt, amely ezeken a helyeken könnyen lecsapódott.

Az említett hibák mellett volt a berendezésnek néhány nagyon lényeges előnye.

1. Gondos előkészítés után nagyon kevés hamis impulzus jelent meg a háttérben.
2. Nem volt érzékeny az alfa-sugaraknál gyengébben ionizáló sugárzásra.
3. Felépítése egyszerű volt és egyszerű elektronapparátúrával működött együtt.

Éppen ezeknek az előnyöknek hatása alatt döntöttünk úgy, hogy ezzel a készülékkel folytatjuk a munkát.

Mindamellettt egy új számláló berendezést is építettünk, amelynél igyekeztünk az előző berendezés minél több hibáját kiküszöbölni.

Az új berendezés lényegesen nagyobb volt. Katódjának felülete $7,5 \times 11 \text{ cm}^2$ volt. A berendezésnek 22 nikkelin drótja volt, amelyeknek átmérője $0,07 \text{ mm}$ -t

tett ki, és egymástól 5 mm, a katódtól pedig 1,5 mm távolságban voltak elhelyezve. (E távolságokat bizonyos kis határok között változtatni lehetett.) A drótok az egyik végükön csavarokkal voltak megerősítve, a másikon pedig különleges rugókkal kifeszíthető fogóknak a bemélyedéseiben feküdtek. A katód ellenkező oldalán hasonló 22 drótból álló összeállítás volt elhelyezve: ezáltal a számláló berendezés kétoldalú volt. Katódként két 1 mm vastag rézlemez szolgált. A lemezeket a lehető legegyszerűsebbre csiszoltuk és kb. 1,5 mg/cm² vastag bór-réteggel, valamint 1 mikron vastagságú alumínium réteggel vontuk be. Az utóbbit légüres térben vittük rá a bórrétegre.

A katód bórral való bevonása a következőképpen történt. Néhány centiliter vízben mérlegen lemért bizonyos mennyiségű porrátört amorf bórból lehetőleg egyenletes emulziót állítottunk elő, amelyet azután ráöntöttünk a vízszintes helyzetbe hozott katódra. A víz elpárolgása után a lemezt kiizzítottuk.

Az időegységben elért számlálási aktusok száma ennél a berendezésnél körülbelül tízszer nagyobb volt, mint az előbbi kisebb berendezésnél.

A bórrétegnek mikronvastagságú alumíniumréteggel való bevonása, valamint a katódnak oly módon való kivágása, hogy szélei ne érjenek a plexiglashoz, előnyös befolyással volt a berendezés munkájára. Jelentékenyen javult a készülék stabilitása, csökkent a szétporlasztás és majdnem az előzőnek tizedére kisebbedett a háttérrel alkotó hamis impulzusok száma. Ez a háttér (amelyet a forrás távollétében mértünk) kevesebb volt 1 számolóaktusnál (6 perc alatt).

Ha a készüléket a plexiglasból készült légmentesen záró dobozban helyeztük el, teljesen megszűnt a levegő porának kiválása miatti teljesítmény.

Mindamellet az észleltük, hogy a mérési eredmények továbbra is nagy szórást mutattak, nagyobbat a statisztikus szórásnál, amit a kis berendezésnél felsorolt tényezők hoztak létre.

A számláló berendezés jellegzetes görbéjét a 6. ábra mutatja. A készülék állandó 5000 volt tápláló feszültség mellett dolgozott.

Hogy függetlenítsük magunkat a számláló berendezés teljesítményének változásától és kiküszöböljük azt a szórást, amelyet ez a változás hoz létre, mérés előtt és után előírt geometriai feltételek mellett meghatároztuk a berendezés számláló aktusainak számát. Ez oly módon történt, hogy mindig ugyanolyan geometriai feltételek mellett állítottuk a számláló berendezést a forrás mellé egy parafinkockára. A számláló aktusok számaként (ezek mellett a feltételek mellett), amelyekhez viszonyítottuk a mérést, 150 számláló aktust vetünk fel 3 percre. Ha egy napon azt találtuk, hogy a számláló aktusok száma a szabványos feltételek mellett pl. 140 aktust tesz ki 3 perc alatt, akkor valamennyi mérési eredményt az adott szériában $\frac{150}{140}$ viszonyszámmal szoroztuk.

5. Szikraközös számláló berendezéssel együttműködő elektron-apparatúra

A magas feszültséget az erősítő berendezésből kaptuk. Abban a pillanatban, amikor a katód és anód között szikra ugrik át, az elektromos töltés a földbe vezetődik, ami feszültségesést (impulzust) hoz létre a sorbakapcsolt nagy ohmszámú ellenállásban. Ezt az impulzust egy monosztatikus univibrátorra vittük át, amely a hangszóró lámpájára volt kapcsolva, a lámpa anódkörébe pedig egy telefonszámláló volt kapcsolva.

6. Talajon végzett nedvességmérések eredményei

Az előzetes méréseket a kis szikraközös mérőberendezéssel végeztük száraz és nedves talaj alkalmazásával, amelyekből különböző vastagságú rétegeket állítottunk össze. Ezek lehetővé tették a geometriai méret megállapítását, és tájékozást nyújtottak arra nézve, hogy milyen összefüggés van a számláló aktusok száma és a vastagság között. Ily módon következtetést lehetett levonni arra nézve, hogy a talajrétegben milyen mélységig kaphatunk felvilágosítást.

A mérések során a neutronforrást a számláló berendezés közvetlen közelébe állítottuk (4. és 5. ábra).

Megállapítottuk, hogy a telítési teljesítmény 15 cm vastagságnál lép fel felülről számítva.

Ezek után az előzetes mérések után hozzáfogtunk a tulajdonképpeni vizsgálatához, amelyet körülbelül 45×50 cm² felületű és 15–20 cm vastagságú talajrétegen végeztünk.

Ezeket a méréseket a nagy számláló berendezéssel végeztük négy helyzetben, hogy kiküszöböljük a talaj különböző részeinek nem egyenlő nedvessége által okozott fluktuációkat.

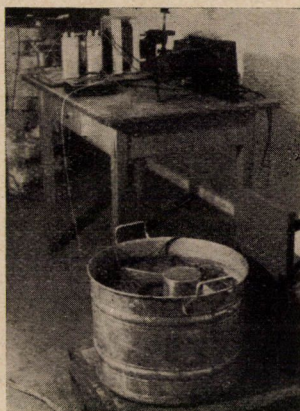
A számláló berendezés időegységre eső számláló aktusainak száma és a talaj nedvessége közti összefüggés mérését a következőképpen hajtottuk végre. Először mértük a számláló berendezés időegységre eső számláló aktusainak számát teljesen száraz talaj esetén, ezenkívül tizedes mérleggen mértük a száraz talaj súlyát. Ezután a talajt néhány órára vízzel telt kádba állítottuk. A vízzel való telítés után a talajt naponként mértük tizedes mérleggel, és ezzel egyidejűleg méréseket végeztünk a szikraközös számláló berendezéssel. Ily módon ismertük a talaj nedvességét minden egyes mérésnél, a szikraközös számláló berendezés segítségével pedig meghatároztuk az időegységre eső számláló aktusok számát az adott nedvesség mellett. A mérés előtt és után meghatároztuk a háttért alkotó hamis impulzusokat. Munka közben a hamis impulzusok háttere nem tett ki többet 1 számlálási aktusnál 6 perc alatt. A mérés előtt és után (amint azt említettük) szabványos parafin kockával végeztünk méréseket.

Mínt hogy meggyőződünk arról, hogy az időegységre eső számláló aktusok száma 15 cm-nél nagyobb vastagság esetén a talaj vastagságától függ, a talaj minőségétől való függést csak 15 cm vastagság esetén vizsgáltuk.

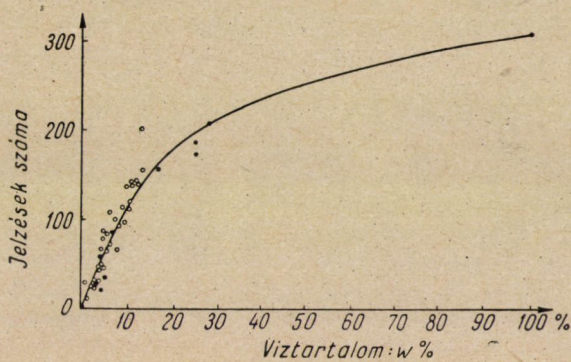
A számláló aktusok számának a (különböző minőségű) talajok nedvességétől való függésére nézve elért valamennyi eredményt a 6. ábra mutatja. A víztartalom és a regisztrált ütközések száma között lineáris összefüggés van, ha a neutronok száma kicsi; ha azonban a neutronok száma nagy, akkor ez



4. ábra



5. ábra



6. ábra

az összefüggés parabolikus. A talaj minőségének befolyását el lehet hanyagolni, és akkor valamennyi talaj számára ugyanazt a közelítően lineáris összefüggést kapjuk a számláló aktusok számának 3 percenként vett középértéke és a nedvesség között.

A leírt módszerrel mértük száraz és nedves talajok nedvességét. Ezután a mérés helyén kivágtunk a talajból egy részt, és meghatároztuk a nedvességet oly módon is, hogy mértük a talajpróba súlyát szárítás előtt és után. Megállapítottuk, hogy a két eljárás teljesen azonos eredményre vezet.

7. Összefoglalás

1. A talajban szóródást szenvedett neutronok számának méréséből következtetni lehet a talaj nedvességére. Rádium-beryll forrás használatánál és (γ, n) reakció segítségével körülbelül 12 cm vastagságig nyerünk felvilágosítást a nedvességről. Ha mindkét oldalról végzünk méréseket, akkor ugyanezzel a módszerrel kétszer akkora vastagságú talajról nyerünk biztos adatokat, közelítő adatokat pedig még vastagabb talajrétegről is. Fel lehet tenni, hogy rádium-beryll forrás és (α, n) reakció használatánál a vizsgálat ennél nagyobb vastagságú talajrétegekre is kiterjeszhető, tekintettel arra, hogy a neutronok az (α, n) reakciónál nagyobb energiát kapnak.

2. Ha szikraközös neutron-felderítő berendezést használunk, akkor aránylag egyszerű készüléket szerkeszthetünk a talaj nedvességének ezzel a módszerrel való meghatározására. Az egész berendezést el lehet helyezni, pl. egy $40 \times 40 \times 40$ cm³ méretű ládában. A készülék súlya nem nagyobb 10 kg-nál.

3. Fel lehet tenni, hogy ezt a módszert pl. betonfalak nedvességének meghatározására is lehet alkalmazni. Ebben az esetben azonban kétségkívül nagyobb teljesítményt kell várni száraz beton esetén, tekintettel arra, hogy a száraz betonban aránylag nagy mennyiségű víz van lekötve.

Az előadáshoz hozzászólt

HOVÁNYI PÁL,

aki megkérdezte, hogy milyen anyagból volt az anód és katód a bemutatott 22 huzalból készült számológépezéken. Javasolta továbbá, hogy a Magyar Tudományos Akadémia indítson szakfolyóiratot, amely az izotópokkal végzett kísérletek eredményeit ismertetné.

TALAJMECHANIKAI LABORATÓRIUMI VIZSGÁLATOK ÚJ EREDMÉNYEI

KARAFIÁTH LÁSZLÓ,
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK KANDIDÁTUSA
(FÖLDMÉRŐ ÉS TALAJVIZSGÁLÓ IRODA, BUDAPEST)

Ismeretes, hogy a háború után a talajmechanikai vizsgálatok az egész világon nagy fejlődésnek indultak, és ma már nagyobb alapozás tervezése seholsem történik talajmechanikai vizsgálatok nélkül. A megnövekedett feladatok eredményezték, hogy a talajmechanikai laboratóriumi vizsgálatok ma már általánosak, a szabványos laboratóriumi vizsgálatokat ma rendszeresen és nagy számban végzik, és ma már a statikus tervező mérnökök is tisztában vannak az egyes minősítő és állapotmeghatározó vizsgálatok jelentőségével, és azokat az alapozás tervezéseknél felhasználják.

A talajmechanika mint semiempirikus tudomány a legnagyobb mértékben rá van utalva a másutt szerzett tapasztalatok hasznosítására. Ebből a szempontból igen fontos, hogy a külföldön végzett talajmechanikai laboratóriumi vizsgálatokat helyesen tudjuk értékelni. Különösen fontos ez a talajok minősítésére és azonosítására szolgáló talajmechanikai jellemzőknél.

Kötött talajok minősítése szempontjából a legfontosabb jellemző a *folyási határ*, melynek a CASAGRANDE-csészével való meghatározási módja általánosan elterjedt, azonban a meghatározási mód szubjektív hibalehetőségei miatt külföldön más módszereket is kerestek. Így a Szovjetunióban a VASZILJEV-féle kúpot szabványosították, míg Németországban OHDE javasolt újfajta módszert a folyási határ, illetve az ún. „Breiwasserzahl” megállapítására. A VASZILJEV-féle eljárás a folyási határ közvetlen fizikai értelmezését teszi lehetővé, mert a kúp súlyából és benyomódásából a folyási határ állapotában levő talaj nyírószilárdsága közvetlenül meghatározható. Mivel sok talajmechanikai ismeretünk épül ma a Casagrande-féle folyási határ fogalmára, feltétlenül szükséges volt a kétféle módszer összehasonlítása. Ebből a célból mind a Műegyetem talajmechanikai laboratóriumában, mind az FTI laboratóriumában összehasonlító kísérleteket végeztek. Ezek azt mutatták, hogy különösen kövérebb agyagtalajoknál nagyobb eltérés mutatkozik a két eljárás között, éspedig a VASZILJEV-féle módszer általában alacsonyabb eredményeket ad. A VASZILJEV-féle módszernél fennáll az összehasonlítási lehetőség természetes és zavart állapotú talajminta között is és kiküszöböli a laboratóriumi kísérletből az ütögetést, aminek jelentősége akkor van, ha a talajigénybevétel teljesen statikus jellegű.

Az OHDE-féle folyási határ meghatározással végzett összehasonlító kísérletek azt mutatták, hogy agyagtalajoknál az OHDE-féle meghatározási mód magasabb folyási határt ad, mint a CASAGRANDE-féle. Homokos talajoknál az OHDE-féle kísérlet végrehajtása nehéz. Kívánatos lenne, ha ezen a téren nem elkülönülési irányzatok, hanem nemzetközi együttműködés és szabványosítás érvényesülne.

Igen fontos kérdés a *talajok víztartalmának gyors meghatározása*. A Műegyetem Talajmechanikai laboratóriuma kidolgozta az úgynevezett vízbemértéses eljárással való meghatározást, amelynek lényege, hogy a talajminta nedves súlyát meghatározzuk, majd egy ismert súlyú üvegedényt tiszta vízzel megtöltve, megmérjük a nedves talajt tartalmazó és vízzel telt üvegedény súlyát is. A két mérés eredményéből a talaj víztartalma egyszerű képletből számítható. Az eljárás alkalmazhatósága attól függ, hogy a vízzel való megtöltés alkalmával milyen mértékben sikerül a légbuborékokat kiűzni a talajszemcsék közül. Éppen ezért ez az eljárás inkább homoktalajok víztartalmának meghatározására használható.

A laboratóriumi víztartalom-meghatározás meggyorsítására az FTI laboratóriumában sikerrel használtak *infravörös szárítókályhát, illetve szárítólámpát*. A víztartalom meghatározásnál szokásos 50–100 g súlyú talajmintáknál a teljes kiszáritás infravörös sugarakkal egy óra alatt elérhető. Megfelelő beállítás mellett az 1%-os pontosság betartható.

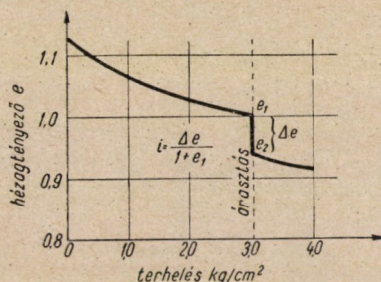
Az agyagtalajok víztartalmának, illetve konzisztencia állapotának gyors meghatározására az FTI laboratóriumában az úgynevezett POLSIN-féle *lapító kísérlet* használatos. Ennek lényege az, hogy az 1 cm³-es kiszúrt agyaghengerecskét 2 kg súllyal szétlapítjuk és a lapítási átmérőből következtetünk a talaj konzisztencia indexére. A lapítási átmérő ugyanis a víztartalommal arányos, és a folyási, illetve plasztikus határnak különféle talajoknál szűk korlátok között változó lapítási átmérő felel meg. Az eljárás közelítő pontossággal igen gyorsan és egyszerűen ad eredményt. A MÉLYÉPTERVben egy másik egyszerű eljárást dolgozott ki HENYE JENŐ földmunkák víztartalmának közelítő meghatározására. A módszer lényege abban áll, hogy a sodrási határ meghatározásához hasonlóan a kisodorható talajhenger átmérőjéből következtet a víztartalomra.

A talajok minősítő vizsgálatainak egyik hiányossága, hogy nem ad megfelelő eljárást a szerves talajok minősítésére, illetve a talajok szerves tartalmának meghatározására. Ezt a hiányt küszöböli ki az a módszer, amelyet BICZÓK IMRE részletesen ismertet a *Jáky* emlékkönyvben. A módszer lényege, hogy az izzítási veszteség helyett a tényleges C tartalmat határozza meg, a DENNSTEDT eljárással. Az eddig végzett kísérletek szerint a talajok szerves anyagtartalmára akkor kell figyelemmel lenni, ha a Dennstedt-eljárással meghatározott szerves tartalom 5%-nál nagyobb.

A szemcseeloszlás JÁKY által bevezetett valószínűségi görbéje és annak kettős logaritmikusságú rendszerben való ábrázolása alapján határozza meg JÁRAY

JENŐ a talajok fajlagos felületét és ad összefüggést a fajlagos felület és folyási határ értéke között. Laboratóriumi vizsgálatainak eredményeit, amelyek kiterjednek a folyási határnak nemcsak a szemeloszlással, hanem a kicserélhető ionokkal való összefüggésére, a JÁKY emlékkönyvben részletesen ismerteti.

Ismeretes, hogy az 5 éves terv legnagyobb létesítménye, a Sztálin Vasmű, makroporózus lösztalajon épült. A feladatok szükségessé tették, hogy a lösztalajok kérdésével részletesen foglalkozunk, és elsősorban a szovjet tapasztalatok alapján bevezessük a lösztalajok alapozási szempontból való osztályozását.



1. ábra. Fajlagos roskadási tényező meghatározása árasztással végzett kompressziós kísérlettel

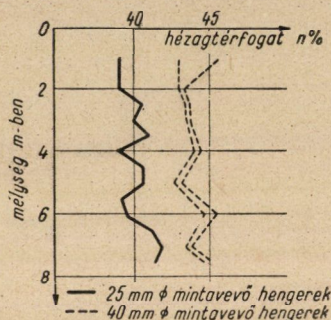
A lösztalajok alapozás szempontjából legfontosabb tulajdonsága az átázás hatására bekövetkező hirtelen süllyedés, a *roskadás*. A roskadóképesség számszerű jellemzésére a szovjet szakirodalom alapján a *fajlagos roskadási tényező* (i) fogalmát vezettük be. A fajlagos roskadási tényező adott, általában véve $p = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ nyomás alatt az átnedvesítés hatására bekövetkező járulékos fajlagos összenyomódást jelenti, amelyet erre a célra átalakított ödométerekben határozzunk meg. Az eredeti nedvességtartalommal végzett nyomókísérlet során $p = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ terhelésnél a talajmintát felülről vízzel elárasztva átnedvesítjük és mérjük az átnedvesedés hatására bekövetkező összenyomódást (1. ábra). Makroporózus, roskadó talajoknak azokat a talajokat minősítjük, amelyek fajlagos roskadási tényezője $i > 2\%$.

A fajlagos roskadási tényező alapján a süllyedésszámításhoz hasonlóan, a rétegvastagság és a fajlagos roskadási tényező szorzatait összegezve meghatározható az alapsík alatt fekvő talajrétegek összegezett roskadása (I), amelynek alapján állapítható meg az átnedvesedéssel szemben való védekezés szükséges mértéke. A makroporózus talajok fenti elvek alapján való minősítését, illetve osztályozását ma már szabvány írja elő.

A Műszaki Egyetem talajmechanikai laboratóriumában KÉZDI ÁRPÁD részletes kísérleteket végzett a sztálinvárosi talajok fajlagos roskadási tényezője és a roskasztási terhelés közötti összefüggés meghatározására. Megállapította, hogy a fajlagos roskadási tényező értéke a terhelés nagyságától függ, kb. $p = 3,0$

kg/cm² nyomásnál végzett elárasztás esetén a legnagyobb, ennél nagyobb terhelésnél pedig közel állandó.

A Sztálin Vasmű építkezéseinél a laboratóriumi kísérleteknek helyszíni próbaterhelésekkel és süllyedésmérésekkel való összehasonlítására is alkalom nyílt. Az 5000 cm² alapfelületű terhelőlappal végzett próbaterheléseknél az átázás hatására bekövetkező roskadás a fajlagos roskadási tényező értékével arányos volt. Az itt végzett vizsgálatokkal kapcsolatban a makroporozus talajok hézagterfogatának meghatározására használt kiszűrőhengerek méretének



2. ábra. Hézagterfogat meghatározások különböző átmérőjű mintavevőhengerekkel

hatását is vizsgálat tárgyává tettük oly módon, hogy az aránylag homogén lösztalajból párhuzamosan több kisméretű (25 mm \varnothing) és nagyobb méretű (40 mm \varnothing) hengerrel szúrtunk ki mintákat hézagterfogat meghatározás céljára. A vizsgálatok azt mutatták, hogy 25 mm \varnothing kiszűrőhenger használata nem megengedhető, mert a hézagterfogat értékét 2–3%-kal alacsonyabban adja meg, mert az aránylag nagy köpenyfelületen fellépő súrlódás a mintát tömöríti (2. ábra). A 40 mm \varnothing hengereknél a tömörítő hatás már elhanyagolható.

A kompressziós kísérletek azt mutatták, hogy a makroporozus talajoknál a legnagyobb gondossággal történő mintabekészítés mellett sem kerülhető el a vázszerkezet megzavarása, amely arra vezet, hogy a laboratóriumi kompressziós kísérletekkel meghatározott összenyomódási modulus lényegesen kisebbre adódik, mintha azt a helyszínen végzett próbaterhelésekkel, vagy a ténylegesen mért süllyedésekből vissza számítva határozzuk meg. A száraz, plasztikus határnál lényegesen kisebb víztartalmú lösztalajok összenyomódási modulusa próbaterheléssel meghatározva $M = 200\text{--}250$ kg/cm²-nek adódott, míg a kompressziós kísérletekkel a laboratóriumban meghatározott összenyomódási modulus $M = 80\text{--}90$ kg/cm². A süllyedésmérések szintén azt igazolják, hogy az összenyomódási modulusnak $M = 200$ kg/cm² körüli értéke a helyes. A makroporozus talajok szerkezetének megzavarása az aránylag kisméretű talajmintában könnyen vezethet túlságosan kedvezőtlen eredményekre.

A nedves üzemű és nagyobb jelentőségű ipari építményeknél a roskadási veszély elleni védekezés miatt szükséges volt a makroporozus talajok mélytömörítése. A tömörítési kísérletek kimutatták, hogy a szóban forgó lösztalajnak $n = 32-33\%$ hézagterfogat alá való tömörítése rendkívüli nagy tömörítő munkát igényel, sőt gyakorlatilag végre sem hajtható.

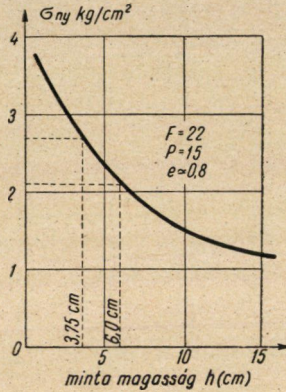
A talajok összenyomhatósági és szilárdsági tulajdonságainak megállapítására végzett kísérletek a talajmechanika alkalmazásai szempontjából döntő fontosságúak, mert az így meghatározott számértékeket közvetlenül használjuk fel süllyedésszámításokban, teherbírási és állékonysági számításoknál. Nagy jelentőségű ezeknél a vizsgálatoknál olyan módszerek alkalmazása, melyekkel a hibalehetőségek a legjobban kiküszöbölhetők. Az összenyomhatóság meghatározására használatos ödométeres kísérleteknél különösen sok hibaforrás jelentkezik hőmérsékleti és párolgási hatások folytán, de helytelen eredményeket adhat a kísérlet azért is, mert a talajmintát eredeti helyzetéből kiemelve, gázképződés és duzzadás következhetik be. Az FTI laboratóriumában folytatott vizsgálatok azt mutatták, hogy az ödométeres vizsgálatok végrehajtásának CŰTOVICS professzor szerint való végrehajtási módszere adja a legkisebb hibaforrást. Ennél a módszernél a talajmintát az ödométer gyűrűbe helyezve, a felső szűrőkövet rögzítjük, majd a mintát alulról vízzel elárasztjuk. Az elárasztás következtében duzzadási nyomás lép fel, amelyet a mintára adott terheléssel ellensúlyozunk, és így állítjuk elő azt a feszültségi állapotot, amely megfelel a talajminta eredeti helyzetének. A kompressziós kísérletet azután teljesen víz alatt hajtjuk végre, úgyhogy párolgási hatások nem léphetnek fel.

Nemcsak a talajmechanikai vizsgálatok, hanem más anyagvizsgálatok szempontjából is jelentős az a kutatómunka, amelyet a minták méreteinek az alakváltozási és szilárdsági értékekre való hatásának tisztázására fordítottak. A kompresszió (meggátolt oldalkitérés melletti nyomókísérlet) és egyirányú nyomás (szabad oldalkitérés melletti nyomókísérlet) feszültségállapotának meghatározásában BALLA ÁRPÁD elméleti kutatómunkái jelentős lépést jelentenek. Az általa végzett kompressziós kísérletek, amelyeket különböző méretű mintákkal végzett, igazolják elméleti eredményeit.

A minták méretei az egyirányú nyomókísérlet eredményét is befolyásolják. A Műegyetem Talajmechanikai laboratóriumában VARGA LÁSZLÓ végzett összehasonlító kísérleteket különböző méretarányú és magasságú mintákkal. Az 1 : 1,5 arányú mintákkal végzett kísérletei eredményét mutatja a 3. ábra. A 3,75 cm magas minták egyébként azonos körülmények mellett, mintegy 1,3-szor nagyobb nyomószilárdsági értéket adtak, mint a 6,0 cm magas minták. Az FTI laboratóriumában természetes állapotú talajmintákon végzett párhuzamos kísérletek szintén azt mutatták, hogy a 3,75 cm magas minták nyomószilárdsága mintegy 40%-kal volt magasabb a 6 cm magas mintáknál. VARGA LÁSZLÓ kísérletei szerint a 6 cm magas mintákon meghatározott nyomószilárdsági értékek megfelelnek a nyírókísérlettel kapott kohézió és súrlódási szög értékeinek.

A minták méreteinek befolyása tehát nem hanyagolható el, és a végzett kísérletek annyival is inkább figyelemre méltók, mert a különböző országokban, de még egy országon belül is a különböző laboratóriumokban más-más méretű mintákon végzik a vizsgálatokat. Ezen a téren is tehát nemzetközi szabványosítás lenne szükséges.

A talajok dinamikus hatás folytán történő összenyomódásának vizsgálata ÁCS ENDRE és LIPCSEY MIKLÓS az FTI laboratóriumában olyan berendezést szerkesztett, mely lehetővé teszi a talajok összenyomódásának



3. ábra. Egyirányú nyomószilárdság változása 1 : 1,5 oldalirányú mintáknál a mintamagasság függvényében

vizsgálatát, ha a talajra a terhelésen kívül adott értékű ismétlődő gyorsulás hat. Az így kapott kompressziós görbék lehetővé teszik a gép és egyéb dinamikus hatású alapok várható süllyedésének számítását. Érdeemes megjegyezni, hogy az eddigi kísérletek szerint — D. D. BARKAN tapasztalati adataival egyezően — 0,2 g-nál kisebb gyorsulás a talajok összenyomódására elhanyagolható.

Kavicstalajok súrlódási szögét régebben kizárólag becsléssel állapították meg, ma azonban a laboratóriumok nagyméretű nyíródobozok segítségével nyírókísérlettel határozzák meg a kavicstalajok súrlódási szögét. A tömörségnek a súrlódási szögre jelentékeny hatása van. Érdeemes megemlíteni, hogy tömör állapotú kavicstalajok esetében nem egyszer állapítottunk meg $\varphi = 45^\circ$ -nál nagyobb súrlódási szöget. A Műegyetem Talajmechanikai laboratóriumában értékes kísérleteket végeztek a finomszemcse tartalomnak a kavicstalajok súrlódási szögére való hatásáról. A kísérletek mutatják, hogy már igen csekély iszap- vagy agyagtartalom a súrlódási szög értékét lecsökkenti.

A súrlódási szög és kohézió helyes megállapítása a talajmechanikai laboratóriumok legnehezebb feladata. A talajoknak a nyíródobozokba való beépítése a természetes állapotban meglehetősen nehézségeket okoz, és egyes nyíróberendezéseknél, mint pl. a Hvorslev-féle környírógépen úgyszólván keresztül-

vihetetlen, ezért mind gyakrabban végeznek triaxiális kísérletet. Az FTI laboratóriumában ÁCS ENDRE és DEBRECZENY PÉTER olyan triaxiális készüléket szerkesztett, amelynél a gumizsák mellett elhelyezett textilanyag a hengeres talajmintának oldalirányban való víztelenítését is lehetővé teszi, tehát konszolidált kísérletek is végrehajthatók. A talajminta természetes állapotban, a készülék szétszerelése nélkül beépíthető. A triaxiális készülékben azonban a törés három tengelyű, térbeli feszültségállapotban történik, és a kísérletek szerint az így nyert súrlódási szög értékek különböznek a síkbeli feszültségállapot súrlódási szög értékeitől.

Megemlítendőek még az FTI laboratóriumában használt svéd rendszerű nyírókészülékkel szerzett kedvező tapasztalatok. Ebben a készülékben a talajminta a „tisztá nyírás” feszültségállapotába kerül, a nyírási felület a kísérlet alatt állandó marad és természetes állapotú talajminták beépítése is lehetséges.

A Műgyetem Talajmechanikai laboratóriumában igen értékes kísérleteket végeztek az építőanyagok (kő, téglá, beton) és különböző talajnemek közötti súrlódási tényező megállapítására. Megállapították, hogy még kevésbé kötött talajoknál is bizonyos, a normálerőtől független súrlódási ellenállás, adhézió lép fel.

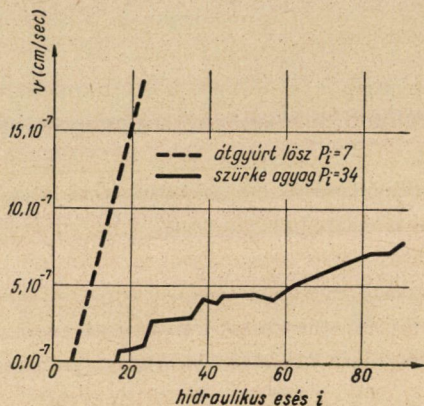
A talajok áteresztőképességi tulajdonságait általában véve a DARCY törvény alapján állapítjuk meg. Kötött talajokban a „k” tényező értéke rendkívül kicsi, és meghatározására közvetlen kísérleteket csak igen ritkán végzünk. A konszolidáció és a pórusvíznyomások számítása szintén a DARCY-féle szivárgási törvényen alapul, azonban ennek kis áteresztőképességű, kötött talajokra való érvényessége kísérletileg még nem igazolt, és az agyagtalajok szerkezetére vonatkozó legújabb kutatások sem indokolják a kis áteresztőképességű talajokra való általánosítás jogosságát. Az FTI laboratóriumában DEBRECZENY PÉTER kartársammal kísérleteket végeztünk agyagtalajok áteresztő képességi együtthatójának az alkalmazott hidraulikus esés függvényében való megállapítására. A kísérletek végrehajtása és a fellépő hibalehetőségek kiküszöbölése igen nehéz, mert az igen kis vízmennyiségek pontos mérését a hőmérsékleti, párolgási és elektrokinetikus hatások rendkívül megnehezítik. A meghatározások szórása ellenére kétségtelenül megállapítható volt, hogy kötött talajokban a szivárgás törvényszerűségei mások, mint durva szemcsés talajokban. A kísérleti eredmények Sz. A. ROZA szovjet kutató kísérleteivel egyezően azt mutatták, hogy kötött talajokban a szivárgás törvénye az áteresztőképességi együttható és hidraulikus esés koordináta-rendszerében tört egyenessel közelíthető meg, azaz a szivárgás sebessége

$$v = 0, \text{ ha } i < i_0$$

és

$$v = k(i - i_0) \text{ ha } i > i_0,$$

tehát szivárgás csak akkor indul meg, ha a hidraulikus esés egy bizonyos i_0 küszöbértéket meghalad. Ez a törvényszerűség teljesen megfelel a súrlódási ellenállások természetének. Igen érdekes azonban az a küszöbérték, amelynél a szivárgás megindulását tapasztaltuk, és amely egyezően CÜTOVICS professzor adataival rendkívül magas, pl. egy vizsgált, Dévaványáról származó $F = 58$, $P = 24\%$ konzisztenciahatárokkal bíró agyagnál a küszöbértéket $i = 18$ -nak találtuk (4. ábra). Az i_0 értékek és a talaj egyéb tulajdonságai közötti összefüggésekre egyenlőre adatokat adni nem tudunk, ennek kikutatása talajmechanikai szempontból igen fontos. Az az eddig elhanyagolt jelenség, hogy bizonyos



4. ábra. Szivárgási sebesség a hidraulikus esés függvényében

küszöbértéken alul szivárgás egyáltalán nem lép fel, az agyagtalajok viselkedéséről alkotott felfogásunkat sok tekintetben gyökeresen megváltoztatja. Így pl. az agyagrétegeken, szigetelés céljából létesített agyagszőnyegeken, burkolatokon átszivárgó vízmennyiség számításánál döntő jelentőségű, hogy az átszivárgás milyen hidraulikus esés mellett történik. Az i_0 érték ismeretében a szükséges vastagságot az határozza meg, hogy a hidraulikus esés ne haladja meg a küszöbértéket. A süllyedésszámításoknál sem elhanyagolható ez a jelenség, mert ahol a pórusvíznyomás gradiense a kritikus értéknél kisebb, pórusvízáramlás nem lép fel, és így térfogatváltozás, süllyedés sem keletkezhetik és így a konszolidáció is a számítotttnál gyorsabban következik be. Földgátak állékonysági számításainál a szivárgási küszöbérték azt jelenti, hogy bizonyos hidraulikus esésen alul a teljes konszolidáció nem következik be, hanem maradó pórusvíztúlnyomás (Restdruck) keletkezik, amint azt földgátakon végrehajtott pórusvíznyomás-mérések igazolják.

Az agyagtalajokban való vízszivárgás törvényszerűségét részben az egyes agyagszemcsék körül kialakuló elektromos terek idézik elő. Éppen ezért igen érdekesek azok a kutatások, amelyek főleg a háború után indultak meg nagyobb

mértékben, és amelyek a *talajoknak elektromos áram hatására való viselkedését* tették vizsgálat tárgyává. Ismeretes, hogy elektromos egyenáram hatására a talajokban vízáramlás indul meg. A vízáramlás sebességét a HAEFELI-től származó alábbi összefüggés adja

$$v = k_h i_h + k_E \frac{U}{l},$$

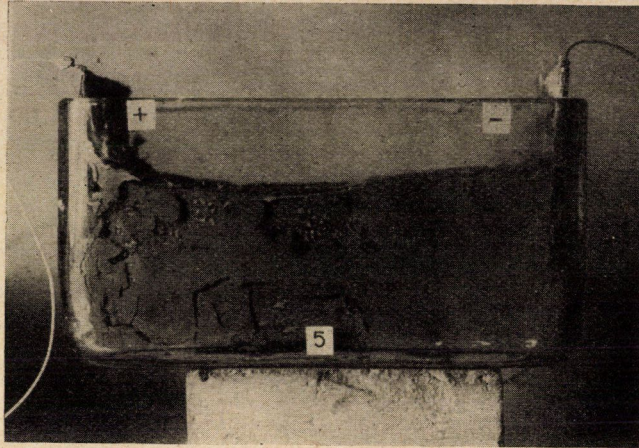
ahol k_h , i_h a Darcy-féle átteresztőképességi együtthatót, illetve hidraulikus esést k_E az úgynevezett elektroozmotikus átteresztőképességi együtthatót, $\frac{U}{l}$ a feszültségesést jelenti.

CASAGRANDE vizsgálataiból ismeretes, hogy az elektroozmotikus átteresztőképességi együttható a különféle talajnemeknél nagyságrendileg nagyjából egyforma és értéke $k = 0,5 \cdot 10^{-4}$ cm²/volt sec. Az FTI laboratóriumában kísérleteket végeztünk különböző talajok elektroozmotikus átteresztőképességi együtthatójának meghatározására. Megállapítottuk, hogy a k_E elektroozmotikus átteresztőképességi együttható nem tekinthető az időben változatlan talajfizikai állandónak, mert az elektromos áram hatására kötött talajokban az úgynevezett ζ potenciál értéke megváltozik, és ennek folytán az ezzel arányos elektroozmotikus átteresztőképességi együttható értéke nagyságrendi változást is szenvedhet.

Laboratóriumi kísérleteket végeztünk az elektromos áram agyagtalajokra való hatásainak tanulmányozására is. Abból a célból, hogy tisztán az elektromos áram hatása érvényesüljön, kísérleti edényekként üveggádákat, elektrodákként pedig szénrudakat használtunk. Ilyen módon megakadályozható volt, hogy a fémelektrodákból levált kationok az agyagtalajok kicserélhető bázisait megváltoztassák. A kísérleteknél a folyási határon bekészített kiscelli agyagpép talajfizikai jellemzőinek: a víztartalom, folyási határ, plasztikus határ és maximális molekuláris vízkapacitásnak megváltozását vizsgáltuk oly módon, hogy az elektrodák közötti talajt nyolc szeletre osztottuk, és az egyes szeletek talajfizikai jellemzőit bizonyos ideig tartó áramhatás után külön-külön megvizsgáltuk (lásd 1. kép). A talajfizikai jellemzőkön kívül meghatároztuk a kicserélhető Na- és Ca-ionok mennyiségét is. A 6 V egyenáram (0,4 V/cm feszültségesés) hatására vízáramlás indult meg az anódtól a katód felé. Ennek eredményeképpen a víztartalom az anód közelében erősen lecsökkent, míg a katódnál, ahol a jelentkező víz elvezetéséről is gondoskodtunk, lényegében változatlan maradt. A víztartalom csökkenés következtében a talajban repedések keletkeztek. A víztartalom csökkenés addig folytatódott, amíg a víztartalom kb. a max. molekuláris vízkapacitás értékére csökkent (5. ábra).

Néhány napos áramkezelés után az agyag réteges szerkezetűvé vált a víz áramlási irányára merőlegesen (2. kép). Kimutatható, hogy egészen kis feszültségesés is olyanmértvű vízáramlást indít meg az agyagtalajokban, amellyel

egyenértékű vízáramlást gravitációs úton csak több száz atmoszféra nyomással lehetett volna előidézni. A vízáramlás következtében tehát áramlási nyomás is keletkezik, és ez a nyomás teszi a talajt réteges szerkezetűvé.



1. kép. Elektromos áram hatása kiscelli agyagra. Az anódnál víztartalom csökkenés folytán az eredetileg vízszintes felszín lesüllyed, a katódnál kissé megemelkedik. Az anódnál a víztartalom csökkenés folytán zsugorodási repedések állnak elő

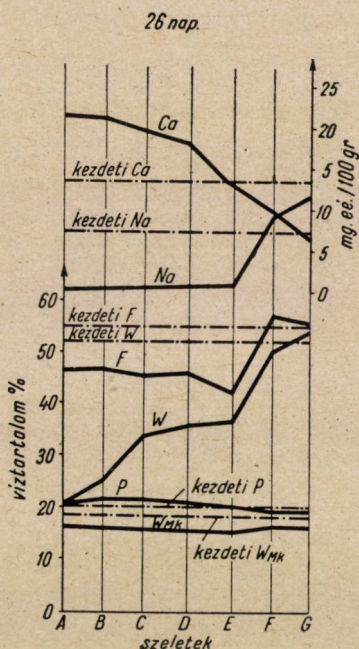


2. kép. Elektromos áram hatására kialakult réteges szerkezet

A kísérlet után megvizsgáltuk a kicserélhető bázisok mennyiségét is, és azt találtuk, hogy az Na-ionok a talajból az anód környékéről teljesen eltávoztak, és az agyag kémiai jellege megváltozott. Ezt mutatja a folyási határnak csök-

kenése is. Tehát tisztán elektromos áram hatására is báziscserét lehet az agyagtalajokban előidézni, és a Na-agyagokat más H-, Fe-, Ca-agyagokká lehet átalakítani.

Az elektromos áram tehát mint talajszilárdítási eljárás önállóan is alkalmazható adott esetekben. A vegyszerek besajtolásának az elektromos árammal való szilárdításnál abban van jelentősége, hogy a víztartalomcsökkenés folytán az



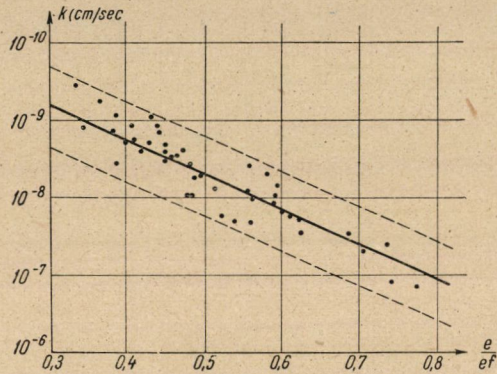
5. ábra. Kiscelli agyagtalaj talajfizikai jellemzőinek és kicserélhető kationjainak változása 26 napos áramkezelés után.

P = plasztikus határ, F = folyási határ, w = víztartalom,
 w_{MK} = max. molekuláris vízkapacitás

agyagtalajokban repedések keletkeznek, és az adagolt vegyszerek e repedéseket töltik ki, miáltal a szilárdítás állandóságát biztosítják. Ez az alapja az úgynevezett CEBERTOVICZ-féle talajszilárdító eljárás agyagtalajokban való alkalmazásának.

A földalatti vasút laboratóriumában végzett széleskörű talajszilárdítási laboratóriumi kísérletek során a budapesti kavicsteraszról származó homokos kavics szilárdítási lehetőségeit állapítottuk meg. A kísérleteket kb. 20 cm \varnothing besajtolóhengerrel végezték, a besajtolóanyag alulról felfelé való átáramoltatása mellett. A talajmintára karosszerkezettel felülről tetszés szerinti nyomást lehetett adni. A $4-7 \cdot 10^{-2}$ cm/sec átteresztőképességű homokos kavicsot JOOSTEN-eljárással szilárdítva 16 kg/cm² kockaszilárdság volt elérhető.

Az egyfolyadékos eljárással végzett kísérletek során különféle reagenseket alkalmazva állapították meg a kötési időket. Kikísérletezésre került a vízüveg foszforsavas, vízüveg-mésztej keverékes, vízüveg-nátriumaluminát keverékes, továbbá a vízüveg-sósav és fémsó keverékes eljárás. Az egyfolyadékos eljárások általában véve igen kis szilárdságot adtak, átteresztőképesség szempontjából azonban megfeleltek. A kísérletekkel megállapítható volt, hogy az egyfolyadékos eljárások még kisebb átteresztőképességű ($k = 10^{-3}$ cm/sec) talajokban is alkalmazhatók. A laboratóriumi kísérletek igen jól megmutatták, hogy az egyfolya-



6. ábra. Összefüggés az átteresztőképességi tényező és a hézagtényezőnek (e) a folyási határ hézagtényezőjéhez (e_f) való viszonya között

dékos eljárásoknál a kötési idő szabályozása rendkívüli gondosságot igényel, és az oldatokba kerülő legkisebb tisztátalanság a kötési időt megváltoztatja.

A homokos kavics megszilárdítására cementbesajtolási kísérletek is folytak. A közönséges portlandcement vagy kohósalak cementtel készített cementtejet csak néhány cm távolságra sikerült buzgárképződés nélkül besajtolni, viszont a cementgyárakban szálló porból előállított ultrafinom cementtel $k = 10^{-3}$ cm/sec átteresztőképességig a besajtolások sikeresek voltak. Bentonit adagolása a cementhez a vízzárósági tulajdonságokat lényegesen növeli, és a kísérletek szerint már néhány százalékos bentonit adagolás gyakorlatilag teljes vízzáróságot ad, viszont a szilárdságot rontja.

Laboratóriumi kísérleteink egyik célja, hogy *gyakorlati és tapasztalati összefüggéseket tudjunk felállítani az egyszerűen meghatározható talajfizikai jellemzők és más szilárdsági vagy alakváltozási jellemzők között*. Laboratóriumaink sok ilyen statisztikus összefüggést állítottak fel, amelyeket ma talajmechanikusaink és tervezőink is igen jól használnak. A Műegyetem Talajmechanikai laboratóriumában megállapított összefüggéseket SZILVÁGYI IMRE ismerteti a JÁKY emlékkönyvben. A MÉLYÉPTERV laboratóriuma a talajok súrlódási szögének és kohéziójának a plasztikus és konzisztencia index alapján való megállapítására dolgozott ki gyakorlati összefüggéseket. Az FTI-ben RÉV ENDRE mérnök

újszerű összefüggést állított fel kötött talajok áteresztőképességi együtthatója, hézagtenyezője és folyási határa között (6. ábra). Mindezek a tapasztalati összefüggések természetesen nem tarthatnak számot olyan pontosságra, mint egy közvetlen laboratóriumi kísérlet, azonban olyan általános ismereteket adnak, amelyek a talajtulajdonságok jobb megismeréséhez igen nagy mértékben hozzájárulnak.

Fentiekben nagy vonásokban ismertettem a magyarországi laboratóriumok vizsgálati módszereinek fejlődését és az azokkal elért fontosabb, külföldi viszonylatban is jelentős kutatási eredményeket. Bár teljes részletességgel az egyes kérdésekre nem térhettem ki, hiszen egy-egy laboratóriumi új eredménynek, önálló tudományos kutatásnak ismertetése egy előadás keretét betölthetné, mégis ebből a vázlatos áttekintésből is megállapíthatjuk, hogy a talajmechanikai laboratóriumok fejlődése igen nagy arányú, és eddigi eredményeik biztósítékot nyújtanak arra, hogy jövő feladatainkat is sikeresen fogják megoldani.

IRODALOM

- Роза, С. А.: Результаты экспериментального изучения начального фильтрационного градиента в плотных глинах. Сборник трудов. 4. Вопросы механики грунтов. (ВНИИГС). Москва-Ленинград. 1954. p. 28—50.
- Цытович, Н. А.: Механика грунтов. Москва. 1951.
- BALLA Á.: Problems of Compression. Acta Technica Tomus VI. 1953.
- Gedenkbuch für Prof. Dr. J. Jáky. Akadémiai Kiadó, 1955.
- KARAFIÁTH L.: Új kísérletek és vizsgálati eredmények a talajmechanikában. Mérnöki Továbbképző Intézet. 1954.
- KÉZDI Á.: Makroporozus talajok vizsgálata roskadás szempontjából. Bp. 1954. MTA műszaki tudományok osztályának közleményei 12. köt.

Az előadáshoz részletesen hozzászóltak :

JÁRAY JENŐ,

aki szerint a talajmechanikai vizsgálatok statisztikai kiértékelésénél előadódó szóródás nemcsak a vizsgálati hibák, hanem a talajok eddig figyelembe nem vett kémiai tulajdonságainak is következményei. Majd Cütovics professzor kérésére ismertette a talaj szemeloszlási mutatójának és fajlagos felületének meghatározási módját.

POGÁNY BÉLA

arra mutatott rá, miszerint hibaforrások oka az is, hogy a készülékek, műszerek egyedi hibái különbözőek ; pontos kalibrációs görbéket kellene adni.

SZILVÁGYI IMRE

helyteleníti, hogy talajvizsgálatok során gépiesen olyan vizsgálatokat, kísérleteket is elvégeznek, amelyek az adott cél szem előtt tartása esetén nem is volnának mindig szükségesek. Hangsúlyozza a talaj ásványi összetételének fontosságát.

Dr. A. MYSLIVEC prof.

érdekes felszólalásában ismertette a víztartalom változásra, a nyírószilárdságnak elektroozmózzal való növelésére, a nyomószilárdságnak az átmérővel való változására vonatkozó kísérleteit.

N. A. CÜTOVICS prof.

bejelentette, hogy a szovjet kutatók legújabbán a talajban végbemenő fizikai és fizikokémiai változásokat tanulmányozzák. Véleménye szerint ez a talajmechanika fejlődése szempontjából döntő jelentőségű. Foglalkozott a talaj fizikai jellemzőire vonatkozó tapasztalati összefüggésekkel, amelyek véleménye szerint csak kisebb geológiai egységeken belül állíthatók fel. Egyébként a tapasztalati összefüggések helyett a talajfizikai jellemzők laboratóriumi meghatározását tartja helyesnek.

MŰTÁRGYAK ÉPÍTÉSÉVEL KAPCSOLATOS TALAJMECHANIKAI KÉRDÉSEK

CŰTOVICS N. A.,

A SZOVJETUNIÓ TUD. AKADÉMIÁJÁNAK LEV. TAGJA, SZTÁLIN-DÍJAS EGYETEMI TANÁR

A Szovjetunióban a talajmechanika hatalmas iramban fejlődik, mert a nagyszabású építkezések során meg kell oldani a felmerülő nehéz műszaki problémákat. A szovjet mérnököket nem elégitik ki a régi szabályok és műszaki előírások, mert egyre jobban ki kell használni a talajnak mint építőanyagként, és mint a műtárgyak altalajának tulajdonságait.

A szovjet tudósok (N. M. GERSZEVANOV, V. V. SZOKOLOVSKIJ, V. A. FLORIN, G. I. POKROVSKIJ, CŰTOVICS és mások) új tudományos kutatásai számos gyakorlati szempontból igen fontos, új problémát vetettek fel és oldottak meg. Kutatásaikban figyelembe vették a nemzetközi tudomány eredményeit, COULOMB, DARCY, BOUSSINESQ, TERZAGHI, valamint JÁKY, KÉZDI stb. műveit.

A talajmechanikának a Szovjetunióban az utóbbi évtizedekben bekövetkezett fejlődése megteremtette az előfeltételeket ahhoz, hogy a műtárgyak alaptestének méretezésénél új, korszerű számítási módszerekre térjenek át, amelyek az altalaj *határfeszültség-állapotát* veszik alapul. Ez a módszer lehetővé teszi a talajok tulajdonságainak racionálisabb és teljesebb kihasználását. Így például vízierőművek létesítésénél, magasépítkezéseknél és más nagy létesítménynél számos esetben veszélytelenül megengedettnek tekintünk a műtárgyak altalajában olyan nagy feszültségeket, amelyek többszörösen meghaladják a korábbi előírásokat. Ma már a Szovjetunióban minden új építkezésnél a talajmechanika legújabb eredményei alapján tervezik meg az alaptesteket és a földműveket.

A talajmechanika fejlődésének vezéreszméje a Szovjetunióban ez idő szerint az, hogy az altalajok és földművek határteherbírását és határalakváltozásait állapítják meg, és ennek során figyelembe veszik, hogy *a talaj és az építmény együtt dolgozik*. Ez utóbbi körülmény figyelembevétele komoly megtakarításokat tett lehetővé és ösztönzőleg hatott a rugalmas *félteret* terhelő rugalmas gerendák és lemezek számításával foglalkozó elméletre. (G. E. Proektor, 1949; N. M. Gerszevanov, 1935; B. M. Zsemocskin, V. A. Florin, M. I. Gorbunov-Poszadov, V. Z. Vlaszov, 1937; Sz. Sz. Davüdo, 1939; P. L. Paszternak, 1953; I. N. Cserkaszov, 1954; és sokan mások.)

A gyakorlati építkezések sok fontos feladatot tűznek a szovjet talajmechanika elé; ilyen feladatok elsősorban a határteherbírás és a határ alakváltozás meghatározása és ennek alapján az alaptestek és más szerkezeti elemek méretezése. A szóban forgó feladatok megoldása során a szovjet tudósok különös figyelmet fordítanak a talajok fizikai természetének és a talajszemcsék közti belső kapcsolatoknak a tanulmányozására, valamint azoknak a fizikai feltevéseknek a kellő megalapozására, amelyekből az elméleti számítások kiindulnak. Figyelembe kell venni ennek során a geológiai adottságokat, valamint a talajban végbemenő fizikai és fiziko-kémiai folyamatokat is.

Azok a kutatások, amelyeket a talajrészecskék között fennálló belső kapcsolatok jellege (molekuláris, strukturális-kolloidális, adszorpciós és mechanikus kapcsolatok) és e kapcsolatok szilárdsága tekintetében végeztek, azt mutatják, hogy a terhelés hatására a talajban *két ellentétes folyamat* megy végbe: egyrészt *tömörödés* és szilárdulás, melynek során a talajrészecskék tömörödnek és a molekuláris kohézió fokozódik, másrészt a belső kapcsolatok relaxációja, meglazulása, melynek során a strukturális kohézió nagysága csökken. Attól függően, hogy az adott talajtartományban melyik folyamat van túlsúlyban, vagy *tömörödési* alakváltozás, vagy folyamatos *folyási* alakváltozás következik be, és a műtárgy meghibásodik. Ilyen alakváltozások akkor lépnek fel a talajban, ha a külső erők bármilyen csekély mértékben is túllépik azt a határterhelést, amely mellett a határegyensúly-állapotban levő tartományok kialakulása megkezdődik.

A talajok határegyensúly-elméletének alaptételeit a szemcsés talajokra vonatkozólag még COULOMB (1773) fogalmazta meg. Az elmélet gyakorlati alkalmazásának egyszerűsített módszerei nyugaton nagy fejlődésen mentek keresztül. A szovjet tudósok, főleg V. V. SZOKOLOVSZKIJ (1939—1942 és későbbi műveiben is), úgyszintén V. G. BEREZANCEV, Sz. GOLUSKEVICS és mások is, pontos megoldást dolgoztak ki az általános síkbeli esetre és a térbeli feladat bizonyos speciális eseteire; számításba véve a talaj *önsúlyának* hatását is. A pontos megoldás kidolgozása alapján meg lehet határozni a plasztikus határállapotban levő talajban kialakuló lehetséges csúszólapok alakját, meg lehet határozni a műtárgyra ható — maximális — határterhelést, a támfalra működő földnyomást, ezenkívül meg lehet oldani még sok más fontos műszaki feladatot.

A talajok határállapotára vonatkozó egyenletek megoldását számos esetre zárt alakban vezették le (NOVOTORCEV 1938; ISLINSZKIJ 1944; SZOKOLOVSZKIJ 1942; BEREZANCEV 1948 és mások); V. V. SZOKOLOVSZKIJ pedig tetszőleges határfeltételek mellett numerikus integrálási módszert dolgozott ki a terhelés legáltalánosabb esetére. Sok megoldáshoz *táblázat* is áll rendelkezésre, ami lehetővé teszi azoknak széleskörű gyakorlati alkalmazását.

Az alábbiakban néhány olyan megoldást ismertetünk, amelyek a gyakorlati építkezések szempontjából fontosak.

ahol α , β , s együtthatók, amelyek az 1. táblázat segítségével, a φ és δ mennyiségek függvényében határozhatók meg;

q az oldalirányú terhelés (geoztatikai nyomás) intenzitása;

c a talaj kohéziója;

γ a talaj térfogatsúlya;

φ a talaj belső súrlódási szöge.

A határegyensúlyegyenleteknek igen egyszerű megoldásuk van akkor, ha csak a talaj kohézióját vesszük számításba, vagyis ideálisan kötött talajok esetén, amikor $c \neq 0$ és $\varphi = 0$ (PRANDTL, 1920; CÜTOVICS, 1937, 1953; SKEMPTON, 1952; SHIELD, 1952 és mások). Napjainkban ezeket a megoldásokat igen gyakran alkalmazzák a gyakorlatban, számottevő kohézióval bíró, kötött talajok esetén. A 2. táblázat feltünteti a kötött talajokra érvényes határterhelés értékét, különböző terhelések esetére, mind a síkbeli, mind a térbeli feladat feltételei mellett.

2. táblázat

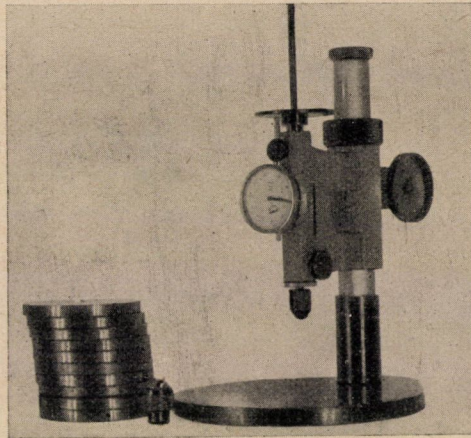
A határteherbírási nagysága tökéletesen képlékeny talajok esetén

| Sorszám | Az alaptest alakja | A határterhelés nagysága | A megoldás szerzője |
|---------|--|--|--|
| 1. | Sáv alakú, nem mélyített | $p = (\pi + 2)c$ | Prandtl, 1920, Cütovics és Szumgin, 1937. |
| 2. | Sáv alakú, mélyített | $p = 8,3 c$ | Meyerhof, 1950. |
| 3. | Kör alakú, nem mélyített | $p = 5,68 c$ | Islinszkij, 1944. Berezancev, 1952. |
| 4. | Négyzet alakú, nem mélyített | $p = 5,71 c$ | Berezancev, 1952, Shield, 1953. |
| 5. | Derékszögű-négyszög alakú, nem mélyített | $p = \left[0,84 + 0,16 \frac{b}{l} \right] N_c c$ | Skempton, 1951. |
| 6. | Derékszögű-négyszög alakú, nem mélyített | $p = \left[5,14 + 0,66 \frac{b}{l} \right] c$ $\frac{b}{l} < 0,53$ és $p = \left[5,24 + 0,47 \frac{b}{l} \right] c$ $\frac{b}{l} > 0,53$ | Shield, 1953. b = az alaptest szélessége; l = az alaptest hosszúsága |

A 2. táblázat adatainak felhasználásával a gyakorlatban előforduló esetek nagy részében könnyű meghatározni a kötött talajokra érvényes határterhelést, vagyis maximális mértékben ki lehet használni az ilyen talajok szilárdságát. Ehhez azonban megbízhatóan meg kell állapítani a szóban forgó talaj kohéziójának nagyságát.

A kötött talajok kohéziójának nagyságát meg lehet határozni egyirányú és többirányú nyomókísérlet, nyírókísérlet, fúrólukban végzett nyírókísérlet

(Vane Test) és egy, a Brinell-próbához hasonló kísérlet (CŰTOVICS, 1947, 1953) segítségével. Ez az utóbbi módszer a legegyszerűbb, tömeges vizsgálatokra jól alkalmazható és amellet a kötött talajok relaxációs tulajdonságainak vizsgálatára is alkalmas. A kísérlet lényege a következő: egy acél golyót nyomunk



1. kép. Acélgolyós készülék a kohézió meghatározására

be a talajba és mérjük a talaj benyomódását. A készüléket az 1. kép mutatja. A kohézió nagyságát a következő képlettel határozzuk meg:

$$c = 0,18 \frac{P}{\pi D s} \quad (2)$$

ahol P az acélgolyóra ható erő,
 D a golyó átmérője,
 s a golyó benyomódása.

Ha a (2) alatti képletbe behelyettesítjük a hirtelen (gyakorlatilag: az első 5,10 másodperc alatt mért) alakváltozást, akkor megkapjuk a hirtelen terhelés esetén mértékadó maximális kohéziót ($c_{p,II}$). Az idő múlásával a golyó benyomódása a kötött talajok plasztikus tulajdonságainak következtében megnő, és csak elég hosszú idő elteltével éri el végleges értékét. Az ekkor mért benyomódásból számított kohézió lesz a talaj belső ellenállása konszolidált állapotban (c). A konszolidált állapothoz tartozó kohézió nagyságából lehet kiszámítani — a 2. táblázatban közölt összefüggések segítségével — a talaj határteherbírását.

A kísérletek azt mutatják, hogy a felírt képlet csak olyan kötött talajokra érvényes, amelyeknek belső súrlódási szöge legfeljebb $\varphi = 5-7^\circ$. Ha a belső súrlódási szög értéke ennél nagyobb, akkor a kifejezés jobb oldalán egy, az

egységnél kisebb szorzót kell alkalmazni. Ha $\varphi = 0$, a helyesbítő tényező $m = 1$; ha $\varphi = 10^\circ$, $m = 0,61$; ha $\varphi = 20^\circ$, $m = 0,28$; és ha $\varphi = 30^\circ$, $m = 0,11$ (Berezancev, 1955).

Ha azonban a súrlódással kapcsolatban korrekciós együtthatót alkalmazunk, akkor a talaj határteherbírását csak bonyolult képletekkel lehet kiszámítani, amelyek mind a kohéziót, mind a talaj belső súrlódását figyelembe veszik. A síkbeli feladat esetében NOVOTORCEV—SZOKOLOVSKIJ (1938, 1942) képletét, a tengelyszimmetrikus térbeli feladat esetén BEREZANCEV (1952) képletét használhatjuk, bonyolultabb esetekben pedig a numerikus integrálás módszeréhez folyamodhatunk, megfelelő technikai segédeszközök igénybevétele mellett. A számítások és a kísérletek azonban azt mutatják, hogy gyakorlati szempontból erre a legtöbb esetben nincs szükség, elegendő, ha a határteherbírást a tökéletesen képlékeny ($\varphi = 0$) talajokra érvényes egyszerű képletekkel határozzuk meg. A golyóprózával meghatározott kohézió ugyanis *összetett jellemző*, amely nemcsak a kohézió értékét fejezi ki, hanem bizonyos fokig a kötött talaj *súrlódását* is.

3. táblázat

*A talaj határteherbírásának nagysága térbeli feladat esetén,
ha az oldalsó leterhelés $q = 0,25 \text{ kg/cm}^2$*

| φ | Kohézió: c | | |
|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | 0,75 kg/cm^2 | 2,3 kg/cm^2 | 4,0 kg/cm^2 |
| 0° | 4,1 kg/cm^2 | 12,1 kg/cm^2 | 20,8 kg/cm^2 |
| 10° | 4,4 « | 12,3 « | 21,1 « |
| 20° | 4,8 « | 11,3 « | 18,5 « |
| 30° | | 13,0 « | 19,3 « |

a) $p = (2 + \pi)c + q$; ($\varphi = 0$ esetén)

b) $p = q \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} + c \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right)$; ($\varphi \neq 0$)

A 3. táblázatban többféle számítás eredményét közöljük. A táblázat első sorában feltüntetett értékek csak a talaj kohézióját veszik figyelembe, feltételezve a tökéletesen képlékeny állapotot, vagyis $\varphi = 0$. A táblázat többi soraiban feltüntetett mennyiségek kiszámításánál külön vettük figyelembe a kohéziót, alkalmaztuk a fentiekben említett korrekciót a súrlódással kapcsolatban és külön vettük számításba a belső súrlódási koefficiensét. A számításokat a következő képletekkel végeztük:

$$1. \varphi = 0 \text{ esetén: } p = (2 + \pi)c + q \quad (3)$$

2. a többi esetekben :

$$p = q \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} + c \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right) \quad (4)$$

A közölt adatokból látható, hogy amennyiben a kohézió elég nagy, a kötött talaj határteherbírását egyedül a kohézió alapján is gyakorlati szempontból kielégítő pontossággal ki lehet számítani; ez jelentékeny mértékben egyszerűsíti a számításokat. Megjegyzendő, hogy a tartós kohézió nagyságából (amit szintén a golyópróba módszerével lehet meghatározni) könnyen kiszámítható a lassú terheléshez tartozó határterhelés (p_{tart}) is.

Ha a talajra ható feszültség nagyobb, mint p_{tart} , akkor a talaj a képlékeny folyás állapotába kerül. A tömör kötött talajok tartós alakváltozásának sebességét jól jellemzi a következő exponenciális egyenlet: (SZ. VJALOV, 1955):

$$\frac{ds}{dt} = \eta (p - p_{\text{tart}})^m$$

ahol η viszkozitási tényező,

p a működő nyomás nagysága.

Ha $m = 1$, akkor az (5) alatti kifejezés átalakul BINGHAM—SVEDOV ismert reológiai egyenletévé.

2. *A támfalra ható földnyomás* esetére vonatkozó határegyensúly-egyenletek megoldása lehetővé teszi a keresett értékek pontos számítását és a csúszófelületek valóságos alakjának megállapítását. Ezek a felületek sem a COULOMB-féle sík csúszólapokkal, sem a körhenger alakú csúszólapokkal nem egyeznek.

Ha bevezetjük a következő jelöléseket:

γ a talaj térfogatsúlya,

φ_0 a föld és a fal közötti súrlódási szög és

φ a talaj belső súrlódási szöge,

akkor a falra ható nyomást az alábbi képletekkel fejezhetjük ki:

$$\sigma_y = \gamma z s_y$$

$$\tau_{zy} = -\sigma_y \operatorname{tg} \varphi_0$$

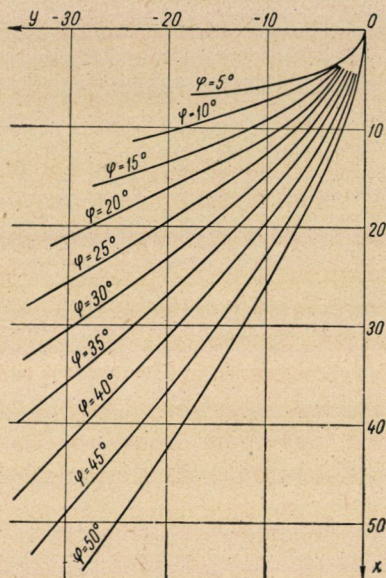
4. táblázat

Az s_y és k_a , k_p koefфициensek értéke

| φ | 10° | | 20° | | 30° | | 40° | | Megjegyzések | |
|-----------|-------------|------|------|------|------|------|------|------|--------------|---------------------------------|
| | φ_a | 5° | 10° | 10° | 20° | 15° | 30° | 20° | | 40° |
| s_y | | 0,66 | 0,64 | 0,44 | 0,41 | 0,29 | 0,27 | 0,19 | 0,17 | Aktív nyomás |
| k_a | | 0,66 | 0,63 | 0,44 | 0,40 | 0,29 | 0,26 | 0,19 | 0,16 | |
| s_y | | 1,52 | 1,62 | 2,50 | 2,87 | 4,46 | 5,82 | 9,30 | 14,1 | Passzív nyomás; föld-ellenállás |
| k_p | | 1,56 | 1,70 | 2,60 | 3,31 | 4,81 | 8,74 | 11,1 | 70,80 | |

A SZOKOLOVSKIJTÓL (1953) származó 4. táblázat feltünteti az s_y bizonyos értékeit. Ugyanebben a táblázatban összehasonlítás kedvéért közöltük a k_a , k_p koeficiens értékeit is, amelyeket I. P. Prokofjev COULOMB közelítő pontoságú módszerével, tehát sík csúszólap felvételével számított ki.

Hangsúlyozni kell, hogy a pontos számítás eredménye az *aktív nyomás* esetében csak kis mértékben tér el Coulomb megoldásától, a függőleges sima



1. ábra. Azonos stabilitású rézsük alakja

fal esetében pedig azzal teljesen megegyezik, ami azonban a passzív ellenállás nagyságát illeti, a Coulomb-féle elmélet megengedhetetlenül nagy hibákra vezet, különösen akkor, ha a belső súrlódási szög, valamint a fal és a föld közötti súrlódási szög nagy (jelentékeny belső súrlódási szög esetén Coulomb módszerével a valóságos érték többszörösét kapjuk). Megjegyzendő még, hogy azok a kísérletek, amelyeket húros dinamométerrel végeztek a terepen a műtárgyra ható földnyomás meghatározás céljából, teljes mértékben igazolták a pontos elmélet alkalmazhatóságát.

3. Az általaj és rézsük *stabilitásának* meghatározására szintén kidolgozták a pontos megoldást. Ennek során felvetődött és megoldhatónak bizonyult az azonos stabilitású rézsük alakjára vonatkozó feladat is. Az 1. ábrán példaképpen bemutatjuk az azonos stabilitású rézsük alakját (I. MUHIN és A. SZRAGOVICS számításai alapján, amelyeket 1954-ben SZOKOLOVSKIJ módszerével végeztek).

A legújabb szovjet alapozási szabályzatok és műszaki előírások (NiTu 127—55) kötelezővé teszik az épületek és műtárgyak alapozásainak számításait, mind az *állékonyság*, mind a megengedhető *alakváltozások* szempontjából.

A stabilitást akkor kell megvizsgálni, ha állandóan ható vízszintes terhelésről van szó vagy ha az alapozást rézsűk veszik körül. Az alakváltozásokra vonatkozó számítást kivétel nélkül minden épület és műtárgy tervezésénél el kell végezni.

Ilyen körülmények között a talaj összenyomódására és a műtárgyak várható süllyedésére vonatkozó ismeretek fejlesztése nagy jelentőségű a gyakorlat szempontjából is, a műtárgyak tervezése és kivitelezése területén.

A talaj összenyomódásának alaptétele a következő: ha a terhelés nem éri el azt a határértéket, amely mellett a terhelt felület alatt határegyensúlyban levő tartományok keletkeznek és fejlődnek ki, a talaj csak összenyomódást szenved, ami arra vezet, hogy az alapozás általában süllyed és a műtárgy egyes részei is süllyednek.

A talaj összenyomódásából származó teljes konszolidált süllyedés meghatározására az elemi összegezés ismert közelítő pontosságú módszerén (az úgynevezett amerikai módszeren) kívül, amely nem veszi figyelembe a talaj oldalirányú kiterjedését és az alaptestek merevségét, a Szovjetunióban ma már tökéletesebb számítási módszereket is alkalmaznak, úgymint a homogén altalajra való visszavezetés módszerét (K. JEGOROV, 1949; A. MIHAL'CSUK, 1954) és az ekvivalens rétegvastagság módszerét (N. CŰTOVICS, 1934, 1940). Az utóbbi módszer a lehető legtöbb tényezőt veszi figyelembe, a legkevesebb számítási munkát igényli és homogén talajok esetén a legpontosabb. Az ekvivalens rétegvastagság módszere a rugalmasságtan klasszikus elméletének megoldásain alapszik. Ezt az elméletet széles körben alkalmazzák a talajban fellépő feszültségek meghatározására.

Az ekvivalens rétegvastagság módszerével a teljes süllyedést a következő képlettel lehet meghatározni:

$$s = h_s a_0 p,$$

ahol h_s az ekvivalens rétegvastagság, ennek összenyomódása megoszló terhelés esetén egyenlő az adott méretű alaptest süllyedésével;

a_0 az összenyomódási együttható, amely számszerűleg egyenlő az egységnyi nyomás hatása alatt bekövetkező fajlagos alakváltozással (ezt kompressziós kísérlettel határozzuk meg);

p az egyenletesen megoszló külső terhelés intenzitása.

Az ekvivalens rétegvastagság (CŰTOVICS, 1934) a következő képletből számítható:

$$h_s = A \omega b,$$

ahol $A = \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu}$ a talaj oldalirányú kiterjedésének mutatója, amely a

Poisson-számtól függ.

ω az alaptest alakját és merevségét jelző együttható, amelyet a derékszögű négyyszögű terhelő felület oldalainak arányától függően lehet meghatározni;

b a derékszögű négyszögű terhelő felület (az alaptest talpfelülete) szélessége.

Az $A\omega$ szorzat néhány értékét az 5. táblázat tartalmazza. (Az $A\omega$ koeffiციensekre vonatkozó részletesebb táblázatok a szerző „Mechanika gruntov”, 1951. című könyvében találhatók.)

Az 5. táblázatban foglalt koeffiციensek felhasználásával könnyen kiszámíthatjuk mind a merev alaptestek átlagos süllyedését, mind pedig a terhelés

5. táblázat
Az $A\omega$ együttható értéke

| Az oldalak viszonya $\alpha = \frac{l}{b}$ | Zuzalék és kavics | | Homok | | | | Képlékeny homokos agyag | | | |
|---|--------------------------------|-------------|--------------|-------------|--------------|-------------|-------------------------|-------------|-----------------|-------------|
| | Szilárd agyag és homokos agyag | | | | | | Agyagos homok | | Képlékeny agyag | |
| | $\mu = 0,10$ | | $\mu = 0,20$ | | $\mu = 0,25$ | | $\mu = 0,30$ | | $\mu = 0,35$ | |
| 1 | 0,568 | 0,96 | 0,598 | 1,01 | 0,631 | 1,07 | 0,687 | 1,17 | 0,790 | 1,34 |
| 1,5 | 0,687 | 1,16 | 0,724 | 1,23 | 0,764 | 1,30 | 0,832 | 1,40 | 0,956 | 1,62 |
| 2 | 0,775 | 1,31 | 0,817 | 1,39 | 0,862 | 1,47 | 0,938 | 1,60 | 1,079 | 1,83 |
| 3 | 0,903 | 1,55 | 0,951 | 1,63 | 1,003 | 1,73 | 1,092 | 1,89 | 1,256 | 2,15 |
| 4 | 0,994 | 1,72 | 1,047 | 1,81 | 1,105 | 1,92 | 1,203 | 2,09 | 1,383 | 2,39 |
| 5 | 1,065 | 1,85 | 1,122 | 1,95 | 1,184 | 2,07 | 1,289 | 2,25 | 1,482 | 2,57 |
| 6 | 1,124 | 1,98 | 1,184 | 2,09 | 1,249 | 2,21 | 1,360 | 2,41 | 1,568 | 2,76 |
| 7 | 1,173 | 2,06 | 1,236 | 2,18 | 1,304 | 2,31 | 1,420 | 2,51 | 1,632 | 2,87 |
| 8 | 1,216 | 2,14 | 1,281 | 2,26 | 1,316 | 2,40 | 1,472 | 2,61 | 1,692 | 2,98 |
| 9 | 1,254 | 2,21 | 1,321 | 2,34 | 1,393 | 2,47 | 1,517 | 2,69 | 1,744 | 3,08 |
| 10 v. több | 1,288 | 2,27 | 1,357 | 2,40 | 1,431 | 2,54 | 1,558 | 2,77 | 1,792 | 3,17 |
| | $A\omega_e$ | $A\omega_m$ | $A\omega_e$ | $A\omega_m$ | $A\omega_e$ | $A\omega_m$ | $A\omega_e$ | $A\omega_m$ | $A\omega_e$ | $A\omega_m$ |

Megjegyzés: Az $A\omega_e$ értéke megfelel a derékszögű négyszög alakú terhelő felület sarkpontja süllyedésének, az $A\omega_m$ értéke pedig a merev alaptestek átlagos süllyedésének.

alatt álló vagy a terheletlen felület tetszőleges pontjának süllyedését. Ennek során két vagy négy oly módon megszerkesztett derékszögű négyszöget kell felvenni, hogy az adott pont e négyszögek szempontjából sarokpont legyen és a sarokpontok süllyedésének algebrai összegét kell képezni. Az A sarokkoeffiციenseket tartalmazó részletes táblázat segítségével nagyon gyorsan ki lehet számítani a tömböt határoló felület tetszőleges adott pontjának teljes süllyedését (Mechanika gruntov, 1951).

Rétegzett talajokra csak közelítő pontosságú megoldások állnak rendelkezésre. Így az ekvivalens rétegvastagság módszerével végzett számítás esetén a (7) képletben az a_0 mennyiségeket az a_{0m} mennyiséggel ($2h_s$ mélység figyelembevételével számított átlagos összenyomódási együttható) kell helyettesíteni. Ez utóbbi mennyiséget a következő képlettel számíthatjuk ki:

$$a_{0m} = \frac{\sum h_i a_{0i} z_i}{2 h_s^2}, \quad (9)$$

ahol h_i az egyes talajrétegek vastagsága,

a_{0i} az egyes rétegek összenyomódási együtthatója,

z_i az egyes rétegek középpontjától a $2h_s$ mélységig terjedő távolság.

A „Vszeszojuznűj Insztitut Osznovanij” Össz-szövetségi Alapozási Intézet, Moszkva, hosszú éveken át speciális süllyedésméréseket végzett. A megfigyelt adatok statisztikai feldolgozásából (D. POL'SIN, 1955) kitűnt, hogy a műtárgyak várható süllyedésének meghatározására alkalmazott módszerek (az elemi összegzés módszere, a homogén alapozásra való visszavezetés módszere, az ekvivalens talajréteg módszere) gyakorlati szempontból kielégítő pontosságú és egymáshoz közelálló eredményeket adnak; a megfigyelések eredményeihez legközelebb álló (70%) eredményeket az egyenértékű talajréteg módszerével érték el. (A műtárgyak várható süllyedése tárgyában tartott értekezés eredményei, a Szovjetunió Tudományos Akadémiája, 2. old., 1955).

Az a kérdés, hogy miképpen következik be időben a műtárgyak süllyedése, már sokkal bonyolultabb, de a Szovjetunióban komoly eredményeket értek el e kérdés megoldása vonalán is. A kérdést főleg az teszi bonyolulttá, hogy a talajsüllyedés időbeli alakulásának folyamatát meghatározó fizikai okok nagyon sokfélék lehetnek: vízzel telített talajoknál, amelyek szabad hézagvizet tartalmaznak (finom porszerű homok, agyagos homok, képlékeny homokos agyag és az ún. „pépes” állapotban levő, átnedvesedett agyag) a filtrációs elméletet alkalmazzák; szerkezettel bíró talajoknál (iszapok és bizonyos fajta agyagok) számításba kell venni a víz elnyelését és a szemcsék közötti kapcsolatok lazulását (relaxációját) és a talaj vázának lassú alakváltozását, az ún. *másodlagos időhatást*.

A talajok konszolidációját kutató filtrációs elmélet újabb fejlődésének alapja (FLORIN, 1948 és mások művei) az az általános egyenlet, amely a víznek a talajhézagokban való nem stacionér mozgását fejezi ki változó porozitású és vízáteresztőképességű talajok esetén (N. N. PAVLOVSKIJ akadémikus és Sz. A. ROZA, 1951).

A szóban forgó egyenlet a következő:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial H}{\partial z} \right)$$

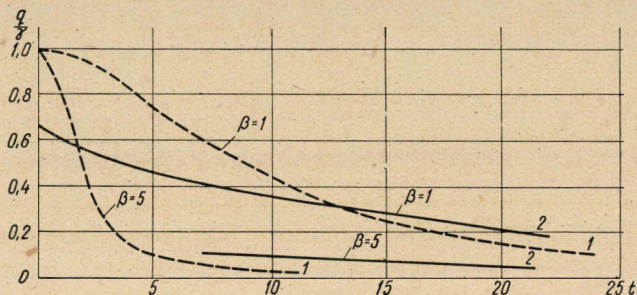
ahol n a hézagterfogat,

H a víznyomás,

k a vízáteresztőképességi együttható.

Síkbeli és egydimenziós feladat esetén a (10) alatti egyenlet egyszerűbbé válik, s az utóbbi esetben az egyenletből bizonyos átalakítások után megkapjuk TERZAGHI (1925) úgynevezett hidrodinamikus nyomásokra vonatkozó egyenletét. Terzaghi a konszolidációs elméletét úgy tekintette, mint a nem stacionér szivárgás általános elméletének egyik különleges feladatát. A talajok konszoli-

dációjának (időbeli tömörödésének) elméletét N. M. GERSZEVÁNOV és D. E. POL'SIN (1948), különösen pedig V. A. FLORIN (1938—1943) fejlesztették tovább műveikben; FLORIN kidolgozta a konszolidáció elméletének legfontosabb egyenleteit, valamint a szóban forgó egyenletek eredményes megoldási módszereit a síkbeli és a térbeli feladatra vonatkozólag és azonkívül részletesen kiemelte a tömörödés egydimenziós feladatát. Ez utóbbi feladatot nem csupán a nem stacionér szivárgás problémájának tekintette, változó hézagterefogat és vízáteresztőképesség figyelembevételével, hanem a legtágabb értelemben víz-



2. ábra. A víznyomás értékének változásai a nyomás alatt álló talajréteg középvonalában. 1 = a lassú alakváltozás figyelembevétele nélkül (szakadozott vonal); 2 = a lassú alakváltozás figyelembevételével (folytonos vonal), különböző csúszási mutatók mellett ($\beta = 1$ és $\beta = 5$)

gálta: figyelembe véve a víz és az ásványi talajrészecskék összenyomhatóságát, a talaj vázának lassú alakváltozását és végül annak a ténynek a hatását is, hogy a kötött víz szabaddá és a mozdulatlan víz mozgó vízzé válik. E bonyolult feladat megoldása alapján V. A. FLORIN (1953) a következő általános érvényű, érdekes konklúziókhöz jut:

1. A talaj *lassú alakváltozását* sok esetben feltétlenül számításba kell venni. Így például a 2. ábra grafikusán ábrázolja a nyomás alatt álló talajréteg középpontjára vonatkoztatva a talajvízben működő víznyomás időbeli változásait a lassú alakváltozás figyelembevételével (folyamatos vonal) és annak figyelembevétele nélkül (szakadozott vonal); ez az ábra szemléltetően mutatja be, hogy milyen szerepet játszik a lassú alakváltozás a konszolidációs folyamatban.

2. A lassú alakváltozás számításbavétele esetén, aminek szükségessége a talaj vízáteresztőképessége és a lassú alakváltozás sebessége közötti aránytól függ, előfordulhat, hogy a konszolidáció időtartama egyáltalán nem függ a konszolidálódó réteg vastagságától, vagy csak kisebb mértékben, előfordulhat, hogy a tömörödés során a nyírószilárdság kevésbé emelkedik, mint akkor, ha a tartós alakváltozást figyelmen kívül hagyjuk s. i. t.

Az elmondottak azt mutatják, hogy a közel jövőben a talajok lassú alakváltozása jellemzőinek meghatározására alkalmas módszereket kell kidolgozni

annak érdekében, hogy a műtárgy tervezésénél a lassú alakváltozás figyelembe veendő-e, avagy sem.

A VODGEO (Vízügyi és Geológiai Intézet) behatóan elemezte (A. A. NICSIPOROVICS professzor, GIDROTEHNICESZKOE SZTROI TEL'SZTVO 1955. évf. 5. szám) azoknak a megfigyeléseknek az eredményeit, amelyeket nagyszámú vízépítési műtárgy süllyedését illetően végeztek. Az eredmények azt mutatják, hogy a süllyedés megállapodása időben sokkal hamarabb következik be, mint ahogy azt a filtrációs elmélet megoldása számításba veszi; a süllyedés nagy része még az építkezés ideje alatt következik be. Az ismertetett adatok és a szerző tapasztalatai azt bizonyítják, hogy a konszolidációra vonatkozó filtrációs elméletet csak a nem szilárd, vízzel telített talajokra (vízzel telített finom szemcsésű homokra, agyagos homokra és homokos agyagra) lehet bizonyos mértékben alkalmazni; más esetekben az elmélet kiegészítésekre és helyesbítésekre szorul. Az általajok időbeli süllyedésének várható lefolyása tehát még nem tekinthető megoldott kérdésnek, ellenkezőleg: szabatosabb eredményekre van szükség, amelyeket elméleti kutatások alapján és a műtárgyak süllyedésére vonatkozó megfigyelések útján kell elérni.

Ha nagyszámú megépült műtárgy süllyedését megfigyeljük, akkor az eredmények elemzése alapján meg lehet állapítani a *megengedhető legnagyobb süllyedés* nagyságát, valamint a süllyedések közötti különbséget, a megdőlés és áthajlás megengedhető maximumát (a 6. és 7. táblázatot a NiTu 127—55 számú szabványból kölcsönöztük).

6. táblázat

Lakóházak és ipari létesítmények alaptestjeinek határsüllyedés nagysága a NiTu 127—55. sz. műszaki előírás szerint

| Sor- szám | Az épület szerkezete és az alaptest típusa | Süllyedés | |
|--------------|--|-----------|--------------------|
| | | cm-ben | jellege |
| 1. | Vasbetét nélküli téglafalakkal bíró, sáv alakú, vagy különálló alaptestű épületek, ha a fal hosszúsága L és magassága H (az alaptest talpfelületétől számítva) $\frac{L}{H} \geq 2,5$ | 8 | átlagos süllyedés |
| | | 10 | „ |
| 2. | Épületek vasalt téglafalakkal vagy téglasávokkal (függetlenül az L/H viszonyszámtól) | 15 | „ |
| 3. | Vasbetonvázás épületek | 10 | „ |
| 4. | Tömör vasbeton alaptestek (nagykohók, gyárkémények, silók, víztornyok stb.) | 30 | „ |
| 5. | Egyemeletes ipari épületek alapteste 6 m oszlopközszel 12 m oszlopközszel | 8 | abszolút süllyedés |
| | | 12 | „ |

A fent ismertetett alapvető talajmechanikai elméletek általános érvényűek ; mégis, ha azokat bizonyos fajtájú talajokra kívánjuk alkalmazni, *kiegészítésekre* van szükség ; iszapos talajoknál számításba kell venni az ún. *strukturális stabilitást* (N. DENISZOV, 1952), makroporozus lösztalajoknál az elárasztás esetén bekövetkező roskadást (J. ABELJEV, 1930—1953 ; N. DENISZOV 1932—1952 és mások), szilárd agyagtalajoknál a víznyomás gradiens küszöbértékét (Sz. ROZA, 1952) s. i. t.

Térjünk ki röviden ezekre a kiegészítő szempontokra.

Iszapos vizsgálatánál figyelembe kell venni, hogy ha a talajban a normál-feszültségek bizonyos kritikus értéket érnek el, akkor megbomlik a talajszerkezet stabilitása, megszűnnek a strukturális kapcsolatok és lényegesen megváltozik a talaj vízáteresztőképessége és tömöríthetősége. Mindezt különösen tenger-

7. táblázat

| Sor- szám | Az építmény megnevezése | Az altalaj | |
|--------------|--|---|--|
| | | homokos és agyagos talaj szilárd állapotban | agyagos talaj képlékeny állapotban |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1. | Darupályák és híddarupályák hajlásszöge | 0,003 | 0,003 |
| 2. | Lakóházak és ipari épületek oszlopai alaptest süllyedésének különbsége : | | |
| | a) acél és vasbetonvázas szerkezetek | 0,002 l | 0,002 l |
| | b) téglafalazatú oszlopok szélső oszlopsorai esetében .. | 0,0007 l | 0,00010 l |
| | c) olyan építményeknél, ahol az alaptestek egyenlőtlen süllyedése esetén nem támad járulékos igénybevétel (l = az alaptestek tengelyei közötti távolság) | 0,005 l | 0,005 l |
| 3. | Vasbetét nélküli téglafalak viszonylagos elhajlása : | | |
| | a) többemeletes lakóházaknál és köépületeknél | | |
| | ha $\frac{L}{H} \leq 3$ | 0,0003 | 0,0004 |
| | ha $\frac{L}{H} \geq 5$ | 0,0005 | 0,0007 |
| | (L = a fal meghajló szakaszának hosszúsága, H = a fal magassága, az alaptest talpfelületétől számítva) | | |
| | b) egyemeletes ipari épületek esetén | 0,00010 | 0,00010 |
| 4. | Magas merev műtárgyak (gyárkémények, víztornyok, silók stb.) tömör vagy gyűrű alakú alaptestének dőlése a leg- előnytelenebb terhelési kombinációk mellett | 0,0004 | 0,0004 |

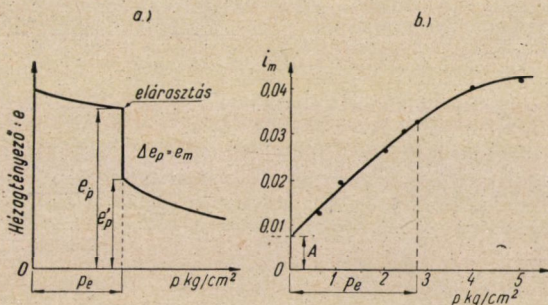
melléki vízpítési műtárgyak esetében figyelembe kell venni. A kritikus feszültséget kísérleti úton lehet megállapítani.

Ha a műtárgy durvaszemcsésű lösztalajon épül, számításba kell venni, hogy átnedvesedés esetén a talaj szerkezete a terhelés hatása alatt megbomlik és a talaj megroskad.

A makroporozus talajok roskadását (ABELJEV nyomán, 1953) az úgynevezett makroporozusokra vonatkozó hézagtényezővel (e_m) jellemezhetjük,

amely számszerűleg egyenlő a talaj hézagtenyezőjének elárasztás hatására terhelés alatt bekövetkező változásával, azaz: $e_m = e_p - e'_p$ (3a ábra).

Ezt a mutatószámot a magyar tudósok (Kézdi Á. és mások) széles körben alkalmazzák, de a számítások szempontjából kényelmesebb a fajlagos süllyedést $\left(\lambda_m = \frac{\Delta}{h}\right)$ vagy a fajlagos összenyomódást alkalmazni: $\lambda_m = \frac{\Delta e}{1 + e_1}$, ahol e_1 a talaj eredeti hézagtenyezője.



3. ábra. Makroporózus talajok roskadása. a = kompressziós görbe; roskadás vízelárasztás hatására; b = a fajlagos roskadás értéke a terhelés függvényében

Mint a vonatkozó kísérletek igazolják, a fajlagos süllyedés (λ_m) és a talajra elárasztás időpontjában működő fajlagos nyomás (p) közötti összefüggés görbe vonallal ábrázolható (3b ábra). E görbe egyenlete a következő alakban írható fel:

$$\lambda_m = A_m + a_m p - b_m p,$$

ahol A_m az elárasztás következtében fellépő süllyedés együtthatója,
 a_m az összenyomódási tényező terhelés alatt történő átnedvesedés esetén,
 b_m az átnedvesedett talaj szilárdulási együtthatója,
 z puszta szám

Ha a nyomás kicsi (nem haladja meg a $p = 2-3 \text{ kg/cm}^2$ értéket), a gyakorlati követelményeket kielégítő pontossággal elvégezhetjük a számítást úgy, hogy a (11) alatti kifejezésnek csak az első két tagját vesszük figyelembe, vagyis feltételezzük, hogy

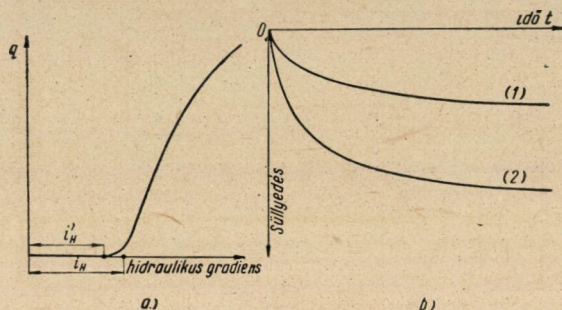
$$\lambda_m = A_m + a_m p.$$

Ebben az esetben a makroporózus lösztalaj süllyedésének nagyságát a talaj terhelés alatt történő elárasztása esetén a következő kifejezés (CŰTOVICS, 1941) segítségével lehet meghatározni:

$$s = A_m h + a_m (F_\gamma + F_p),$$

ahol F_γ , F_p az önsúlyból és a talajra ható külső terhelésből származó feszültségi ábrák területei.

A fenti kifejezés segítségével ki lehet számítani a makróporózus talajok süllyedését; ennek során a képletekben előforduló koeficiensek (A_m , a_m stb.) nagyságát a talaj átnedvesedése mértékének figyelembevételével kell meghatározni, éspedig külön a gravitációs nedvességtartományra, a kapilláris nedvességtartományra és a hártyanedvesség tartományra. Attól függően, hogy



4. ábra. A hidraulikus gradiens küszöbértéke. a = összefüggés a hidraulikus gradiens és a vízsebesség között; b = konszolidációs görbe a küszöbérték figyelembevételével és figyelembevétele nélkül

a lösztalajok átnedvesedése esetén milyen nagy süllyedés lehetséges, különböző óvintézkedéseket foganatosítanak a lösztalajon épülő műtárgyak stabilitásának biztosítására. A legfontosabb ilyen óvintézkedések a következők: a műtárgy alatt fekvő talaj átnedvesedésének minden lehető módon való megakadályozása, talajtömörítő cölöpök alkalmazása, mélyebbre alapozás és egyes esetekben a süllyedésre hajlamos talaj kicserélése.

Végül kiegészítésekre van szükség a *tömör agyagtalajokon* épülő műtárgyak várható viselkedésének meghatározásánál. Itt figyelembe kell venni azt, hogy a tömör agyagban csak akkor indul meg vízszivárgás, következésképpen az agyag a terhelés alatt csak akkor kezd tömörödni, ha a nyomási gradiens bizonyos meghatározott értéket ér el, az úgynevezett küszöbértéket, i_H értéket (4a ábra). A küszöbérték számításánál figyelembe veendő, hogy a nyomás alatt álló talaj kérdéses rétegében *passzív tartományok* alakulhatnak ki (Sz. Roza, 1950) és a süllyedés sokkal kisebb lesz, mintha az egész talajréteg tömörödött volna.

Így például, ha a süllyedési tartomány csak egy olyan mélységig terjed, amely kisebb, mint a nyomás alatt álló talaj adott rétegének félvastagsága, vagyis ha

$$z = \frac{p}{\gamma_b I_H} < \frac{h}{2},$$

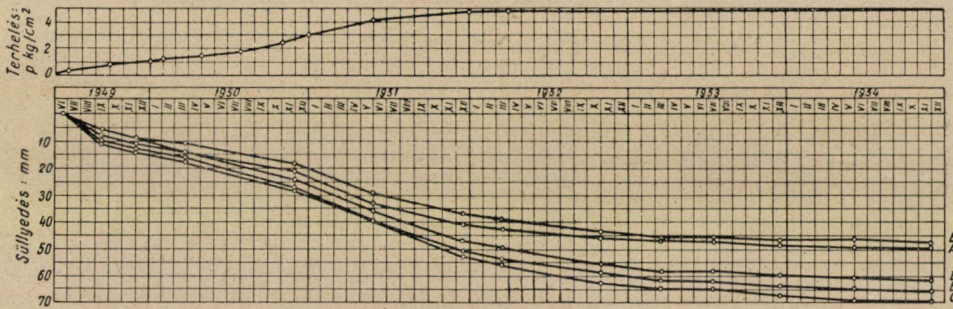
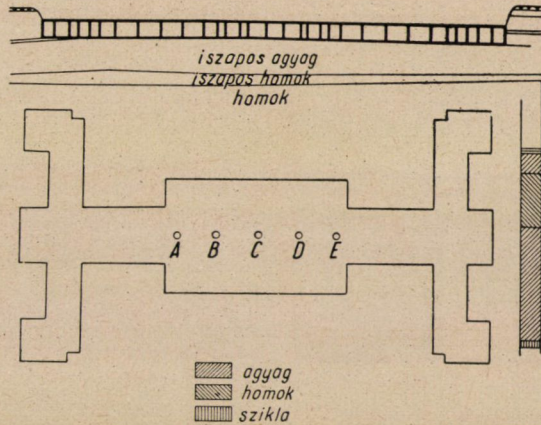
ahol p a külső nyomás,

γ_b a víz térfogatsúlya és

I_H nyomásgradiens küszöbértéke,

akkor a talajréteg süllyedését (egydimenziós feladat esetén) a következő ki-

Helyszínrajz



5a ábra. A Lenin-hegyen épült Moszkvai Állami Egyetem épületének süllyedése. a — metszet és rétegszelvény; b — alaprajz, a mérési pontokkal; c — a terhelés időbeni változása; d — a süllyedés időbeni változása

fejezés segítségével határozzuk meg:

$$s = a_0 \frac{p^2}{\gamma_b I_H}$$

ahol a_0 az összenyomódási együttható.

A számításokból az is kitűnik, hogy a süllyedés egy idő múlva megszűnik s az egész időbeli lefolyás gyorsabb, mint a küszöbérték figyelembevétele

nélkül (a küszöbérték figyelembevételére esetén sokkal gyorsabban, lásd *4b ábra*). A talajmechanika legújabb eredményeinek felhasználásával és a korszerű fizika alapulvételével új talajvizsgálati módszereket is dolgoznak ki (vibrációs fúrás, izotópok alkalmazása a tömörödési tartományok meghatározására stb.), amelyek segítségével a kellő pontossággal meg lehet határozni a számításban előforduló jellemző mennyiségek nagyságát. Ily módon jobban figyelembe lehet venni és ki lehet aknázni a termett talajok tulajdonságait a műtárgyak építésénél.

Ha a talajmechanika megoldásai az építési gyakorlatban széles körben elterjednek, akkor jobban ki lehet aknázni a talajok tulajdonságait, mind a talajra ható számított terhelések megállapításánál, mind a műtárgyak várható süllyedésének meghatározásánál. Ez tette lehetővé, hogy a szovjet tudósok és mérnökök sikerrel építettek összenyomható agyagtalajon páratlan méretű vízepítési műtárgyakat (a Szvir folyó mentén és másutt), amire a korábbi építési gyakorlatban nem volt példa; magasépítkezések keretében Moszkvában sikerült mély alapozás nélkül építkezni, s ugyanakkor a süllyedésekre vonatkozó későbbi megfigyelések alátámasztották a korábbi prognózist.

Így például a Lenin-hegyen épült moszkvai egyetem esetében, ha az összenyomható réteg vastagságát 30 m-nek vesszük, az összenyomódási moduluszt $800\text{--}2000\text{ kg/cm}^2$ -nek, akkor a számított süllyedést 5–7 cm értékhatárok között vehetjük fel (*5. ábra*), míg az (1953. év végén) végzett mérések szerint a süllyedés 4,4–6,8 cm volt (K. Jegorov, 1954).

Befejezésül engedjék meg, mélyen tisztelt kartársaim, hogy sok sikert kívánjak a Magyar Tudományos Akadémia mostani ülészakának igen érdekes munkájához és kifejezzem azt a reményemet, hogy szerény találkozásunk előbbre fogja vinni a népeink közötti testvéri barátság megszilárdítását és a szocializmus sikeres építését.

IRODALOM

1. ABELJEV D. M.: Tervezési és építkezési elvek nagypórusú talajokon. Sztrojmorizdat, 1948.
2. BEREZANCEV V. G.: A talajok határegyensúlya gömb alakú nyomótestek besajtolása esetén. Szbornik, 3. szám. Fagyott talajok laboratóriumi vizsgálatára vonatkozó anyagok. A Tudományos Akadémia kiadója, 1955.
3. BEREZANCEV V. G.: A szemcsés talaj határegyensúlyelméletének tengelyszimmetrikus feladata. Goszteorizdat, 1952.
- 3a. VJALOV Sz. Sz.: Fagyott talajok közötti összefüggés. DAN, 1955.
4. GERSZEVANOV N. M. és POL'SIN D. E.: A talajmechanika elméleti alapvetése. Sztrojizdat, 1948.
5. GERSZEVANOV N. M.: A talajtömeg dinamikájának alapvetése. Sztrojizdat, 1931., 1933., 1937.
6. GOLUSKEVICHS Sz. Sz.: A szemcsés talaj határegyensúlyelméletének síkbeli feladatai. Gosztehizdat, 1948.
7. DENISZOV N. J.: Az agyagtalajok alakváltozásainak természete, 1954.
8. JEGOROV K. J.: Alaptestek végső süllyedésére vonatkozó számítási módszerek. Szbornik, 13. szám. Alapozási Tudományos Kutató Intézet, 1949.
9. JEGOROV K. J.: Magas épületek alaptestének süllyedése. Szbornik, 24. szám. Alapozási Tudományos Kutató Intézet, 1954.
10. ISLINSZKIJ Á. J.: A képlékenységi elmélet és a Brinell-próba tengelyszimmetrikus feladata. P. M. M. VIII. kötet, 3. szám, 1944.

11. MIHAL'CSUK A. M. : Alaptestek süllyedésének számítása rétegzett talajokon. A Tudományos Akadémia Kiadója, OTN, 1954.
12. NICSIPOROVICS A. A. : Vízépítési betonműtárgyak várható süllyedése nem sziklás altalajon. Hidrotechnicseszköje Sztroitel'sztvo, 1955. évf., 5. szám.
13. NOVOTORCEV V. I. : A képlékenységi elmélet alkalmazása. NIIT. XXII. kötet, 1938.
14. PRANDTL L. : Über die Härte plastischer Körper. Göttinger Nachrichten, 1920.
15. POL'SIN D. J. : A műtárgyak várható süllyedését tárgyaló értekezlet eredményei. A Szovjet Tudományos Akadémia kiadója, 1955.
16. PAVLOVSKIJ N. N. : A vízépítési műtárgyak alatti talajvíz áramlásának elmélete. Petrograd, 1922.
17. ROZA SZ. A. : Földtömegek tömörítése. Hidrotechnicseszköje Sztroitel'sztvo. 1952. évf., 9. szám.
18. SZOKOLOVSKIJ V. V. : Szemcsés közegek statikája. A Szovjet Tudományos Akadémia kiadója, 1942. Gosz teorizdat, 1954 és Izvesztija AN SzSzSzR, OTN, 1953. évf. 3. és 8. szám.
19. SKEMPTON A. W. : Bearing Capacity of Clay. Building Research Congress, 1951.
20. RUBINSTEJN, A. L. és mások : Lösztalajok építkezési tulajdonságai.
21. FLORIN V. A. : A talajtömegben fellépő hidrodinamikai feszültségek kérdéséhez. GONTI, 1938.
22. FLORIN V. A. : Vízépítési műtárgyak alapozásának számítása. Gosztróizdat, 1948.
23. FLORIN V. A. : A NITO társulat tagjainak előadásai. Leningrád, 1953.
24. CÜTOVICS N. A. : Alaptestek süllyedésének számítása az idő, a talaj tulajdonságai és az alaptest méretei függvényében. LISZ, 1934.
25. CÜTOVICS N. A. : Alaptestek süllyedésének számítása. Gosztróizdat, 1940.
26. CÜTOVICS N. A. : Talajmechanika. Építészeti irodalmi kiadó, 1951.
27. CÜTOVICS N. A. és SZUMGIN M. I. : A fagyott talajok mechanikájának alapvetése. A Szovjet Tud. Akad. kiadója, 1937.
28. CÜTOVICS N. A. : A talajmechanika alapelvei. A Tudományos Akadémia kiadója, 1947.
29. CÜTOVICS N. A. : Direktívák a fagyott talajok kohézióerőinek meghatározására. Szbornik, 2. szám. Fagyott talajok laboratóriumi vizsgálatára vonatkozó anyagok. A Szovjet Tudományos Akadémia kiadója, 1954.
30. SHIELD R. DRUCKER : The application of limit analysis to punch indention problems. J. Appl. Mech., 1953, 20. 4. szám.

Az előadáshoz részletesen hozzászóltak :

POGÁNY BÉLA

szerint igen jelentős, hogy Cütovics professzor rámutatott arra, miszerint a süllyedésszámításnál az áteresztőképesség változását is figyelembe kell venni.

DR. SZÉCHY KÁROLY

kiemelte az előadás azon paradoxnak tetsző megállapítását, hogy a talajok teherbírása terhelés hatására először nő, majd egy határon túl tönkremegy. Véleménye szerint a süllyedésszámítás egyik hibája, hogy ezt a jelenséget eddig nem vette figyelembe. A közbenső szilárdulási folyamat befolyásolja a süllyedés értékét is.

Dr. A. MYSLIVEC prof.

megemlíti, hogy a teherbírás áteresztő talajoknál is függ a pórusvíznyomástól. Homokcölöpökről tesz még említést.

Dr. ZD. BAŽANT prof.

homoktalajok fellazulására vonatkozó kísérletekről tesz fel kérdést, amit Cütovics válaszában ismertet és megemlíti a fellazulások megakadályozására kidolgozott módszereket.

BICZÓK IMRE

kérdésére az előadó csak homokoknál javasolja a robbantásos mélytömörítést. *Karafiáth László* kérdésére pedig közli, hogy a Tu 648 szabv. 1955. július 15. óta megváltozott.

KÉZDI ÁRPÁD

hozzászólásában a reológiai alapegyenlettel kapcsolatban ismerteti a rézstük stabilitásának vizsgálatára általa helyesnek tartott módszerét.

AZ ELMÉLETI TALAJMECHANIKÁBAN ELÉRT EREDMÉNYEK

KÉZDI ÁRPÁD,

A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK KANDIDÁTUSA

(ÉPÍTŐIPARI ÉS KÖZLEKEDÉSI MŰSZAKI EGYETEM, BUDAPEST, ALAGÚTÉPÍTÉS, FÖLDMŰVEK ÉS TALAJ-
MECHANIKA TANSZÉK)

Bevezetés

Midőn eleget óhajtok tenni annak a megtisztelő feladatnak, hogy az elméleti talajmechanika terén az elmúlt 10 év alatt Magyarországon elért eredményeket összefoglaljam, beszámolómat azzal az első pillanatra furcsának tűnhető megállapítással kell kezdenem, hogy az elméleti kutatás jelentősége a talajmechanikában az utóbbi néhány évben bizonyos fokig csökkent. Az a láz, mely a harmincas évek irodalmát ebben a vonatkozásban jellemezte, csökkenőben van, teljesen új területek feltárása, újfajta módszerek bevezetése sokkal kisebb mértékű, mint ezelőtt tíz-húsz évvel. Azt kell mondanunk, hogy az *alapvető kutatás*, melyen jelenleg az alapozással és földművekkel foglalkozó mérnökök tervező és kivitelező tevékenysége nyugszik, gyakorlatilag már évekkal előbb befejeződött, elméleti tudásunk gyakorlati feladatokra való alkalmazása azonban még *empirikus stádiumban* van. A valóság minél pontosabb, éles megfigyelése, tapasztalatok gyűjtése és rendszerezése, a különböző talajok terepen való, adott körülmények közötti viselkedésének összehasonlítása, nagyméretű, terepen végzett kísérletek feldolgozása adja majd meg azt az alapot, melyről egy újabb elméleti fellendülés elindulhat. Ebben a stádiumban van jelenleg tudományunk; mielőtt elhagynók az eddigiekben felhasznált alapokat, tapasztalati úton kell kikutatnunk azok legfőbb hiányosságát [1]*.

A fenti megállapítások azonban természetesen nem jelenthetik azt, hogy az elméleti vizsgálódást be kell szüntetnünk s tisztán megfigyelésekre, tapasztalatokra kell szorítkoznunk. Hiszen a talajmechanika alkalmazása során szinte minden nagyobb probléma egyedi tárgyalást igényel; a meglévő elméletek nem mindig alkalmazhatók közvetlenül. Így az elméletet egyes konkrét esetek kedvéért is tovább kell fejlesztenünk s számos esetben kiindulópontja a gyakorlat új elméleti eredményeknek. A kérdések megoldása során egyre kevesebb megszorító, közelítő feltevés alkalmazása, az ismert módszerek új területre való kiterjesztése, a használatban levő elméleti eljárások korlátjainak kutatása — ezek azok a területek, ahol új eredmények születnek, ezekben az irányokban dolgozott a magyar kutatás is az elmúlt években.

A hazai kutatás egyik legfontosabb, s a jövő szempontjából a legtöbb

* A szögletes zárójelben álló számok a cikk végén összefoglalt irodalom sorszámaira utalnak.

biztatást nyújtó jelenségének azt kell tekintenünk, hogy a munka az utóbbi esztendőkből sokkal *kiterjedtebbé*, számos területet *átfogóvá* vált. Talajmechanikai intézményeink dolgozói egymással versenyezve foglalkoznak tudományos témákkal; különösen örvendetes, hogy a fiatalabbak is nagy érdeklődéssel fordulnak a talajmechanikai kérdések felé. Az aspiránsok, a Műegyetem kutató mérnökei és oktatói, de az ipari intézetek fiatal dolgozói is lelkesedéssel veszik ki részüket a munkából; ez a biztosítéka annak, hogy az elméleti kutatás terén is az eddig elért eredményeket tovább tudjuk majd fejleszteni. A további kutatómunka feladatainak megvitatása érdekében törekszem a következőkben arra, hogy az eredményeket összefoglaljam és értékeljem.

Az első magyar talajmechanikai kongresszus elméleti kérdésekről szóló beszámolója nem kezdődhetik mással, mint DR. JÁKY JÓZSEF akadémikus, Kossuth-díjas professzor eredményeinek összefoglalásával. Ennek során természetesen nem térhetek ki minden művére, csupán azokat óhajtom kiemelni, melyek megítélésem szerint a legfontosabbak, melyeket a külföld talán kevésbé ismer, s főként azon elméleteire szeretnék rámutatni, melyek továbbfejleszthetők, és így további munkánkban feladatokként jelentkeznek.

1. Dr. Jáky professzor legutóbbi munkássága

Jáky professzor életének utolsó évtizedében különösen három témakörrel foglalkozott. Ezek a következők voltak:

a) *a sík csúszólapos földnyomáselmélet* hibáinak felderítése és gyakorlati célok szempontjából való kiküszöbölése;

b) *a Prandl-féle képlékeny test* egyes kérdései s azok gyakorlati alkalmazása;

c) *a tökéletesen képlékeny állapotú test nyomásproblémái.*

A Coulomb eredményein felépült sík csúszólapos földnyomáselmélet több mint másfél évszázadon át szinte egyeduralkodó volt földsztatikai kérdésekben, annak ellenére, hogy az általánosítások során *súlyos sztatikai hibákkal* terhelték meg a kutatók az elméletet. A talajmechanika kifejlődése során végrehajtott nagyszabású *kísérletek* tükrében vizsgálta meg Jáky ezeket a hibákat s olyan javaslatokat tett azok kiküszöbölésére, amelyeket az elmélet természetes korlátjai egyáltalán megengedtek [2]. A probléma sokszoros sztatikai határozatlanságát úgy szüntette meg, hogy feszültségek helyett a földtestből kivágott *elemi ékre* ható erőkkel dolgozott, felírta ezen erők egyensúlyának mindhárom sztatikai feltételét — tehát bevonta a *nyomatéki tételt* is a vizsgálatba —, felhasználta továbbá a nagyméretű földnyomási modellkísérletek segítségével felfedett tényeket a *földnyomás* és a *falmozgás* összefüggésében: nevezetesen, hogy a földnyomás az alsó sarokpont körül elforduló fal esetében *szélső értékek* felé tart. Az *elemi erőkkel* s nem feszültségekkel dolgozó levezetés természetesen

nem adhat felvilágosítást a csúszólapon, ill. a támfal hátlapján működő *feszültségek eloszlására*; érdes fal esetében feltevésnek kell tekinteni a sík csúszólap használatát is. A függőlegestől kisebb mértékben eltérő hajlású támfalak, továbbá enyhébb térszínhajlások mellett, ha a térszín terheletlen, az elmélet egyszerű módot nyújt a valósághoz közelálló földnyomás-érték és földnyomás-támadáspont meghatározására.

Ugyanesek sík csúszólap alapulvételével tárgyalja a *dúcnnyomás* problémáit is [3]. Még 1944-ből származik új földnyomás-elméletének a dúcnnyomás esetére való alkalmazása; levezeti az egyetlen csúszólapon fellépő feszültségek törvényét, mely szerinte magasabb fokú parabolával adható meg. A földnyomás támadáspontját az ún. támaszvonalnak a csúszó tömegben kialakuló vonalára tett feltevéssel határozza meg. A kapott eredmények, különösen kohéziós talajok esetén [4], további vizsgálatokat kívánnak; elsősorban a sík csúszólap feltételezését kellene elejteni, abból a célból, hogy a támasztó szerkezet különböző mozgásai esetén megfigyelt tényleges csúszólap-alakokat vonjuk be a számításba. Így felső sarokpont körül elforduló fal esetén homokban logaritmikus spirális csúszólapot kellene használni; így a valósághoz közelebb álló földnyomási értékek adódnának. Kívánatos volna az elmélet ilyen irányú továbbfejlesztése.

Utolsó földnyomáselméleti munkájában („*Csúszólapok hálózata földegyensúlyi problémákban*” [5]) az egyensúlyi egyenleteket a Coulomb-féle törési feltétel felhasználásával oldja meg; felteszi, hogy csak *egyetlen*, a fal alsó sarokpontján átmenő csúszólap van, s levezeti annak feltételeit, hogy mikor van sík, ill. logaritmikus spirális csúszólap. Az egyenleteket egy íves és sík felületből összetett csúszólap is kielégíti; az ennek segítségével kapott földnyomás nagysága azonban nem sokban tér el a sík csúszólappal kapott értéktől.

A *Prandtl-féle képlékeny test* vizsgálatát Jáky lényegesen kibővítette [6]. Felírta a félig képlékeny állapot törőterheit — ez a belső súrlódással rendelkező anyagokra való alkalmazás lehetőségét vonta maga után —, új feszültségállapotokat vezetett be, pl. az ún. *hasadékszilárdság* esetét. E fontos és lényeges eredmények *két irányban* fejleszthetők tovább. Részint az elméletet az *önsúly* figyelembevételére kell alkalmassá tenni s így lehetővé tenni azt, hogy kohézióval nem rendelkező talajok esetén is használható legyen, részint pedig a csupán sík alakváltozás esetére vonatkozó összefüggéseket a képlékeny állapot feltételének alkalmas megválasztásával a *tengelyszimmetrikus* esetre is kiterjeszteni.

A *tökéletesen képlékeny állapotú test* vizsgálatát Jáky minden részletre kiterjedően, nagyon alaposan elvégezte [7]. Itt már figyelembe veszi a földtömeg önsúlyát és a $t = \text{const}$ képlékenységi feltétel segítségével határozza meg a csúszólapok hálózatát és a feszültségállapotokat. A rézsüállékonyság, aktív és passzív földnyomás, alapozás esetére kiterjedő megoldás agyagok *hirtelen terhelése* esetén érvényes, ha a teljes földtömeg képlékeny állapotba kerül. Az eljárás tehát *a teljes feszültségeket* veszi alapul; a pórúsvíznyomás elkülönített kezelését nem adja. A földnyomás értékét *egy* határozatlansági fokkal határozza meg;

itt kívánatos volna egy további feltevés bevezetésével a megoldást határozottá tenni.

Gazdag tehát az az örökség, melyet Jáky professzor ránk hagyott ; elméleteinek alapgondolatait felhasználva, még számos lehetőség van azok kifejtésére és gyakorlati alkalmazására.

2. Az újabb hazai eredmények ismertetése

A továbbiakban szeretném összefoglalni és értékelni a magyar kutatóknak az elmúlt években az elméleti talajmechanika terén elért eredményeit. Bevezetéképpen megállapíthatjuk, hogy az élénk tudományos tevékenység nagyszerű eredményekre vezetett ; csaknem minden területen új és értékes elméletek születtek meg, melyek gyakorlati munkánkban nagy segítséget jelentenek. Az ismertetés és értékelés során gyakorolt kritika nem kíván az elért eredmények értékéből semmit sem levonni, csupán az egyre tökéletesebb megoldások felé való haladás elősegítése a célom. Ismertetésemet négy fejezetre osztom : elsőként a *földszatikai* kérdéseket tárgyalom, melyek tulajdonképpen csaknem minden mélyépítési probléma alapját képezik ; majd a második és harmadik részben az *alopozás* talajmechanikájának két legfontosabb kérdésével, az *alakováltozási* és *teherbírási* problémával foglalkozom, vagyis a feszültségeloszlás, süllyedésszámítás, illetve a sík- és cölöpalapozások határbírásának terén elért eredményeket ismertetem, végül kitérek a szilárdsági vizsgálatok *modell-törvényeinek* kérdésére.

a) Földnyomáselmélet, földszatika

A *támfalakra ható földnyomás* kérdésében a talajmechanikai elméletek terén érdekes helyzet alakult ki. A klasszikus földnyomáselmélet, melyet még 1776-ban Coulomb alapított, bevezetve az alapvető fogalmakat és feltevéseket, ma is használatban van ; a gyakorlatban csaknem kizárólag az eredeti Coulomb-elmélet általánosított módszereit használják ; megtartva a *szélső érték* feltételt, a *sík csúszólapot* és a *háromszög alakú feszültségi ábrát* ; annak ellenére, hogy több mint két évtizede tudjuk e feltevések elméletileg nem igazolható voltát. A feltevésekkel együttjáró anomáliák kiküszöbölésére különböző *közelítő eljárások* születtek meg.

Egy ilyen közelítő eljárást dolgozott ki *Karafiáth László* [8] földnyomás-elméleti tanulmányában. A klasszikus elmélet szerint mind a támfal hátlapján, mind a síknak felvett csúszólapon a feszültségeloszlás *hidrosztatikus*. Ebből következik, hogy az egyensúly nyomatóéki feltétele csak akkor lehet kielégítve, ha a földnyomás iránya a térszínnel párhuzamos ; ezt viszont a kísérletek nem

igazolják. A paradoxon megoldását az adja, hogy a ténylegesen kialakuló csúszólap *görbe* felület. Kohézió nélküli talajban, alsó sarokpont körül elbillenő támfal esetén viszont a csúszólap görbülete oly kicsiny, hogy teljesen indokolt a sík csúszólap használata. Ekkor viszont valamilyen módon gondoskodnunk kell az elvi hibák kiküszöböléséről.

KARAFIÁTH abból indul ki, hogy az érdes falon működő súrlódás a megtámasztott földtömegre mint felfelé ható, a támfal mentén megoszló erő működik, s azt eredményezi, hogy a csúszólap alsó részén a feszültségek a hidrosztatikus esethez képest *csökkennek*. Így az E és Q erő támadáspontja *feljebb* kerül s az egyensúly mindhárom feltétele kielégíthető. A kapott eredmény közel áll a kísérleti úton kapott értékekhez. A levezetésben kifogásolható, hogy a súrlódás előidézte feszültségeket a rugalmasságtan képletei alapján számítja, és a *negyedtérbén* a feltérre vonatkozó összefüggéseket alkalmazza.

Általános földsztatikai vizsgálatokat végzett DR. KOPÁCSY JÓZSEF [9]. Kutatásának elsősorban igen nagy elvi jelentősége van: a klasszikus alapok — Coulomb-feltevés, homogén és izotróp földtömeg, a teljes földtömegben bekövetkező képlékeny állapot — megtartásával új általános módszert vezetett be a súlyos földtömegek törési állapotának vizsgálatába. A csúszólap alakjának a priori felvétele helyett a *variációszámítás* segítségével keresi meg azt a felületet, melyen a törőterhelés értéke, a Coulomb-feltevés egyidejű kielégítésével s az egyensúlyi követelmények fennállása mellett a legkisebb. Így sikerül elméletileg igazolnia a sík- kör- és logaritmikus spirális-csúszólapok használatának jogosságát; új és meggyőző levezetését adja a KÖTTER-féle egyenletnek s újabb igazolását JÁKY tökéletesen képlékeny földtestekre vonatkozó elméletének. Így elvi szempontból az eddigénél sokkal magasabb síkon fogja össze a használatos földnyomási elméleteket s a klasszikus módszereket elméletileg jól alátámasztja. A feszültségeknek a csúszólapon való eloszlására adott megoldásával — a variációszámítás segítségével kapott differenciálegyenlet általános megoldása — egységes alapra helyezhetők a síkbeli földsztatikai vizsgálatok; példaként KOPÁCSY DR. sávalap teherbírásának kérdését dolgozza ki.

Állandóan visszatérő problémáink gyakorlati tervezéseinkben a földnyomás *térbeli* esetei. Kutak köpenyére ható földnyomás, sílőnyomás, hídfőkre ható nyomás, zárt alaprajzú pillérek törőterhelése — mind olyan kérdés, melyre kifogástalan elméleti megoldást még nem ismerünk. Az égető feladatok gyakorlati megoldásának szüksége *közelítő* elméleteket hívott létre. Ezek közül az egyik KARAFIÁTH LÁSZLÓ elmélete [8, 10], mellyel kohézió nélküli földtömeg függőleges körhenger külső felületére ható nyomását adja meg. Felteszi, hogy a hengerköpeny körül a térszínig nyúló kúpszerű csúszófelület alakul ki, s a csúszótömegeből kivágott elemi ék egyensúlyának a gyűrűfeszültségek figyelembevételével való vizsgálata alapján adja meg a hengerköpenyre ható földnyomást. Meg kell jegyezni, hogy az eredmény nem teljesen kielégítő, mert a levezetés szerint a földnyomási szorzó a körhenger magassága (m) és átmérője (d) közötti

viszonytól lineárisan függ; ami annyit jelent, hogy bizonyos m/d viszonytól kezdve kohézió nélküli közegben is zérus a földnyomás értéke, ami húzófeszültséggel nem rendelkező anyagban nem lehetséges. Így az eljárás közelítésként fogadható el, s főként kisebb m/d viszonyszámokra alkalmazható.

A hídfejekre ható földnyomás meghatározásával DR. SZÉCHY foglalkozott [11]. Kielemezte azokat a hatásokat, melyek a támfalra ható földnyomás síkbeli problémájához képest a hídfejeknél eltéréseket jelentenek s több, eddig a biztonság javára elhanyagolt tényező figyelembevételére tett javaslatot; így lehetőséget teremtett hídfejek gazdaságosabb tervezésére. Vitás kérdés még, hogy vajon szabad-e minden kedvező hatást *egyidejűleg* figyelembevenni.

A képlékenységtannak talajtörési kérdésekre való alkalmazásával szerző is foglalkozott [12]. Egy általános plaszticitási feltétel felhasználásával kimutatható, hogy a plasztikus alakváltozás térfogatnövekedéssel jár együtt. Ha a törési feltevést, a Coulomb–Mohr hipotézis általánosításaképpen

$$f = aI_1 + \sqrt{I_2}$$

alakban írjuk, ahol

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

és

$$I_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2;$$

a Mises-féle folyási potenciál felhasználásával írható, hogy a plasztikus alakváltozás sebessége

$$\epsilon' = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma}$$

f fenti értékét behelyettesítve:

$$\epsilon' = \lambda (\alpha \delta_{ij} + s_{ij}/2 \sqrt{I_2}),$$

ahol

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - (I_1/3) \delta_{ij}$$

$$\delta_{ij} = 0, \text{ ha } i \neq j; \delta_{ij} = 1, \text{ ha } i=j.$$

Így a térfogati kiterjedés sebessége:

$$\epsilon' = 3 a \lambda$$

s így, ha $a \neq 0$, térfogatnövekedésnek kell létrejönnie. Sík alakváltozás esetére

alkalmazva ezt az eredményt, az egyszerű nyírókísérlet példáján kimutatható, hogy ha a nyírási törést előidéző feszültség az átlagos normálfeszültség értékétől függ ($t = ntg \varphi + c$) mindig megfigyelhető *térfogatnövekedés*, függőleges, felfelé való elmozdulás. Megállapítható volt továbbá, hogy csúszás kialakulása esetén a talajban egy átmeneti rétegnek kell keletkeznie, melyben a mechanikai energia felemésződik. A merev testek gyanánt való elcsúszás, midőn a csúszólappal elválasztott rész-tömegek térfogatváltozás nélkül elcsúsznak, csakis tökéletesen képlékeny állapotban ($\varphi = 0$ esetén) jöhet létre. A mechanikai energia felemésződésének sebességét felhasználva, lehetőség nyílik arra is, hogy olyan talajokban, melyek húzó: ilárdssággal nem rendelkeznek, a földnyomás és a falmozgás között összefüggést állapítsunk meg. Míg nincsen elmozdulás, *nyugalmi nyomás* érvényesül. A fal elmozdulása során munkát végez, ennek nagysága ismeretlen feszültségekkel felírható. Ugyanekkor a talaj nyírószilárdssága fokozatosan mozgósításra kerül; kialakul az átmeneti zóna, s az a munka, amit a fal végez, mindig egyenlő a nyírószilárdsság mozgósított része által az átmeneti zónákban felemészített energiával. Ebből a feltételből, a csúszólap alakjának és helyzetének felvételével, meghatározható a csúszólapon, illetve a fal hátlapján a feszültségeloszlás, a kerületi feltételek figyelembevételével. A módszer alkalmazásához tehát fel kell vennünk a földtömeg érintett részének elmozdulási- és sebességi vektormezőit, olyan módon, hogy azok a falmozgás jellegével összeférők legyenek; erre vonatkozólag a kísérletek — így legújabbán BRINCH HANSEN kísérletei — nyújtanak tájékoztatást. A földnyomás sokszorosán sztatikailag határozatlan probléma, a végzett munka figyelembevétele lehetővé teszi a határozatlanság fokának csökkentését. Az eljárás kohéziós talajra való kiterjesztése egyelőre nehézségekbe ütközik; itt az elmozdulások sebességét kifejező függvényre vonatkozólag kell feltevést tenni; valószínű, hogy a függvény — sík alakváltozás esetén — a

$$\frac{\partial \varepsilon_{ij}}{\partial t} = \lambda \frac{\partial (f - f_0)}{\partial \sigma_{ij}}$$

alakban lesz felírható; ahol f az előbbieken is tárgyalt folyási potenciál, f_0 pedig egy olyan potenciálfüggvény, melynek fennállása esetén folyamatos alakváltozások még nem jönnek létre.

Hajlékony falakra ható földnyomás kérdésével a nemzetközi irodalom jelenleg kiterjedten foglalkozik. TERZAGHI, BLUM, ROWE és TSCHEBOTARIOFF eredményeit VARGA LÁSZLÓ részletesen feldolgozta és akadémiai pályamunkájában egyszerűsítési javaslatokat tett [13].

b) Feszültségeloszlás és süllyedésszámítás

A megengedett talajgénybevitel fogalmának átalakulása, a talajmechanika fejlődése azt hozta magával, hogy a süllyedések előre való megbecslésének

kérdése egyre nagyobb jelentőségre tett szert. Ma ugyanis azt a terhelést tekintjük megengedettnek, mely egy megadott, az építmény szempontjából *nem káros süllyedést* idéz elő. Az a tapasztalat, melyet régebbi süllyedésszámításainkkal kapcsolatban tettünk, hogy ti. a számított süllyedések mindig jóval nagyobbak voltak, mint az utólag, méréssel megállapított értékek, arra indították a hazai kutatókat, hogy behatóbban vizsgálják meg a *süllyedésszámítás módszereit* s az említett jelenség okait. A kutatások három irányban voltak eredményesek : a *talajfeszültségek eloszlásának* kérdésében, a *konzolidáció* terén s az építmény és altalaj *kölcsönhatásának* szorosabb figyelembevételében.

A feszültségszámítás terén még ma is világszerte a *klasszikus rugalmasságtani módszerek* használata az általános. A felszínén terhelt végtelen féltérre levezetett összefüggéseket azonban nem szabad minden esetben alkalmazni : mélyebben alapozott pillérek és falak, továbbá kutak, cölöpök esetében a mélyítés hatását nem szabad elhanyagolni. Ezért előadó levezette a térszín alatt működő, köralapon, ill. sávon egyenletesen megoszló terhelés hatására a talajban fellépő feszültségek értékét, összefüggéseket adott továbbá az alaptestek alsó síkján fellépő nyírófeszültségek hatásának figyelembevételére [14].

E hatások számbavételével végzett süllyedésszámítások, a szovjet alapozási szabályzatban szereplő határmélységgel (az összenyomódásokat addig a mélységig számítjuk, ahol a külső terhelésből számított feszültség az önsúlyfeszültség 0,2 értékére csökken) olyan eredményeket adnak, melyek a mért süllyedéseket sokkal jobban megközelítik.

Igen nagy szükség volna a feszültségeloszlási elméletek *közvetlen mérés* útján való ellenőrzésére ; ennek azonban, különösen kötött talajban, egyelőre leküzdhetetlennek látszó nehézségei vannak.

A süllyedések időbeli lefolyásának számításában *Florin* elméletének alkalmazása jelentett döntő előrehaladást. A Terzaghi—Fröhlich-féle differenciálegyenlet túlzottan sok közelítő, egyszerűsítő feltevést alkalmazott, s ezek csaknem mindegyikének az volt a hatása, hogy az időbeli lefolyást a ténylegesnél *lassabbra* számította. A FLORIN-féle elméletben mód nyílik a *két- és háromdimenziós* esetek számítására ; a külső terhelés időben való változása és a talaj nem teljesen vízzel telített volta is figyelembe vehető. Az általános Florin-féle egyenletet KARAFIÁTH LÁSZLÓ egyszerű, gyakorlati esetekre alkalmazta és a számítás kész grafikonokkal nagyon megkönnyítette [15]. Két- ill. háromdimenziós áramlás esetén — sávalap, ill. pilléralap — a konzolidáció lényegesen *gyorsabb*, mint a Terzaghi-féle lineáris esetben, főként a terhelés első idejében ; ez is egyik oka volt annak, hogy a mért süllyedések a számítottaknál jóval kisebbek.

Végül a harmadik hatás, amit újabban egyre szélesebb körben igyekszünk figyelembe venni, a *szerkezetnek és a talajnak a kölcsönhatása*. Adott, sztatikailag határozatlan szerkezetben, az egyenlőtlen terhelések, vagy egyenlőtlen talajviszonyok miatt bekövetkező *süllyedéskülönbségek* hatására a belső erők és a reakcióerők megváltoznak, ami a talajra jutó talpfeszültségeket is megváltoz-

tatja, így a süllyedések időbeli lefolyása módosul, s rendszerint az az eredmény, hogy a kialakuló végső süllyedéskülönbség *kisebb*, mint ami sztatikailag határozott szerkezetben keletkeznék. Ez persze azzal jár, hogy a szerkezetben is, a végső erőjáték az eredetileg feltételezettől el fog térni [16].

RÉTHÁTI LÁSZLÓ [17] mutatott rá arra, hogy különbözőképpen terhelte pillérek süllyedéskülönbségének időben való változása azt eredményezi, hogy nem föltétlenül a *végső* helyzet lesz süllyedéskülönbségek szempontjából veszélyes; s így a *közbenső* helyzetek is megvizsgálandók.

A konszolidáció kérdésében nagy jelentősége lesz annak a kérdésnek, amellyel legutóbb kezdett egy-két kutató foglalkozni: nevezetesen, hogy agyagtalajokban a vízáramlás megindításához a hidraulikus gradiens egy *küszöbértékére* van szükség, van egy *kezdeti ellenállás*, ami különösen tömör, kolloid agyagokban meglehetősen magas. Foglalkozni kell továbbá a *rétegzett talajok* konszolidációjának elméleti kérdéseivel is; ennek elsősorban hazai talajviszonyaink miatt van nagy jelentősége.

c) Sík- és cölöpalapok teherbírása

Sikalapok teherbírásának vizsgálatában *két fő vizsgálati módszer* alakult ki. Az első a *rugalmasságtan* alapján meghatározza a talajban, mint félvégtelen, rugalmas, izotróp közegben a feszültségeloszlást, s a fellépő maximális nyírófeszültséget a közeg nyírószilárdságával hasonlítja össze. Törést okozó terhelésnek azt tekinti, mely a legkedvezőtlenebb helyen akkora nyírófeszültséget okoz, mint a talaj nyírószilárdsága. Minthogy a talaj viselkedése a nyírószilárdság közelében egyáltalán nem rugalmas, célszerűbbnek látszik a jövőben a hasonló vizsgálatokat azon az alapon elvégezni, hogy a max. nyírófeszültség ne haladja meg ezt a feszültséget, amely még közelítően lineáris alakváltozást okoz.

A fenti módszer továbbfejlesztése a talajban kialakuló *képlékeny zónák* vizsgálatának eljárása, mely FRÖHLICH nyomán széles körben elterjedt. Meghatározva a féltérben rugalmasságtan alapján a fellépő feszültségeket, megkereshetők azok a vonalak, illetve tartományok, ahol a képlékeny törés feltétele ki van elégitve. Minthogy a feszültségeket a plasztikus zónán belül is a rugalmasságtan alapján számítjuk, s a nyugalmi nyomás tényezőjét nem vesszük figyelembe, hanem az önsúlyfeszültségeket hidrosztatikusnak tekintjük, az elméletileg meghatározott határvonal *gondolati* jellegű, de azért megadott feszültségállapotok *relatív összehasonlítására* felhasználható az eljárás.

Ennek a módszernek a továbbfejlesztését jelenti KARAFIÁTH LÁSZLÓ munkája [18], melyben az alaptestek állékonyságának kérdését a konszolidációval kapcsolatban vizsgálja. Meghatározza a *hirtelen terhelés* esetén kialakuló képlékeny tartományokat, felírja a hirtelen terhelés kritikus sarokfeszültségét, s végül, egyik legfontosabb eredményként, eljárást ad a *terhelés sebességének*

figyelembevételére. A kapott eredményeket tényleges, a pórúsvíznyomás nagy értéke miatt bekövetkezett talajtörések adatai jól igazolják.

A rugalmasságtan talajmechanikában való alkalmazásával kapcsolatban felmerül a kérdés, hogy a tömör szemcsékből és vízből álló talajszerkezetre közvetlenül alkalmazhatók-e azok az elméletek, melyek a homogén rugalmas és izotróp testre vonatkoznak. Ha egy porózus rugalmas és áteresztő közegben egy összenyomható folyadék áramlik, akkor a folyadékban és a vázszerkezetben fellépő feszültségek között kapcsolat van; az egyenleteknek voltaképpen *mindkét anyag rugalmas állandóit* tartalmazniok kell. Vizsgáljuk meg az ilyen anyag rugalmasságtanának alapegyenleteit.

Térbeli (x, y, z) koordináta-rendszert használva, a feszültségi és alakváltozási komponenseket jelöljük $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ és $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ -vel. Voltaképpen mind a feszültségi, mind az alakváltozási komponensek *két részből* tehetők össze. A feszültség egyik része a pórúsvíznyomással van kapcsolatban; jelöljük ezt σ' -vel. Ez a σ' feszültség hidrosztatikus, minden irányban egyenlő, tehát egyben főfeszültség is; nagysága a p pórúsvíznyomással egyenlő: $\sigma' = -p$. A megfelelő alakváltozás, mely ugyancsak minden irányban azonos:

$$\varepsilon' = -\frac{1-2\nu_p}{E_p} p,$$

ahol ν_p és E_p a pórúsvíznyomással kitöltött anyag rugalmas állandói. p értéke pontról pontra változik.

A feszültség másik része az alakváltozással a porózus anyag rugalmas állandói révén van kapcsolatban, jelöljük ezt σ'' -vel. Ha a vázszerkezetre érvényes Hooke törvény, a feszültségek és alakváltozások között fennállanak az általános rugalmasságtani összefüggések:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x'' &= \frac{1}{E} [\sigma_x'' - \nu (\sigma_y'' + \sigma_z'')] \\ \varepsilon_y'' &= \frac{1}{E} [\sigma_y'' - \nu (\sigma_x'' + \sigma_z'')] \\ \varepsilon_z'' &= \frac{1}{E} [\sigma_z'' - \nu (\sigma_x'' + \sigma_y'')] \end{aligned} \right\}$$

A teljes alakváltozás ε' és ε'' összegezéséből adódik:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_x' + \varepsilon_x'' = \frac{1}{E} [\sigma_x'' - \nu (\sigma_y'' + \sigma_z'')] - \frac{1-2\nu_p}{E_p} p \\ \varepsilon_y &= \varepsilon_y' + \varepsilon_y'' = \frac{1}{E} [\sigma_y'' - \nu (\sigma_x'' + \sigma_z'')] - \frac{1-2\nu_p}{E_p} p \end{aligned}$$

$$\varepsilon_z = \varepsilon_z' + \varepsilon_z'' = \frac{1}{E} [\sigma_z'' - \nu (\sigma_x'' + \sigma_y'')] - \frac{1-2\nu}{E_p} p.$$

A megfelelő feszültségkomponensek nem adhatók közvetlenül össze, mert σ' a pórusokat kitöltő folyadékra működő semleges feszültség, σ'' pedig ún. teljes feszültség. Ha n -nel jelöljük a hézagterefogatot, akkor a σ' semleges feszültség $(1-n)\sigma'$ teljes feszültségnek felel meg, tehát, figyelembe véve, hogy σ' hidrosztatikus feszültség:

$$\sigma_x = \sigma_x'' + (1-n) \sigma'$$

$$\sigma_y = \sigma_y'' + (1-n) \sigma'$$

$$\sigma_z = \sigma_z'' + (1-n) \sigma'.$$

Ha a pórusvíznyomás p , akkor, mint fentebb láttuk, $\sigma' = -p$; kifejezve σ' értékeit s ezeket az alakváltozások összefüggéseibe behelyettesítve:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)] + \frac{1-2\nu}{E} (1-a-n) p$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)] + \frac{1-2\nu}{E} (1-a-n) p$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] + \frac{1-2\nu}{E} (1-a-n) p.$$

Az egyenletben

$$a = \frac{E/(1-2\nu)}{E_p/(1-2\nu_p)}$$

a tehát a vázszerkezet összenyomhatóságának a pórusokat kitöltő anyag összenyomhatóságához való viszonya. Ha nincs pórusvíznyomás ($p = 0$), vagy nem porózus anyagról van szó ($n = 0$), az egyenletek a rugalmasságtan alapegyenleteibe mennek át. A pórusvíznyomás nagysága a nyírófeszültségek és alakváltozások (szögtorzulások) közötti viszonyt nem befolyásolja, mert a hidrosztatikus feszültség izotróp anyagban nem idéz elő nyírószög változást. A fenti alapegyenletek adják meg a lehetőséget arra, hogy porózus testekre alkalmazhassuk a rugalmasságtant. Felírhatók a kerületi feltételek, az összeférősségi egyenletek is; sajnos, gyakorlati számításokig még nem jutott el az elmélet, de remélhető, hogy ezen az úton a talajmechanika több kérdése sikerrel tárgyalható lesz.

Síkalapok teherbírásának meghatározásában a másik alapvető módszer azt feltételezi, hogy a talaj ideálpasztikus összenyomhatatlan közeg, melyben a ter-

helés növekedésével *csúszólapok* alakulnak ki; a csúszólapokkal határolt földtömeg határegyensúlyának vizsgálatában keressük azt a legkisebb felszíni terhelést, mely az állapotot előidézi. *Modell-alaptestek* segítségével végzett vizsgálatok [19] kimutatták, hogy az alapsíkon fellépő súrlódás a törőterhelést erősen befolyásolja; van egy *optimális* talpsúrlódási szög, mely mellett a teherbírás a *legnagyobb*. Az alaptestek *alakjának* kérdésében az irodalomban több helyen találjuk azt a javaslatot, hogy az alaptestek sarkai kedvezőbb feszültségállapot elérése érdekében ferdén *levágandók*. Modell-kísérleteink kimutatták, hogy e kialakítás mellett a talaj törőterhelése csökken; az ék alakú alaptest alatt az oldalkitérés hamarabb bekövetkezik. Így, azonos biztonságra törekedve, az alaptestek anyagában elért megtakarítás elvész.

Cölöpalapozások teherbírásának meghatározására végzett modellkísérletek lehetőséget adtak a köpenysúrlódás és a csúcscellenállás közelebbi vizsgálatára, a kettő egymástól való függésének kimutatására [20]. Új eredmények adódtak *cölöpcsoportok* teherbírásának kérdésében is. A folyamatban levő, nagy helyszíni kísérletek hivatottak arra, hogy a laboratóriumi eredményeket felülvizsgáljuk.

d) Szilárdsági vizsgálatok modelltörvényei

Az anyagvizsgálat módszereit a talajmechanika kezdetben nem alkalmazta eléggé logikusan. Az anyagvizsgálat ugyanis bizonyos *önkéntes* vizsgálati módszereket alkalmaz, s megállapít bizonyos minimális követelményeket, melyek az anyag bizonyos adott célra való felhasználása esetén betartandók. A két tevékenység között a kapcsolatot általában csak a *tapasztalat* teremti meg; az anyag viselkedése pl. a szilárdsági *modellkísérletekben* lényegesen különbözik a végleges kivitelben szereplő anyagétól. A talajmechanikában viszont az első vizsgálatok azzal az igénnyel léptek föl, hogy a laboratóriumban kapott szilárdsági eredmény (pl. egy $d = 4$ cm \varnothing , 6 cm magas henger egyirányú nyomószilárdsága) közvetlenül alkalmazható legyen pl. egy 10 m magas *támfal*, vagy *részü* méretezéséhez. Minthogy ez a módszer nem járhatott eredménnyel, előtérbe léptek a *helyszíni nagyméretű kísérletek*; továbbá részletes vizsgálat alá kerültek a laboratóriumi vizsgálatok *modelltörvényei*. Így BALLA ÁRPÁD levezette a *kompreszió* és az *egyirányú nyomás* feszültségállapotát; megállapította a minta *karcsúságának* befolyását, s a terhelő lemezen fellépő *súrlódás* hatását; hajlékony és merev lap esetén [21, 22]. Az eredmények gyakorlati alkalmazások szempontjából is a jövőben nagy fontosságúak lesznek.

*

Végigtekintve a magyar talajmechanikai kutatás legutóbbi tíz évének eredményein, nyugodtan megállapíthatjuk, hogy lépést tartunk a nemzetközi

fejlődéssel; az időszerű világszerte felmerülő problémák vannak nálunk is előtérben s sok kérdésben komoly eredmények születtek. Véleményem szerint még egy nagyon fontos feladatot kellene hazánkban, éppen az ország *geológiai felépítése* következtében megoldani. S ez a homokok és agyagok közötti *átmeneti talajokkal* kapcsolatos elméleti módszerek kidolgozása. *Homoklisztes iszap és iszap* hazánkban igen elterjedten található; e talajok jelentős sűrűlódásuk mellett kohézióval is rendelkeznek; vízáteresztőképességük jelentős, erózióra, kimosásra érzékeny, pórusvíznyomás szempontjából is eléggé speciális helyzetet foglalnak el. Ez átmeneti talajokkal a nemzetközi irodalom ritkán foglalkozik; saját alapozási feladataink során viszont e talajok víztelenítési, teherbírási, süllyedési kérdései döntő szerepet játszanak. További feladatnak tartom a *rétegzett talajok* stabilitási és alakváltozási kérdéseinek vizsgálatát, mely szintén speciális hazai problémának nevezhető. Eddigi eredményeink felbátorítanak arra, hogy remélhetjük e kérdések rövid időn belül való megoldását.

IRODALOM

1. KÉZDI ÁRPÁD: Soil Mechanics. Applied Mechanics Reviews, 1955. September.
2. DR. JÁKY JÓZSEF: Tévedések a földnyomáselméletben. Magyar Technika, 1946.
3. DR. JÁKY JÓZSEF: Az új földnyomáselmélet. M. M. É. E. Közlönye, 1944.
4. DR. JÁKY JÓZSEF: (postum), Strebendruck in kohärentem Boden. Acta Technica Hung. (1951.)
5. DR. JÁKY JÓZSEF: Network of Slip Lines in Soil Stability. Acta Technica Hung. (1953.)
6. DR. JÁKY JÓZSEF: Összetett nyomófeszültségi állapotok. Technika I. (1945.)
7. DR. JÁKY JÓZSEF: Sur la stabilité des masses de terres complètement plastiques. I—III. Műegyetemi Közlemények. (1947/48.)
8. KARAFIÁTH LÁSZLÓ: A földnyomás néhány kérdéséről. M. Tud. Akadémia, Műsz. Oszt. Közleményei (1953.) — On some problems of earth pressure (Acta Technica 1953. VII/3—4.)
9. DR. KOPÁCSY JÓZSEF: Über die Bruchflächen und Bruchspannungen in den Erdbauten. „Gedenkbuch für Prof. Dr. J. Jáky“, Budapest, 1955. Akadémiai Kiadó.
10. KARAFIÁTH LÁSZLÓ: Erddruck auf Wände mit kreisförmigem Querschnitt. Bauplanung und Bautechnik (1953.)
11. DR. SZÉCHY KÁROLY: Hidak ellenfalainak újszerű szerkezeti megoldása. M. Tud. Akadémia, Műsz. Tud. Oszt. Közleményei, Neuartige Konstruktionslösungen von Brückenwiderlagern. Acta Technica Tom. VII. 1—2. 1952.
12. KÉZDI ÁRPÁD: A rugalmasságtan és képlékenységtan alkalmazása a talajmechanikában. Előadás a M. Tud. Akadémia felolvasó ülésén, 1953 március.
13. VARGA LÁSZLÓ: Szádfalak méretezése. A M. Tud. Akadémiához benyújtott ösztöndíjjal jutalmazott pályamű (Kézirat, 1955.)
14. KÉZDI ÁRPÁD: Einige Probleme der Spannungsverteilung im Boden. Acta Technica Hung. (1952.) II/2—4.
15. KARAFIÁTH LÁSZLÓ: Alkalmazott talajmechanika. Építészeti Kiadó, Budapest, 1953.
16. KÉZDI ÁRPÁD: Talajmechanika. II. kötet. Tankönyvkiadó, Budapest, 1954.
17. RÉTHÁTI LÁSZLÓ: Mértékadó süllyedéskülönbség meghatározása. Mélyépítéstudományi Szemle, Budapest, 1952.
18. KARAFIÁTH LÁSZLÓ: Einfluss der Verfestigung und der Zeitdauer der Lastaufbringung auf die Grenzbelastung des Baugrundes. „Gedenkbuch für Prof. Dr. J. Jáky“, Budapest, 1955.
19. KÉZDI ÁRPÁD: Alapozási modellkísérletek. Jelentések a M. Tud. Akadémiának, 1951—54. (Kézirat)
20. KÉZDI ÁRPÁD: Über die Tragfähigkeit und Setzung von Pfahlgründungen. „Gedenkbuch für Prof. Dr. J. Jáky“, Budapest, 1955.
21. BALLA ÁRPÁD: Problems of Compression. Acta Technica Hung. (1953.) VI/3—4.
22. BALLA ÁRPÁD: Spannungszustand eines mit biegsamer Platte und gleichmäßig verteilter Belastung gedrückten Zylinders. „Gedenkbuch für Prof. Dr. J. Jáky“, Budapest, 1955.

Az előadáshoz részletesen hozzászóltak :

KARAFIÁTH LÁSZLÓ

az elméleti kutatás nehézségeivel foglalkozott ; minduntalan felmerül a rugalmas-képlékeny állapot problémája ; ennek elméleti kutatására volna szükség. Ugyancsak fontos a határállapot kérdése. Sajnos a kerületi feltételek nem sematizálhatók. Kívánatosnak tartja közelítő, numerikus módszerek kifejlesztését.

POGÁNY BÉLA

megkérdezte az előadót, hogy állnak-e rendelkezésre süllyesztett alapok alatti feszültségek eloszlására vonatkozó mérési adatok. Foglalkozott továbbá a süllyedésmérések kérdésével és a szilárdságtannak a talajokra való alkalmazhatóságával.

DR. KOPÁCSY JÓZSEF

ismertette a rugalmas ágyazású tartók és keretek relaxációs módszer (Cross módszer) alapján történő számítási eljárásait.

RÉTHÁTI LÁSZLÓ

alaptettek süllyedéskülönbségeinek kérdéséről ; a konszolidációnak a mértékadó süllyedés-különbség meghatározásával kapcsolatos szerepéről, valamint határozatlan szerkezetek süllyedésszámításáról, altalaj és szerkezet kölcsönhatásairól beszélt.

BALLA ÁRPÁD

a kompresszió és az egyirányú nyomás próbatestek feszültségi és alakváltozási állapotára vonatkozó elméleti kutatásait ismertette.

A VÁGVÖLGYI VÍZERŐMŰVEK NÉHÁNY ALAPOZÁSI KÉRDÉSE

ZDENĚK BAŽANT,
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK DOKTORA
MŰSZAKI EGYETEM, PRAHA

Az előadás a Vág mentén épülő erőművek néhány alapozási kérdését ismerteti. A vízerőművek kiépítése az 50—100 m³/sec közepes vízhozamú, nagy esésű (1—2‰) folyón 1928-ban indult meg. Öt mű már üzemben van, s ugyancsak öt áll jelenleg építés alatt. Az építés során kialakult egy általános módszer, melyet a hegyvidéki jellegű szakaszok mindegyikén, kis változtatásokkal alkalmazni lehetett. A jövőben épülő művek, a folyó alsó szakaszán, már más alapozási problémákat fognak jelenteni.

Az erőművek masszív betontömbök. A munkagödör mindig a folyón kívül van, 15—24 m mély, 9—21 m mélyen van a talajvíz szintje alatt. A felső talajrétegek 8—13 m vastagságban negyedkori üledékek, ezek alatt fiatal harmadkori rétegek vannak (pannon emelet); ezek mindegyike eléggé víz-áteresztő.

Az alapozás fő problémája a munkagödör kiemelése, körülzárása és víztelenítése. Minthogy belső megtámasztások nem voltak alkalmazhatók, szabadonálló szádfalás körülzárás készült. A földkiemelés teljes gépesítéssel folyt. A felső kavicsrétegek víztelenítése nyílt csatornákkal történt — a megfelelő esés biztosítható volt —, így a munkagödör felső részét rézsűsen lehetett kialakítani, tehát rövidebb szádfalakat lehetett alkalmazni. Nagyobb mélység esetén veszélyt jelent a pannon emeletben levő, nyomás alatti víz. A nyomás nagyságát megmérve, adott esetben, az alaptörés megakadályozása végett tehermentesítő kutakat kell létesíteni.

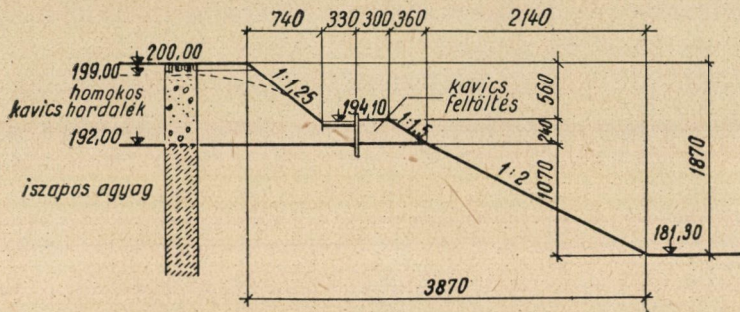
Az erőművek süllyedése, továbbá a talajigénybevétel nem jelentett külön problémát, mert a nagy alapozási mélység miatt az építmény alatti talaj igénybevétele kisebb volt, mint az építés előtti geoztatikai nyomás. Így süllyedés csupán annak következtében állt elő, hogy az alsó rétegek a földkiemeléskor tehermentesülve, expandáltak, az építés során újra terhelést kaptak. Ez a süllyedés már rugalmas alakváltozás, értéke kicsiny; számítással előre jól meghatározható volt.

A kimosások, aláüregelések megakadályozására egyes helyeken betonfüggönnyet építettek.

A továbbiakban az előadó részletesebben kitért néhány mű konkrét

alapozási kérdésére, s az elmondottakat fényképek és vázlatos rajzok bemutatóásával illusztrálta. Így kitért a *Puchov* melletti Ladce munkahelyre, ahol a homokos kavicsos átvert szádfalak alsó vége finom, vízzel telített homoklencsékbe ért, s ez a homok a nyomás hatására a munkagödörbe folyt. Az alapozást végül csak egy második szádfalsor leverése után lehetett elkészíteni.

Az *Ilava* melletti vízlépcső altalaja homokos kavics, alatta konglomerát. A neogén-rétegek össze-vissza voltak repedezve, s az összefüggő repedéseken át hatalmas vízmennyiségek jutottak a munkagödörbe, úgyhogy a szádfalas

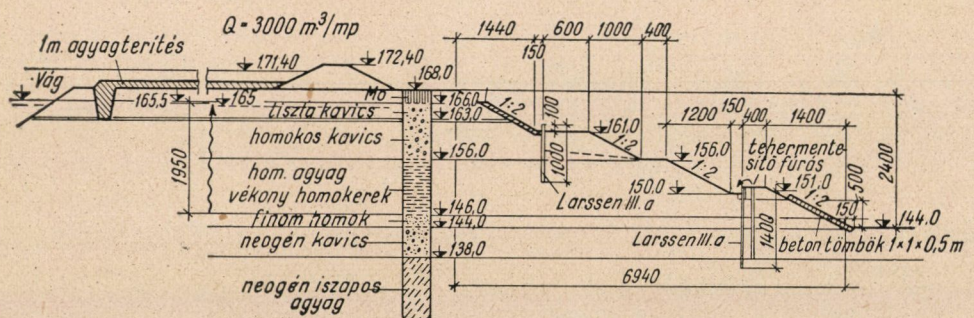


1. ábra

körülzárás sem segített. Ezért 1000 l/sec vízmennyiség szivattyúzásával kellett a munkagödört a konglomerát szintjéig vízteleníteni.

Kostolna mellett 8 m kavics alatt pannon kongéria-agyag volt; a körülzárást rövid szádfalakkal meg lehetett oldani. Nehézséget jelentett építés közben az, hogy a szádfalak beverési helyén az agyag kissé felpuhult, így a szádfalak befogásának mértéke csökkent. Ezért a megtámasztás végett kavicsfeltöltést kellett készíteni. (l. l. ábra.)

Vágújhely mellett az altalaj mészkő, ezt azonban különböző geológiai folyamatok összetörték, s 10 cm-es hasadékokkal van átszőve. Ezért hatalmas



2. ábra

víztömeg eltávolítására volt szükség (1800 l/sec). Ez óriási költségeket okozott ; kedvezőbb lett volna a munkagödört 100 m-rel lejjebb, agyagban létesíteni.

Horná Stredá mellett 24 m mély munkagödört kellett kiemelni. Két sor szádfalat vertek le a körülzáráshoz ; a felső kavicsréteget agyagköténnyel zárták le. Az alsó, neogén kavics nyomás alatti vizét 150 mm \varnothing kutakkal tehermentesítették, állandóan ügyelve arra, hogy az egyensúly meglegyen. (l. 2. ábra.)

Kiemelte végül az előadó, hogy a gondos előzetes geológiai kutatások ellenére több esetben adódtak a munkák kivitele során meglepetések ; minden egyes munkagödör, bár ugyanazon folyó völgyében, látszólag hasonló viszonyok között készült, mégis egyéni problémákat okozott.

Az előadáshoz Dr. SZÉCHY KÁROLY szólt hozzá, felvetette a dilatációs hézagok problémáját, továbbá a gépház egyes részeinek különböző mélységben való alapozása miatti süllyedés-különbségek kérdését.

Az előadó válaszában rámutatott, hogy a hézagok kérdését mindig a helyi adottságokhoz alkalmazkodva oldják meg ; a süllyedések kérdésében hangsúlyozta, hogy csak mm-rendű mozgások voltak, ami nem jelentett nehézséget.

CSÚSZÁSOK ÉS FÖLDMŰVEK TALAJMECHANIKAI VIZSGÁLATA

DOMJÁN JENŐ

(ŰT- VASÚTTERVEZŐ VÁLLALAT, BUDAPEST)

A talajcsúszások és általában a rézsüállékonysági kérdések a talajmechanika feladatai között igen fontos helyet foglalnak el. A csúszások vizsgálatánál rendszerint maguk az objektumok is (gátak, töltések, hegyoldalak) anyagukat tekintve, talajból állanak. A vasút és útépités, valamint a felszíni bányászkodás mesterséges bevágásai és földművei állandóan e témába vágó nehéz feladatokat hoznak felszínre. Az utak és vasutak vonalvezetésével kapcsolatosan már a múltban kialakultak bizonyos tapasztalati tanácsok, gyakorlati megfigyelések. A jelenségek gyökeréig ható mechanikai és fizikai magyarázat azonban sokáig váratott magára, és még a mai napig is sok vonatkozásban hiányos, vagy nem teljesen bizonyított.

Hazánkban az elmúlt 10 év során a nagyarányú ipari fejlődés sok új területet vont be a mérnöki létesítmények települési körébe, ahol addig nagyobb ipari létesítmények éppen az esetleges építési, alapozási problémák miatt még nem voltak. Így pl. Sztálinváros olyan löszfennsíkra épült, amely makroporozus sajátságokat mutat, és a Duna partján magas szakadó partok és csúszások alakultak ki. A Sajó-völgyi széntelepek környékére települő ipari létesítmények szükségessé tették a Bükk-hegység K-i oldalán helyet foglaló „mozaik-szerkezetű” víz-érzékeny, gyorsan málló agyagféleségek alapos tanulmányozását és az ilyen talajon létesített földművek stabilitásával kapcsolatos problémák vizsgálatát. Hasonló nehéz feladatok jelentkeztek a Komló környéki bányászati létesítmények rézsüállékonysági problémáinál is. Az újonnan megépült tiszalöki vízlépcső és öntözőrendszer a part-állékonysági kérdések egész sorát vetette fel. Ugyanakkor világszerte folyik a harc a földmunkák állékonyságának biztosítására, megfigyelésre, és tanulmányok folynak csúszásos területek magatartására vonatkozóan, és a stabilizálás nehéz munkájában is jelentős erőfeszítés és előrehaladás következett be.

A mérnökök a csúszások okait illetően kezdettől fogva észrevették a víz jelenlétének döntő szerepét. A pórusvíznyomásnak a rézsüállékonyság területén fennálló rendkívül fontos hatását azonban csak újabban kezdjük felismerni és csúszásanalíziseink során alkalmazni.

Még ma is nagyon elterjedt az az idejét múlt felfogás, hogy a csúszást

a csúszólapok mentén beszivárgó víz „kenőhatása” hozza létre. Ma már beigazolt tény, hogy az ebben az esetben a csúszólapoknál látható nedvesebb felületek nem ok, hanem okozat jellegűek.

A kenőhatás kialakulásához szükséges víz általában mindig jelen van a talajban. A nedvesség magában nemcsak hogy nem csökkenti a belső súrlódási szöveget, hanem például kvarcpor esetében, amint azt Terzaghi kísérletekkel bebizonyította, egyenesen növeli. A víz jelenlétének hatása tehát nem a súrlódás egyszerű csökkentéseként mutatkozik, hanem más közvetett módon.

A csúszások természetére vonatkozó fizikai tudásunk növelésére elsősorban a helyszíni megfigyelések adnak jelentős támpontot. Minden egyes csúszás tulajdonképpen felfogható egy természetes nagyságú modellkísérletnek is, és ha a közben végbemenő fizikai folyamatok elemeit kellően meg tudjuk figyelni és minőségileg, mennyiségileg kielemezni, akkor az így nyert adatok adják a legjobb fonalat a további értelmezéshez és stabilizálási munkához.

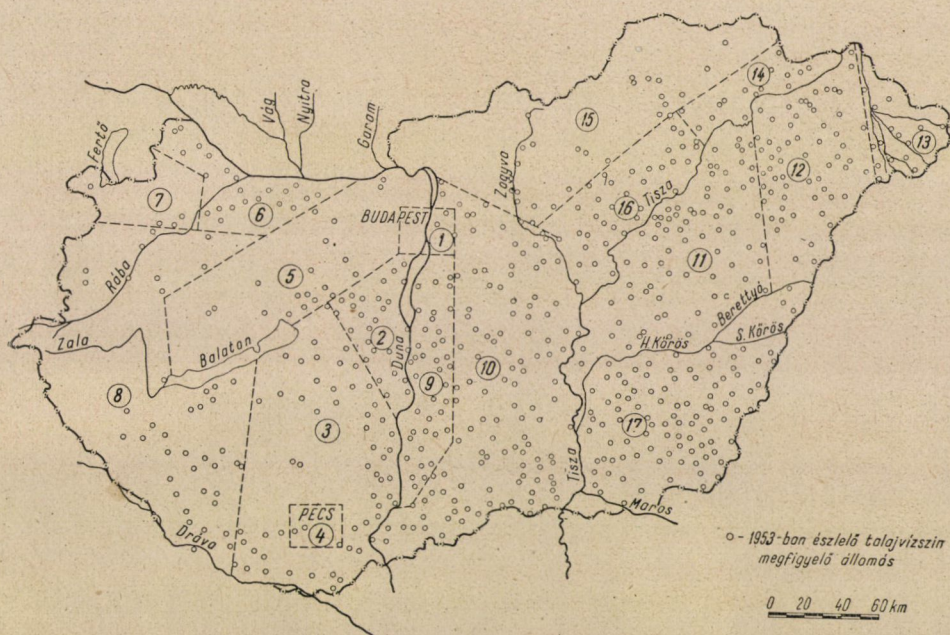
A csúszások okainak felismerésében és e felismeréseken alapuló stabilizálási eljárásokban hazánkban is jelentős fejlődés mutatkozott az utolsó évtizedben. E fejlődés kiindulópontja itt is mindenkor az alapos, kifogástalan helyszíni megfigyelés és annak fizikai elemzése volt. Jelentős előnyt biztosít e kérdés vizsgálatánál is — mint minden természeti jelenség vizsgálatánál — a komplex vizsgálati módszer, amely a jelenséget a maga eredeti környezetében összes vonatkozásaival együtt veszi szemügyre és nemcsak egyes kiemelt vizsgálati szempontok alapján indítja el az elemzést. Ennek során pl. a csúszási jelenségek történetének vizsgálata régi térképek, feljegyzések, megfigyelések, geológiai és archeológiai adatok figyelembevételével az elemzés számára nagyobb távlatot, áttekinthetőbb képet nyújt. A jelenségeket ugyanis bizonyos térbeni és időbeni távolságból szemlélve olyan összefüggésekre bukkanhatunk, amelyeket túl közeli, rövid időtartamú és egyoldalú szemlélettel sohasem ismerhettünk volna fel.

Példának hozhatjuk fel erre a csúszásos területek állapotának légifelvétellel való ismételt rögzítését (Újlaki Téglagyár csúszásainál, Óbudán), a közép-dunai és balatoni magaspártok csúszásainak történeti vizsgálatát, a Balaton környéki csúszások vizsgálatánál alkalmazott statisztikus módszert azon legnagyobb távolság megállapítására, amelyen túl a mozgás zavaró jelenségei már nem terjedhetnek stb.

A. W. Skempton ugyancsak statisztikai módszerekkel tanulmányozta a kemény, repedezett londoni agyag nyíróellenállásának fokozatos csökkenését, amely csökkenés sokszor 20 éven keresztül is eltartott. A nyíróellenállás eközben az eredeti értéknek 50—30 százalékára szállt alá.

Hazánk talajféleségeinek, mérnökgeológiai problémáinak, így elsősorban a csúszások kérdésének vizsgálatánál az adatok halmozódása során úgyszólván magától jelentkeztek azok a mérnökgeológiai tájegységek körvonalai, amelyek közül a problémák hasonlóságot mutattak. Az általajok sokfélesége arra vezette

a kutatókat, hogy ne törekedjenek feltétlenül az általánosan érvényes megállapításokra, hanem *regionális* megfigyelések alapján az altalaj és az építmények magatartásában jelentkező törvényszerűségeket csak egy-egy körzetre érvényesen, de ugyanakkor egy-egy körzeten belül fokozott mértékben jól felhasználható módon állapítsák meg.



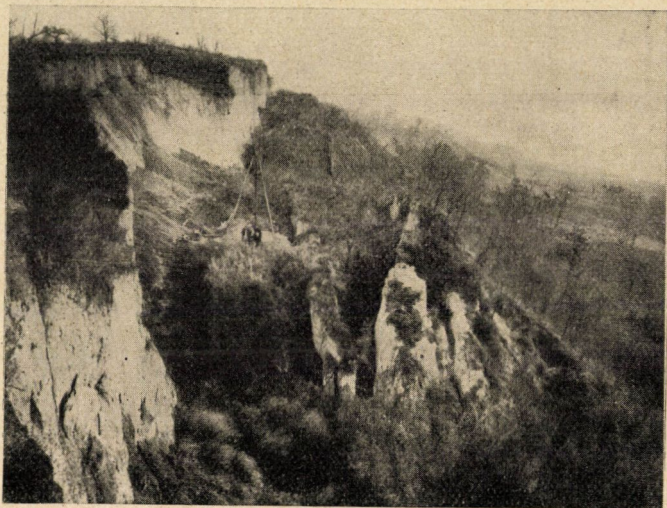
1. ábra. Magyarország regionális beosztása mérnöki és építési szempontból

Hazánk mérnökgeológiai tájegységeit kísérletképpen elhatároltuk az 1. ábrán feltüntetett térképen megadott beosztás szerint. Ugyanezen a térképen feltüntettük azt a kiterjedt talajvízszintészlelő kúthálózatot is, amelyet a Vízgazdálkodási Tudományos Kutató Intézet rendszeresen észlel. A mérnökgeológiai régiókon belül szükség van a körzetek részletesebb albeosztására is, mert hiszen azok a körzetek, amelyek alapozási, rézsüállékonysági és egyéb mérnöki szempontból hasonló sajátosságokat mutatnak, sokszor igen kis, esetleg csak néhány km^2 -nyi területre korlátozódnak. A talajmechanikai feltárások adatainak az Építésügyi és Közlekedésügyi Minisztériumok által történő rendszeres gyűjtése nagyban elősegíti a regionális talajkutatás kiépülését. Egyes nagyobb vidéki városok és ipari vidékek altalaj-térképének elkészítése pedig, — e munkát a Földmérő és Talajvizsgáló Iroda kezdte meg — már a regionális szemléletből eredő eredményként említhető fel.

Rézsüállékonysági és csúszás-vizsgálatok áttekintése

A következőkben ismertetni kívánom az utóbbi 10 évben végrehajtott jelentősebb hazai rézsüállékonysági és csúszási vizsgálatok tapasztalatait. E téren tervezőintézeteink és az Építőipari Műszaki Egyetem Talajmechanikai Laboratóriuma számos alapos kutatást végzett.*

Az egyes érdekesebb, jelentősebb eseteket, a vizsgálatnál szerzett tapasztalatokat és főbb eredményeket tekintsük át az alábbiakban.



2. ábra. Sztálinvárosi magaspártok

Sztálinvárosi magaspártok vizsgálata

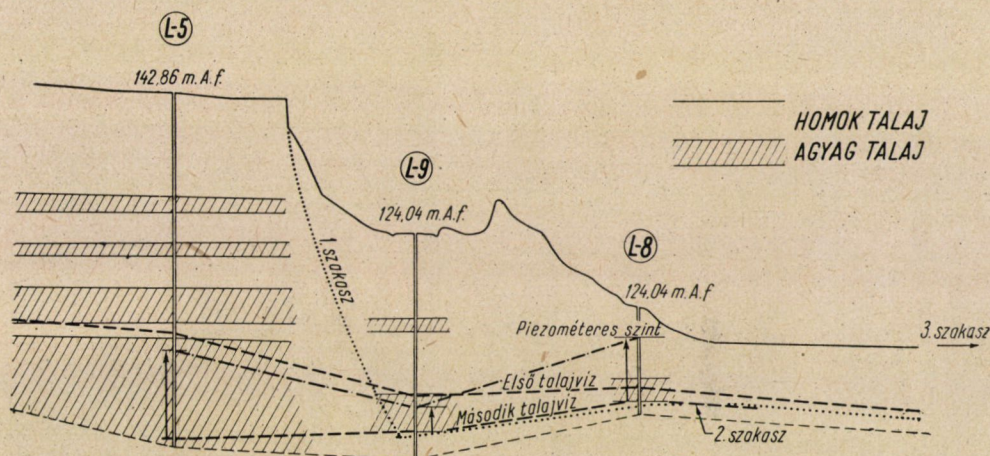
Sztálinváros lakótelepe előtt a Duna magas szakadó partjai terület el. Altalaja makroporozus lösz, mely víz hatására kohézióját elveszti, szétfolyik.

Az a löszfennsík, amelyen Sztálinváros foglal helyet, általában 145–150 m A. f. szinten fekszik, míg a Duna nullvíze 90,95 m A. f., legnagyobb jeges árvíz 99,35 m A. f. szintben van. A löszfennsík szintje és a Duna nullvíze között 55–60 m szintkülönbség a magaspárt teljes magassága, amelyből kb. 30 m

* A dunai és Balaton vidéki magaspártok vizsgálatát a Mélyépítési Tervező Vállalat; a vasúti töltések és bevágások, valamint a felszíni bányák és az ipartelepek rézsüállékonysági problémáit az Út- Vasúttervező Vállalat; míg az ország számos más helyén, különösen lakó és ipartelepekkel kapcsolatos hegyoldal-stabilitási problémák vizsgálatát a Földmérő és Talajvizsgáló Iroda végezte. Az Építőipari Műszaki Egyetem Talajmechanikai Laboratóriuma ugyan-csak számos jelentős rézsüállékonysági probléma vizsgálatánál működött közre.

szakadó, vagy igen meredek partszakasz. Ez előtt erősen tagolt, több helyen kupacokba, hátaiba gyűrődött terület fekszik, melyeknek szélessége kb. 100 m. (Lásd 2. ábrát.) A magaspárt előtt a Duna mellékága és a Szalki-sziget terül el. A mellékág a főágtól keresztgáttal van elválasztva. A Duna ezen a szakaszon nyugatról nézve domború kanyarulatot alkot. A kanyarulat legnyugatibb pontján fekszik a régi Dunapentele község.

A feltárás során két vízréteget találtunk. A felülről beszivárgó, csapadék-vízből származó talajvíz a fennsík szélén 23–30 m mélységben jelentkezett,



3. ábra. Sztálinváros előtti magaspárt csúszásának vázlata

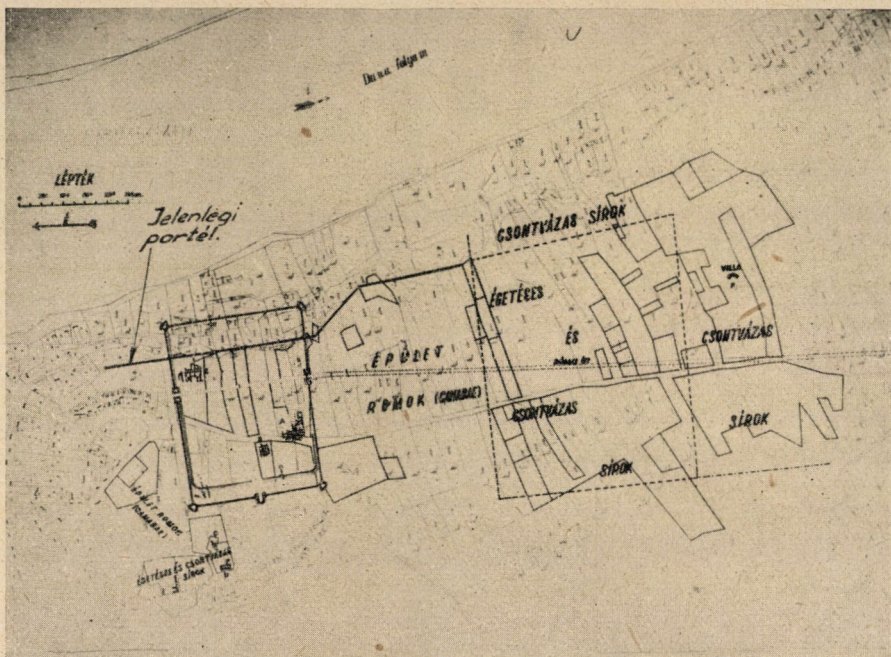
tehát lényegesen mélyebben, mint a fennsík belsejében, ahol a talajvíz 8–12 m mélységben található. A vízszint tehát a fennsík széle felé depressziós görbe mentén helyezkedik el.

A második vízréteg általában a 98,00 m A. f. szint környékén jelentkezett és nyomásának piezométeres magassága az eddigi megfigyelések szerint a fennsík szélénél kb. a 110,00 m A. f. szintnek felel meg. Ennek a nyomás alatti rétegvíznek jelentkezési és piezométeres szintje korábbi megfigyeléseink szerint is a sziget felé haladva csökken. A Szalki-szigeten végzett fúrásokban a nyomás alatti víz jelentkezési szintje 73–77 m A. f. volt és a piezométeres magasság kb. 98,5 m A. f. szintnek felelt meg.

A csúszás a nyomás alatti talajvíz okozta nyíróellenállás-csökkenésre volt visszavezethető. A pórusvíznyomás ugyanis csökkenti a szemcsék között működő összenyomóerőt és így a belső súrlódásból eredő nyíróellenállást, amely a tényleges összenyomóerő és a belső súrlódási szög tangensének szorzata.

A piezométeres szint emelkedése, azaz a nyomás alatti talajvíz nyomásának növekedése tehát a nyíróellenállás csökkenését vonja maga után a nyomás alatt álló vizet hordozó és az azt lezáró talajréteg határfelületén. Bár e felület

felett a talaj nyíróellenállása elegendő nagy, a csökkent nyíróellenállású felület mentén a csúszás mégis bekövetkezik. A csúszólap három szakaszát különböztethetjük meg: az első szakasz a magas tereptől a feszített víz zónájáig terjedő aktív törési szakasz, a második szakasz a feszített víz zónáján végighúzódnó csúszási felület, míg a harmadik szakasz a csúszás alsó végénél feltorlódnó földtömeg alatt elhelyezkedő passzív törési szakasz. (Lásd 3. ábrát.)



4. ábra. A római castrum térképe a jelenlegi partél bejelölésével

A csúszások felső végén a magaspart közel függőlegesen lerogy, közben az előtte fekvő részt egy messze elnyúló szakaszon maga előtt tolja. Ahol a csúszólap a felszín közelébe kerül — a passzív törés zónájában — a csúszás a talajt felemeli és feltorlaszolja.

A csúszás következtében kb. 150–200 m hosszban a partélre merőlegesen mérve mozgások következtek be és a csúszás alsó végénél, részben már a mellékág medrében felemelkedések jelentkeztek. 1945 óta két ilyen nagyobb csúszást figyelhettünk meg. Az egyik 1950 augusztus végén, míg a másik 1946 májusában történt. Az 1946. évi szakadásnál a holt ág medrében a kisvízi partéltól 70–80 m-re a csúszás következtében a meder felemelkedett és így sziget keletkezett. Érdekes, hogy mindez olyan hirtelen történt, hogy a felemelkedő fenék a mellékágban éppen ívó pontyokat is kiemelt. Az 1950. évi szakadás a kisvízi

partél közelében szintén felemelkedéssel járt, bár maga a szakadás itt valamivel hosszabb ideig tartott, kb. 1—2 napot vett igénybe és még ezt követően is hosszabb időn keresztül kismértékben mozgott.

Mindezek a jelenségek, valamint a csúszó területen megfigyelhető repedési nyomok is azt mutatják, hogy a szóban levő csúszások a fentebbiekben leírt csúszástípushoz tartoznak.



5 ábra. A Duna első mappációja alkalmával felvett topográfiai térkép még enye lejtést mutat. Ma már itt a bejelölt helyen is meredeken leszakadó partok vannak.

Mínt hogy a dunapart csúszásai meglehetősen nagy időközben következnek be, felmerült az a kérdés, hogy a *dunapart élének nyugatra tolódása*, illetőleg ennek megfelelően a magas löszfennsík leszakadási vonalának hátrálása milyen ütemű. Az ilyen irányú vizsgálataink azt kívánták megállapítani, hogy milyen mértékű partéleltolódást várhatunk abban az esetben, ha a stabilizáció és a csúszások megakadályozása érdekében semmiféle mesterséges beavatkozás nem történne.

Sztálinváros környékére és a dunaparti szakaszra vonatkozó történelmi adatokat azok a régészeti leletek és kutatások szolgáltatták, melyek éppen a kérdéses magaspart közelében levő területen folytak. Ezen a területen ui. a Szalki-szigettel szemben, Dunapentele községtől délre, a községgel közvetlenül kapcsolatos Kálvária-hegyen foglalt helyet egy római tábor, és

az attól tovább délre fekvő területen egy római telep. (Lásd 4. ábrát.) A római telephez tartozott a Szalki-szigeten levő erődítmény, illetőleg vámréség is, melyet később kolostorrá alakítottak át. Maga a telep római neve: „Intercisa” is arra utal, hogy a telep a Duna-folyó által át volt metszve. A római tábor helyét és a régészeti lelőhelyeket a XIV. és XV. századbéli térképek is feltüntetik. Régészeink megállapítása szerint a castrum keleti, Dunára néző falától számítva kb. 40 m széles sáv hiányzik, ez a sáv, valamint az előtte szabadon hagyott, kb. 20 m széles terület, tehát összesen 60 m szélességű szakasz vált áldozatává a csúszásoknak (Paulovics István, Barkóczy László és Sággi Károly régészek közlése alapján). Ezen a helyen tehát 1500 év alatt a magaspárt éle kb. 60 métert hátrált. Érdekes megjegyezni, hogy az első tábor, amely facölöpökkel kialakított palánkkal volt körülvéve, úgy fekszik, hogy annak méreteiből és elhelyezkedéséből arra lehet következtetni, hogy a keleti fala annak is leomlott, mert a kőfalakkal épült állandó tábor ehhez képest mintegy 20 m-rel nyugatabbra került.

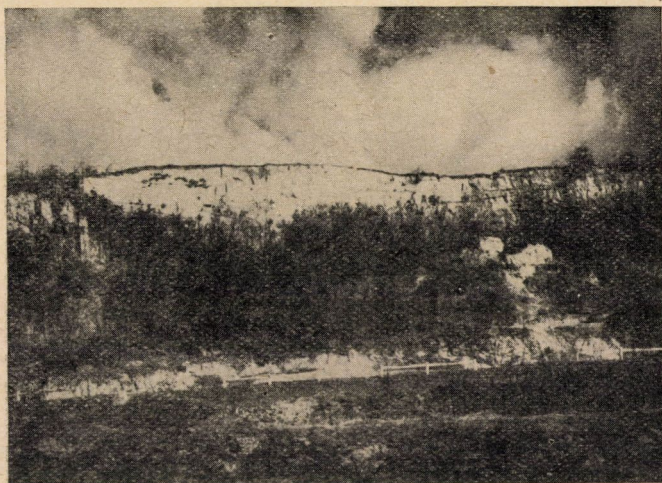
Ezen adatok alapján, összevetve az egyéb megfigyelésekkel, egyrészt meg lehetett állapítani a település magaspártok felőli ésszerű határvonalát, másrészt olyan rendszabályokat lehetett előírni (pl. felszíni vízrendezést), amelyek a partok további hátrálásának ütemét lassítják. A jelenség komplex vizsgálata azt is megmutatta, hogy a mesterséges stabilizálást csak gazdaságilag meg nem indokolható befektetéssel lehetne megoldani. Bár a part egyes szakaszain időnként leszakadások jelentkeznek — így pl. az 5. ábrán feltüntetett partszakaszon, a Kozider fennsík előtt az 1800-as évek elején végrehajtott „Duna első mappációja” idején még menedékes part volt, ma pedig ugyanezen szakaszon erős csúszások láthatók —, mégis ezek a jelenségek emberi mértékkel mérve ritkán következnek be és — amint éppen az itt először alkalmazott morfológiai történeti kutatás bizonyította — a partél hátrálása évszázadonként 5—10 m-nél nem tett ki többet.

Balaton magaspártok csúszásai

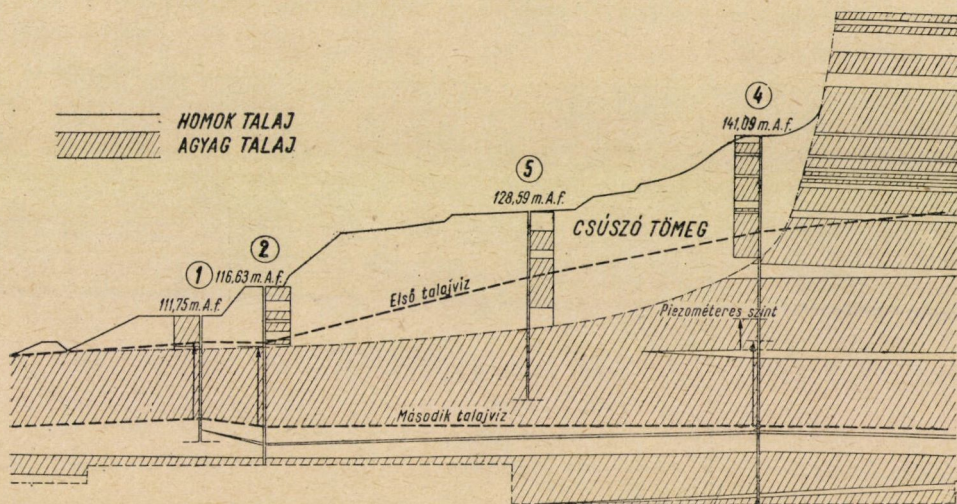
Balatonkenese és Füzfő közötti magaspártok csúszásainak vizsgálatánál a feladat abban állott, hogy meghatározzuk a csúszásos terület alatt haladó vasútvonalnak a Balaton felé való biztonságos kihelyezéséhez szükséges minimális távolságot, tehát azt a távolságot, amelyen túl a csúszásból eredő mozgási jelenségek már nem jelentkeznek. A feladat megoldásához ugyancsak komplex vizsgálatot alkalmaztak, tehát nemcsak talajfizikai, geológiai, hidrológiai adatokat gyűjtöttek össze, hanem morfológiai, történeti, meteorológiai és mezőgazdasági szempontokat is figyelembe vettek. Ezen felül statisztikai módszerrel állapították meg azt a maximális rézsűszöveget, amely mellett a leomló törmelék már nem csúszik tovább. Ezen adatok figyelembevételével a vasútvonal kihelyezési mértékét a jelenlegi vonaltól 60—100 méterben adták meg.

A magaspártok képét a 6. ábra mutatja, míg a 7. ábra egy jellemző kereszt-szelvényt mutat be.

E vizsgálat eredményeképpen, hasonlóan a dunai magaspártok vizsgálatai eredményéhez, az adódott, hogy gazdaságilag nem indokolható az a törekvés, hogy olyan nagymértékű természeti erőkkal, mint amelyek e hosszú csúszós szakasznál működnek, rendkívül költséges stabilizáló művek építésével szembeszálljunk, amelyek eredményessége még ezen felül nem is egészen bizonyos. Inkább a jelenségek természetének és várható időbeni alakulásának feltárásával olyan megoldást kell találnunk, amely ezen erőknek ésszerű módon helyet engedve, kitér előlük. Az ehhez hasonló magaspárt-csúszási jelenségek megismeréséhez, amelyek rendkívül lassan — azt lehet mondani geológiai idők alatt — stabilizálódnak csak, egy-egy rövid kutatási időszak nem elegendő;



6. ábra. A balatonfűzfői csúszás egyik karéja



7. ábra. Jellemző keresztmetszet a Balaton Balatonkenese és Balatonfűzfő közti csúszásáról



8. ábra. Mozaik szerkezetű agyag fosszilis csúszólappal



9. ábra. Rézsűrogyás mozaikszerkezetű agyagtalajban

hosszú időn keresztül rendszeresen elvégzett geodéziai és hidrológiai megfigyelések gyűjtésére van szükség.

A Miskolc környéki mozaikszerkezetű repedezett agyagok csúszásainak vizsgálata

A Sajó völgyében, valamint a Bükk-hegység K-i lejtőin és Rudabánya környékén gyakran fordul elő csúszás a szokásos módszerek mellett megépített földművek és bevágások készítésénél a mozaikszerkezetű agyagokban. Ennek az agyagféleségnek jellemzője, hogy a levegővel érintkező felülete hamar kiszárad, zsugorodik és kockaszerű apró darabokra, „mozaikokra” esik szét. Az ilyen talaj ezenfelül még a vízre is erősen reagál, hamar folyóssá válik és így a csúszásra rendkívül hajlamos. Gyakran fordul elő benne régebbi csúszásokból eredő, úgynevezett fosszilis csúszólap is, amelynek jelenlétét a szokásos fúrási módszerekkel nem tudjuk kimutatni. (Lásd 8. ábrát.)

Az agyagréteget gyakran homokerek szövik át, amelyekben nyomás alatt álló pórúsvíz van. Mindezek a körülmények nagyon kedveznek a csúszások kifejlődésének annál is inkább, mert az ilyen talajokból álló domboldalak rendszerint önmagukban is már a stabil-Jabil határon vannak. Bevágások által történő alávágás vagy töltések építéséből eredő megterhelés nagyon könnyen kiváltja a csúszást. (Lásd 9. ábrát.)

Az ilyen talajok stabilizálása nagyon nehéz, mert nemcsak a nyomás alatti pórúsvíz kivezetéséről kell gondoskodni, hanem a mozaikszerkezetű agyag kohéziójának elvesztését is meg kell akadályozni vagy beépített kőbordákkal kell pótolni. A rézsű felszínére helyezett homokborítást csak legújabbán kezdik alkalmazni, mint a mállási folyamatok meggátlására szolgáló módszert.

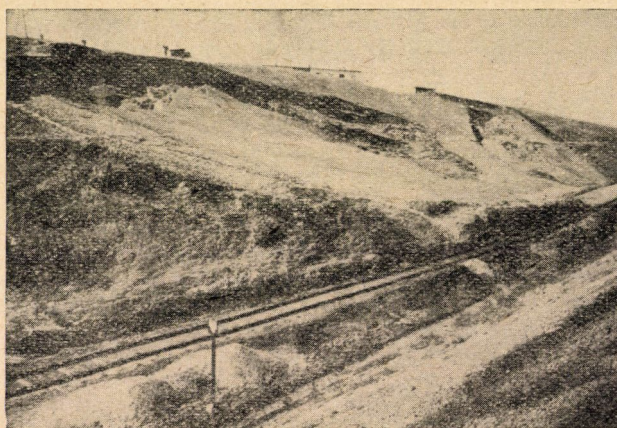
Váchartyáni mélybevágás csúszása

Vasútvonalak építésénél gyakran előfordul, hogy a talajvíz szintje, amely rendszerint követi a domborzati hullámokat, magasabban van, mint a tervezett bevágás koronaszintje. Ilyenkor a rézsűk mögötti talajvíz a bevágás felé kezd áramlani és amennyiben a pórúsvíznyomás kialakul, egy-egy réteg mentén a rézsű megcsúszik. Ilyenfajta csúszási jelenség következett be a váchartyáni mélybevágásnál is (lásd 10. és 11. ábrát). Az ilyen természetű csúszás stabilizálására a laposabb rézsű kialakítása rendszerint nem megfelelő eszköz, mert a nyomás alatti pórúsvíz olyan nagy mértékben lecsökkenti a talajtömegben belül a nyíróellenállást, hogy annak ellensúlyozására ez nem elegendő. Az ilyen típusú csúszás stabilizálása csak a pórúsvíznyomás lényeges lecsökkentésével oldható meg. Erre szolgál a szivárgó bordák vagy szivárgó táró létesítése. Újabbán a külföldön is sikerrel használt vízszintes fúrásokkal való víztelenítés

módszerét is kipróbálták és hazánkban már ezt a módszert sikeresen alkalmazzuk. A módszer sokkal kiterjedtebb alkalmazásához azonban egyelőre még hiányoznak a fűrőberendezések.



10. ábra. Csúszás a váchartyáni mélybevágás részüinél



11. ábra. Váchartyáni csúszás felső része

Az alapi mélybevágás stabilizálása

A váchartyáni bevágáshoz hasonló nehézségekkel kellett megküzdeni az alapi mélybevágás létesítésénél is. Itt 20 méter mélybevágást kellett létesíteni mélyen az eredeti talajvízszint alatt. A bevágás kiemelésénél alighogy

ez elérte a talajvízszint, a löszös, folyásra hajlamos agyag összefolyt és lehetlenné vált benne a további munka. (Lásd 12. és 13. ábrát.) A talajvízszint leszállítására a pálya két oldalán kőszivárgókat kellett létesíteni, amelyeket vákuum-



12. ábra. Az alapi bevágás iszapos finom homok talaja, a talajvízszin elérésekor folyóssá vált



13. ábra. Az alapi bevágás építése. A rézsüből kilépő talajvíz lekagylózásokat okoz

kutas talajvízszintsüllyesztés védelme alatt helyeztek el. A vákuumkutak üzembe helyezése után — minthogy a talaj eléggé vízáteresztő volt ahhoz, hogy a rézsű oldalakból a víz kifolyhasson — már az építési idő alatt ki tudott alakulni olyan depressziós talajvízszin felület, amely mellett a rézsűk stabilitása nincs veszélyben. A megépült szivárgók a bevágási szakaszból ma is nagy mennyiségű

vizet vezetnek ki. A szivárgók vízhozamát rendszeresen megfigyelés alatt tartják, hogy a csapadékviszonyok és a drenázs-rendszer vízhozama közötti összefüggést hosszútávú megfigyelések útján deríthessék ki.

A pécs—mánfa—komlói út menti csúszások

Az újonnan megépített pécs—mánfa—komlói út egyik szakasza vizenyős hegyoldalban halad. A hegyoldal felső, kb. 1—1,5 méter vastag rétegét vízáteresztőbb iszaptalajok alkotják, amelyek különösen a tavaszi olvadás idején csúszásnak indulnak, miután vízzel telítődtek. (Lásd 14. ábrát.) Az így előre kúszó réteg az út árkán át folyva veszélyezteti a forgalmat és az út épségét. (Lásd 15. ábrát.) Az ilyen természetű kúszási jelenségek megakadályozására részben forrásfoglalások, részben sekély mélységű drainage rendszerek, megszakító szivárgók beépítésével eredményesen védekeztünk. Az út egyes pontjain, ahol a szivárgó vizek mélyebben feküdtek és épületek voltak veszélyeztetve a csúszás által, vízszintes fúrásokat alkalmaztak, amelyek jó stabilizáló hatást fejtettek ki, miután a nyomás alatti pórusvizet megcsapolták. (Lásd 16. ábrát.)

Recski kőbánya csúszásvizsgálata

Agyagtalajon, illetve agyagban ágyazott kőtörmeléken csúszások következtek be. A megfigyelések kiderítették, hogy az esőzéssel szoros kapcsolatban gyorsul, illetve lassul a csúszások üteme. Ebből következett, hogy a csúszás egyik főoka itt is a pórusvíznyomás megnövekedése volt. A stabilizálásra szárítótárókat építettek. Ez a csúszás sokban hasonlít a Terzaghi által leírt Hudson és Warren csúszásokhoz.

A fejlődés iránya

A fejlődés irányát a következő pontokban foglalhatjuk össze.

1. A pórusvíznyomás jelentősége az elmondott példák alapján is nyilvánvaló. A pórusvíznyomás mérése azonban hazánkban még csak most van megindulóban. Bár piezométer-hálózatok létesítését több nagy csúszásterületen, így pl. a dunai magaspartonknál is megvalósítottuk, mégis ez nem bizonyult kielégítőnek és csak jó vízáteresztő talajoknál alkalmazható. Az agyagtalajban — általában a rossz vízáteresztőképességű talajokban — ugyanis csak pórusvíznyommásmérő műszerek beépítésével lehet valamennyire is megbízható pórusvíznyomás értékeket mérni. A fejlődés iránya e készülékek szélesebb körű bevezetése és tanulmányozása felé mutat.

2. A jelenségeknek időben és térben bizonyos távlatból való áttekintése nagy előnyt jelent az okok és okozatok közötti összefüggések felismerésében.

Ezt a célt szolgálja a mozgásokat regisztráló geodéziai ponthálózatok, valamint pórusvíznyomás mérő állomások létesítése és rendszeres megfigyelése.

A komplex vizsgálathoz és a hosszantartó jelenségek megfigyelésére és áttekintésének lehetővé tételére előnyös az úgynevezett „történeti módszer” alkalmazása.



14. ábra. Felszíni talajkúszás a mánfa—komlói út felett



15. ábra. Mánfa—komlói út. A talajkúszásból származó földtömeg elöntötte az útiárkot

3. A pórusokban áramló víz nagymértékben befolyásolja a vizet tartó földművek (völgyzárógáták, árvédelmi töltések) állékonysági viszonyait. A földalatti erozió és vízjárat-képződés kutatása különösen jelentős az árvízvédelmet szolgáló földművek állékonyságának vizsgálatában. E téren a pórusvíznyomás árvíz idején történő megfigyelése, továbbá a térbeli áramlási modellek vizs-

gálata, valamint árvíz idején a töltéseken végzett megfigyelések regionális gyűjtése képezik a fejlődés irányát.

4. A mozaikszerkezetű repedezett agyagtalajok talajfizikai kutatása terén nagy jelentősége van a felszíni homokpufferek mállást gátló szerepe kivizsgálásának, továbbá a szárítóbordák és szivárgók stabilizáló hatására irányuló megfigyeléseknek. A mozaikszerkezetű agyagtalajok kémiai sajátosságai is kivizsgálásra várnak, magának a mozaikszerkezetnek értelmezése elsősorban talajkémiai vizsgálatoktól remélhető.



16. ábra. Vízszintes fúrások végzése kézi fúróberendezéssel.

5. A vízérzékeny iszap és lösz talajok, továbbá a makroporozus talajok nagy eróziós hajlamának vizsgálata is helyszíni megfigyeléseket, gondos és nagy terjedelmű talajfizikai kutatást igényel. Ez különösen azért jelentős, mert hazánkban nagy kiterjedésű löszterületek vannak.

6. A stabilitási vizsgálatok bármely módszerrel történő kritika nélküli végrehajtása veszélyes és helytelen. Pl. a lágy telített agyagokban a $\Phi = 0$ feltételezéssel végrehajtott számítás a valósághoz közelebb fekvő eredményeket ad, tehát közvetlen a bevágás elkészítése utáni állapot analizésére megfelel. Viszont előterhelt, kemény agyagokban egyáltalában nem lehet e módszerrel megbízható eredményeket kapni, és ha még mozaikszerkezetű is az agyag, ez a módszer egyáltalán nem használható. Az olyan csúszásoknál, ahol pórusvíznyomás jelenléte döntő hatású, ennek a figyelembevétele a számításoknál feltétlenül szükséges. Bár a stabilitászámítások önmagukban nem adnak egyértelmű és biztos eszközt a mérnök kezébe a biztonsági fok megítéléséhez, mégis minden esetben elvégzendők, mert ezáltal alakul ki a helyes mechanikai és fizikai értelmezés.

Általában a helyszíni megfigyelések, a külföldi és hazai kutatások és tanulságos esetek megismerése, azok adatainak közkinccsé tétele és feldolgozása,

a stabilizálást szolgáló berendezések működésének és hatásosságának megfigyelése útján várhatjuk azt, hogy a csúszások és földművek talajmechanikai problémái a megoldás felé haladjanak és ezáltal a gyakran rengeteg költséget igénylő és sokszor csak csekély eredménnyel járó stabilizálási feladatokban eredményesebb mérnöki munkát tudjunk kifejteni.

Az előadáshoz részletesen hozzászóltak :

Dr. PÓCZY MIHÁLY

csúszási példákból kiindulva arra a következtetésre jutott, hogy a görbefulület mentén lecsúszó tömeg a görbületi sugár különbözősége miatt a mozgás megindulása után csak egyes szakaszokon van alátámasztva, ezért nyomatók lépnek fel ; a felületén repedések keletkeznek s a földtömeg nem marad egy tömbben.

JÁRAY JENŐ

a közelmúltban lefolytatott útépitéseknél észlelt csúszások kapcsán a víz káros hatásait mutatta be. Fontosnak tartja a geológiai felvételek alkalmával a felszín alatti vízvezető rétegek és erek kutatását.

POGÁNY BÉLA

rámutatott arra, hogy csúszások vizsgálatánál a fagyhatást és az agyagtalajokban fellépő húzást is figyelembe kell venni. Ez irányú kutatásainak eredményét a Lengyel Tudományos Akadémia 1955 májusban tartott felolvasó ülésén közzétette.

ÁZ ÚTÉPÍTÉS TALAJMECHANIKÁJÁBAN ELÉRT EREDMÉNYEK

JÁRAY JENŐ

(BETONÚTÉPÍTŐ VÁLLALAT, BUDAPEST)

Bevezetés

Az 1945. év óta rohamosan fejlődő iparosodással egyidejűleg a közúti szállítás és forgalom is erősen megnövekedett. Ez a növekedés természetes és nemcsak a szállítandó áruk, illetve személyek mennyiségében, hanem a közlekedő járművek sebességében, ill. terhelésében is jelentkezett.

Az áru és személyszállítási forgalom megnövekedett igényeinek kielégítésére a közúti hálózat jellege is erős fejlődésnek indult. Ez utóbbinak fejlődése kétirányú volt :

a) Az egyik fejlődési irány a szállítási időszak megtakarítását célozza, és ez új utak építését, ill. a kiépített ú.hálózat korszerűsítését eredményezte.

b) A fejlődés másik irányát a nagyobb raksúlyú járóművek jelölik ki, és, az útpálya szerkezetének átalakulását a szerkezeti méret (vastagság) növekedését, ill. azt gazdaságossá alakító ágyazás és víztelenítő szerkezetek alkalmazását hozta létre.

Az *a)* pontban említetteket illető és az út teljesítőkéességét befolyásoló adatok összehasonlítása nem ide tartozik.

Részletesen kívánok foglalkozni a *b)* pontban említett, az útszerkezet kialakítása terén elért eredményekkel. Mint ismeretes, a burkolat teherbírása az útpálya kedvező vontatási feltételeinek állandósítását eredményezi. Ha a burkolat nem elég teherbíró, úgy a burkolat a forgalom hatására hullámossá, ennek következtében a vontatás lassúbbá és egyben költségesebbé válik. A költség-többlet nemcsak az üzemanyag túlfogyasztásában, hanem az idővesztéségen is jelentkezik. Ezért a burkolat méretezése az egyik leglényegesebb műszaki, de egyben gazdasági feladatunk.

Előadásom első részében a főközlekedési utak építésével és a burkolatok állékonyosságát befolyásoló tényezők fejlődésével, ill. a jövőben végrehajtandó tennivalókkal, második részében a kisforgalmú útpályák kiépítésével, de elsősorban is a cementtel stabilizált utak kérdéseivel foglalkozom.

A) Főközlekedési utak építésének tapasztalatai

A tárgyalást egészen új szempont, nevezetesen a burkolat állékonyságát befolyásoló tényezők szerint csoportosítva kívánom végigvezetni.

Mint ismeretes, az útpálya állékonysága a burkolat szerkezete, ill. az altalaj szilárdságától függ. A burkolat és altalaj egymásra hatása ismert. Ismeretes továbbá ma már az is, hogy

1. Az alépitmény szilárdságát annak
 - a) a víztelenítése,
 - b) a tömörsége,
 - c) de az ágyazás minősége is,
2. a burkolat tulajdonságait
 - d) a szerkezeti méretek, és
 - e) az építés technológiája

befolyásolja döntő mértékben.

További tárgyalásunkat a fentiekben megjelölt tényezők szerint csoportosítom.

1a. Víztelenítés

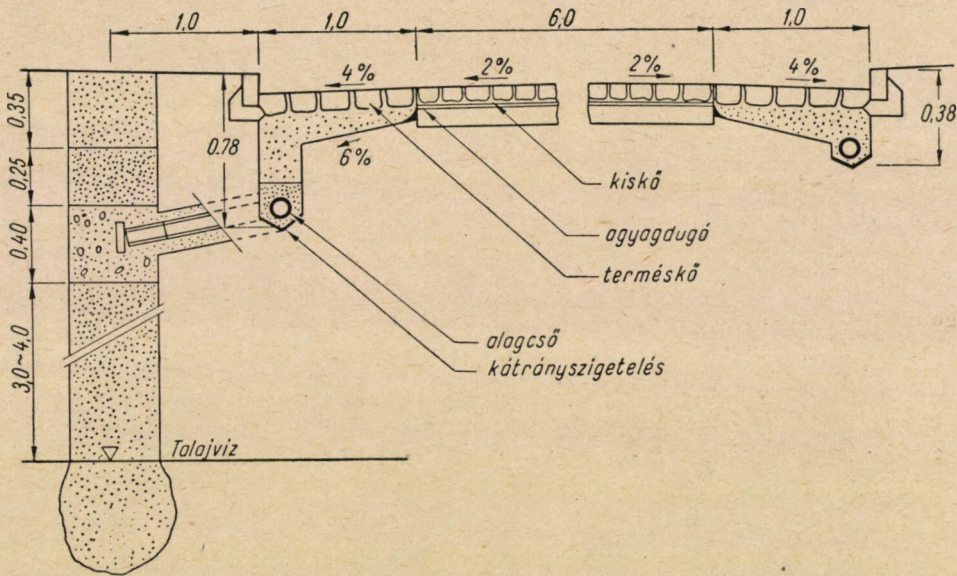
Az 1944. évet megelőzőleg az akkori 6—8 tonnás teherautók számára 13 cm vastag, talajmechanikailag előkészített földre helyezett betonburkolatot, illetve 25 cm vastag makadámalapra 5—7 cm vastag aszfaltburkolatot építettünk.

Mint ismeretes, a burkolat alatti alépitmény teherbírását a töltés tömörsége, illetve víztartalma befolyásolja. Azok a szerkezetek, amelyeket 1944 előtt főleg betonburkolatok létesítése során terveztünk, a talaj teherbírását csökkentő tényezőket már figyelembe vették. Így dr. Jáky kezdeményezésére gondos víztelenítő szerkezeteket létesítettünk, legelőször a 415. sz. út Békésszentandrás és Szarvas közötti szakaszán, ahol erősen zsugorodó agyagtalajra aránylag vékony, mindössze 10 cm vastag, de a padkák alatt is átmenő szivárgó készült. Ennek az útnak építése során nyert tapasztalatok alapján építettük a rákövetkező évben a 4. sz. és többi utakat, ahol a víztelenítésnek megoldására igen nagy gondot fordítottunk.

Jelentős lépés volt az utak víztelenítése terén a 4. sz. út bárándi szakaszának építése, ahol az út mellett mindkét oldalon hossz-szivárgó készült. A 24 cm vastag betonba ágyazott lemezes *kiskőburkolat alatt talajjavítás nem készült és a 7—9% vonalas zsugorodású agyagtalaj térfogatállandóságát gondos víztelenítéssel biztosítottuk.*

A hosszirányú szivárgókat víznyelő kutakba kötöttük be, amelyek használhatósága a ferihegyi közforgalmú repülőpálya építésénél is bebizonyosodott. Azóta is minden térburkolat építésénél igen jó eredménnyel alkalmazzuk ezt a víztelenítő szerkezetet. (Lásd: 1. sz. ábrát.)

A bárándi és azt követően a többi útépítéseknél a padkák védelmére is gondoltunk. A 415. sz. út Szarvas környéki szakaszának aránylag gyors rongálódását elsősorban is a padkák meg nem felelő gyenge szerkezete okozta. Ezen a szakaszon a padkák földtalajból készültek. Az úton még — 70%-ban a padkákat nagymértékben rongáló — vasabroncsos forgalom közlekedett és az így előálló, főleg hosszirányú kerékvágásokon át a burkolat alatti talaj elnedve-



I. ábra

sedhetett, az a homokszivárgó anyagával összekeveredett, a vízelvezetést megakadályozta. Bár erre a hibára már annakidején előre felhívtuk a figyelmet, építési hitel hiányában melléburkolatot készíteni nem lehetett.

Újabban már nem építünk melléburkolat nélkül utat, illetve ahol azt elmulasztottuk, a burkolat további nagymértékű rongálódásának megakadályozása érdekében *utólag kell azt többköltséggel megépíteni.*

A 415. sz. út építésénél még egy fontos üzemi kísérlet történt, nevezetesen a homokszivárgó alatti földmunka olajozásával történő víz elleni szigetelés kísérlete. Az ottani erősen zsugorodó talajból készített töltés felületén 2—3 cm vastag réteget porítva, arra 2,5—3,5 kg/m² porolajat locsoltunk ki és az olaj felszívódása után tömörítettük. Ily módon 2—3 cm vastag igen jó víz elleni szigetelő réteget állítottunk elő. Akkori kísérleteink igen szépen igazolták az olajozás jelentőségét és használhatóságát. Sajnos, hogy Magyarország 1944. év előtti olajszegénysége miatt ezt az eljárást nagyobb mértékű kísérletekkel nem sikerült tovább fejleszteni.

Az 1945/46. évi *útkarbantartási hiány* miatt előálló *útrongálódás a víztelenítés fontosságára* hívta fel a figyelmet. Ez a tapasztalat mondhatjuk ma már közkinccsé vált és mérnökeink egyre nagyobb gondot fordítanak a víztelenítő szerkezetek helyes tervezésére, ill. kivitelezésére. E téren mutatkozó tapasztalatainkat, ill. az építés fejlesztésének irányát az alábbiakban foglalhatjuk össze :

T a p a s z t a l a t o k

A burkolatok alatti altalaj vagy ágyazás elnedvesedése több okból is előállhat. Az ezt előidéző okok az időjárással, az építéssel, a talajjal, vagy rétegződésével kapcsolatosak. Az elnedvesedés a talaj hézagaiban levő vízpára lecsapódása vagy a forgalom szívóhatása folytán áll elő és közülük *elsősorban is a csapadék* veendő figyelembe. A burkolatok alatti talajba a csapadék többféle úton is eljuthat :

a) a burkolat hiányosságán át, pl. betonburkolatoknál rosszul kiöntött hézagon vagy repedésen, vagy b) az aszfaltburkolatoknál a burkolat és alap közötti kötési hiányosságok miatt a vízszintesirányú fékezőerő folytán előálló burkolat repedéseken keresztül. Az utóbbi időben főleg a betonburkolat repedéseinek vízvezető szerepét illetően téves nézet kezd kialakulni. Feltételezik ugyanis egyesek : hogy ezek a repedések idővel eliszaposodnak. Azonban a repedések a valóságban állandóan vezetik a vizet és nem lesznek vízzárók, mert a kitöltött repedések mentén idővel újabbak keletkeznek.

Az altalaj folyamatos átnedvesedése — elsősorban is a burkolat *szivattyúzó hatása* miatt lép fel. Ez a jelenség *felülről leszivárgó csapadékvíz* nélkül nem jelentkezik. Ugyanaz az eredmény vezethető le az aszfaltburkolatoknál is-

I. sz. kimutatás

| A burkolat neve | A lehullott csapadékból | | |
|------------------------|-------------------------|------------------|----------------------|
| | elpárolog | talajba szivárog | a felületen elfolyik |
| | % | | |
| Beton és aszfalt | 5—15 | — | 85—95 |
| Kőtégla fakocka | 10—40 | 10—20 | 50—70 |
| Makadám | 25—70* | 5—15 | 25—60 |
| Gödörkavics | 35—70* | 15—35 | 15—40 |
| Gyepes terület..... | 30—65* | 25—60 | 10—30 |

A mennyisége
(% érték) függ

a levegő hő- a talaj vízáteresztő a felszín lejtési
mérsékletétől, tulajdonságaitól viszonyaitól
telítettségétől, időtől

* A burkolat felületének egyenetlenségében kátyukban, süllyedésekben tárolt és utólag elpárolgó víz.

Itt ugyan ellenérvként felhozható, hogy nagy melegben az aszfaltburkolat repedései összeforrnak: ez tény. Azonban az aszfaltburkolaton a repedés első-sorban a hideg időjárásban áll elő, amikor az aszfaltanyag rideggé válik. Ezenkívül a repedésbe telepedett iszap a bitument emulgálva és a filler mennyiségét növelve azt *lesoványítja*, *vízáteresztővé* teszi. Miután a lejtésben fekvő aszfaltburkolaton a csapadékvíz hosszirányban is mozog, az altalaj elnedve-



1. kép

sedésére, emiatt *fagy- stb. kár fellépésére* is bő lehetőség nyílik. A burkolat felszínén elfolyó csapadékvíz jelentős mennyiségű, ennek igazolásául a mellékelt kimutatásban a burkolatra lehulló csapadékvizek megoszlására mutatok be tájékoztató adatokat (I. sz. kimutatás).

A burkolat felszínén elfolyó víz komoly károkat okozhat. A németországi 1953/54. évi fagykár vizsgált adataiból láthatjuk a fagykár okozóinak megoszlását. (Lásd: II. sz. kimutatás).

A kimutatásból megállapítható, *hogy a fagykárok 45%-át rétegvizek, 35%-át útburkolat felszínén folyó csapadékvíz okozta.*

Ez a kimutatás *komoly intés* arra, hogy az útpályának mind a felszínén, mind a szerkezeti részben való *víztelenítése mennyire fontos*. A burkolat széle mellett — a fő- és mellékburkolat érintkezési felületének szerves csatlakozási hiányosságán át — jelentős víz juthat a burkolat alá, főleg az esetben, ha a

II. sz. kimutatás

| Út neve | Vizsgálati hely száma | Fagykár okozója | | | |
|---------------------|-----------------------|-----------------|----------|----------|----------|
| | | nyílt víztükör | talajvíz | rétegvíz | csapadék |
| Országút | 167 | 9 | 27 | 72 | 59 |
| Autó út | 26 | — | 2 | 15 | 9 |
| Összesen (db) | 193 | 9 | 29 | 87 | 68 |
| Összesen (%) | 100 | 5 | 15 | 45 | 35 |

mellékburkolat megsüllyed, kerékvágásossá válik, vagy a kiálló szegély vete-medik.

Az 1. sz. fényképen bemutatjuk, hogy az útpálya szélén a padka mellett igen jelentős víz szivárgás és folyás is fellép. (Lásd: 1. sz. fényképet.)

Fenti tanulságok alapján az útburkolatok alatti víztelenítő szerkezetekkel szemben oly követelményeket támasztunk, hogy az építés közben a tükör és általában a földmunka, az építés befejezése után az útburkolat alatti ágyazás tökéletes víztelenítését megoldják.

Tennivalók

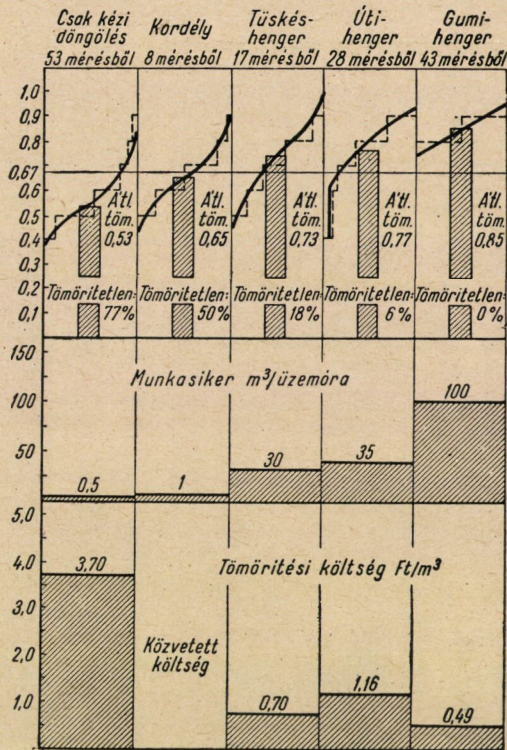
A jövőbeni kutatás során az alábbi feladatokat kell megoldani:

1. A töltés és ágyazati anyag vízáteresztőképességi együtthatója és a víztelenítő szerkezet közötti összefüggés felderítése. Itt elsősorban is azt kell megállapítani, hogy a hazai meteorológiai viszonyok mellett különböző tulajdonságú talajban milyen mértékű elnedvesedés áll elő.
2. A töltés és ágyazás vízszigetelésére alkalmas anyagok felkutatása. Itt elsősorban is a cementtel, vagy szénhidrogén vegyületekkel való stabilizálásra kell gondolnunk.
3. Különböző víztelenítő szerkezetek és a burkolat élettartama közötti összefüggés.
4. Az 1—3. alattiak figyelembevételével a burkolat méretezési és egyben a víztelenítő szerkezetek gazdaságossági kérdései.

1b. Tömörítés

A tömörítés jelentőségének felismerése ugyancsak dr. Jáky nevéhez fűződik, aki kimutatta a töltések tömörítésének metodikáját és annak folyamán képpen az 1935. évben az útügyi hatóságok már intézményesen bevezették a földmunkák tömörítésének kiírását. Ezen a téren az elmúlt 20 évben a jellegzetesebb, főbb fejlődési fokok a következők:

Az 1935. év előtt a közúti forgalom tömörítette a földmunkákat, mondhatnánk azt is, hogy az egyetlen tömörítőeszközünk a kézi döngölő és a hosszszállítást végző kordély volt. Az 1935—1940. év között a földtömörítő eszköz már a gőzhenger.

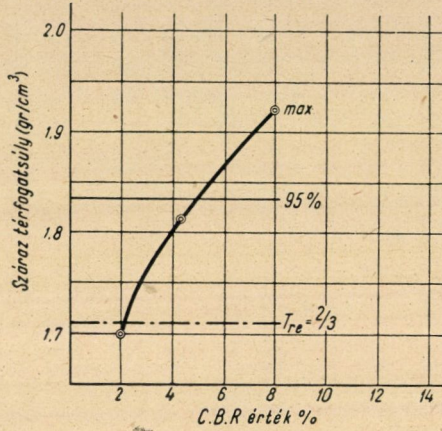


2. ábra

Az 1936/37. évben a hazai munkáknál is megjelentek a Delmag-féle tömörítőkék, azonban oly kis mennyiségben, hogy már kis létszámuk miatt sem teljesíthettek komoly szolgálatot. Ezidőben a tömörítési feltétel a még most is általánosságban ismert és elfogadott relatív tömörség volt, amely szerint a tömörítés megkívánt alsó határa $T_{re} > \frac{2}{3}$ volt.

Az 1948. évben a ferihegyi közforgalmú repülőtér építési munkáinál alkalmaztunk először gumihengert. Ez a tömörítőeszköz már 35 cm vastag talajréteget áttömörít. Az általunk alkalmazott henger eredetileg pótkocsi volt, így nem önjáró, hanem vontatott platókocsi. Emiatt fordulási sugara nagy és így közúti felhasználása nehézkes volt. A különböző tömörítő eljárások eredményeit a 2. sz. ábrán mutatjuk be. Az ábrából látható, hogy mind munkameghízhatóság, mind gazdaságosság szempontjából a gumihengerlés a legmegfelelőbb tömörítés. (Lásd: 2. sz. ábrát.)

A tömörítési munkáknál igen nagy elvi jelentősége van a *tömegmozgósítás előre tervezésének*, a földmunka-programnak. Ennél az eljárásnál előre kijelöltük az ágyazásra alkalmas, ill. mindazon talajokat, amelyek kevés munkával *jól tömöríthetők* és vízre *nem érzékenyek*. A földmunkát tehát a talajmechanikai feltárás alapján előre megtervezve, szendvics-módszer szerint helyes készíteni, ágyazás szempontjából alulról felfelé egyre magasabbrendű anyag helyszínre szállításával és beépítésével.



3. ábra

A tömörítés kérdésének tisztázására igen jelentős lépés volt a hajlékony burkolatok méretezésének bevezetése. Amikor Magyarországon az aszfaltburkolatok méretezésénél a C. B. R. számot használni kezdtük, döbrentünk rá, hogy a külföldről átvett talajosztályozások, ill. a talajosztályozásoknak megfelelő tapasztalati C. B. R. értékek más tömörségre vonatkoznak, mint a $T_{re} = \frac{2}{3}$. (Lásd: 3. sz. ábrát.)

A száraz térfogsúly függvényében egy talajnak C. B. R. értékét ábrázolva és azonkívül a $T_{re} > \frac{2}{3}$ értéknek megfelelő adatot is felvázolva, a különbség igen jelentős lehet.

Példaképpen megemlíthetem, hogy az egyik tönkrement aszfaltburkolatnál az előre felvett C. B. R. érték 6 helyett csak 2 volt. Ez az út mintegy 15% területen már az első évben *felfordult, elégtelen szerkezeti vastagsága* miatt, mert a földmunka előírásában $T_{re} > \frac{2}{3}$ szerepelt, a burkolatméretezésnél azonban a C. B. R. értékét a 95%-os max. tömörítéshez tartozónak vették, ami lényegesen nagyobb az előírtnál. Az *összhang hiánya természetesen károsan* hatott.

Tennivalók

A jövőben végrehajtandó útépitések tömörítési munkájánál, üzemi kísérletekkel az alábbi kérdéseket kell megoldanunk:

1. Magánjáró gumihengert kell szerkeszteni és építeni változó terheléssel, 10 m-es átmérőben való fordulóképességgel és *oszcilláló* kerékmozgással.
2. Nagy mélységbe leható magánjáró, *vibrátor* henger tömörítőgépek megépítése is szükséges. Az ezirányú tervezés már folyamatban is van.
3. Az út korszerűsítéseknél a pályák szélesbítésével kapcsolatos munkához padka, illetve a meglévő út melletti tükör létesítéséhez *magánjáró henger és vibrátor* tömörítőeszköz tervezése és megépítése is szükséges.
4. Tömörítés szempontjából legrosszabbul kivitelezhető, tehát leggyengébb része a földmunkának a *rézsü*, — ezért a rézsüket vagy 50 cm-rel szélesebbre kell készíteni, vagy pedig a jelenlegi 1 : 1,5-es rézsü helyett 1 : 2,5 hajlású rézsü tervezése és kivitelezése szükséges. Ez utóbbi hajlással kiképzett rézsük bal- esetbiztonsági szempontból is előnyösebbek és lényegesen jobban tömöríthetők a jelenlegiekénél.

Természetes, hogy ezeket a rézsüket csak kis magasság, mintegy 1,0 m-ig kiképzendő töltéseknél javaslom, míg ennél nagyobb töltések rézsüit haranggörbe profillal kell terveznünk.

5. Ezidőszerint alkalmazott tömörségi vizsgálataink csak könnyen és jól kiszűrhető talajokra érvényesek. Durvább szemcséjű, vagy kémiaiilag kötött anyagokban megbízható tömörségi vizsgálatot elvégezni nem tudunk.

A jövőben tömörségi vizsgálatokra célszerűen fel lehetne használni a *dinamikus talajvizsgálatot*. A dinamikus rezgés a rezgést keltő gép nagy körzetében mérhető, tehát egy felállásból *több helyen* is végezhetünk méréseket. Ezenkívül a mérés aránylag *gyors, könnyű*. Természetesen előzőleg meg kell találni az összefüggést a talajok hézagtenyezője, a talajok egyéb fizikai jellemzői és a towaterjedési sebesség között.

1c. Ágyazás

Az 1944. évet megelőzően betonburkolataink 13 cm vastagságban készültek. Külön ágyazást nem készítettünk, illetve azt *elhanyagolhatónak* tartottuk. Ez azonban a mostani időben már nagyon is érezteti kedvezőtlen hatását. Ezidőszerint komoly gondot okoz meglévő, mintegy 800 km hosszú földre helyezett, 13 cm vastag betonburkolatunk állapota, illetve annak teherbíróvá tétele.

Az ágyazással tulajdonképpen a ferihegyi közforgalmú repülőtér építése alkalmával kezdtünk foglalkozni. Azóta, az említett építésnél szerzett tapasztalatok alapján, *jelentősebb út csak ágyazatra készült*. Az ágyazat anyaga eleinte bontásból nyert makadám, illetve gödörkavics volt, majd a 47. sz. útépítésnél, amikor homoktalajra kellett építenünk, bevezettük a *cementstabilizációs ágyazatot*.

A cementstabilizáció bevezetése útépítésünk történetében fordulópontot jelent. Ennél a cementstabilizációs ágyazattal készült útnál használtuk

először az ágyazatot a betonadalékanyag, illetve a kész *betonanyag szállítására*, ami által igen lényeges építési *költség megtakarítás* vált elérhetővé. Nagy jelentőségű volt a cementstabilizáció bevezetése azért is, mert azóta az elért sikerek ösztönző hatására másféle, pl. salak, téglatörmelék stb. adalékanyaggal is készítettünk stabilizációt.

Ennél a kérdésnél azonban bizonyos mértéktartásra kell felhívnom a figyelmet. A 7. sz. út egyik szakaszának fagykárával kapcsolatosan ismertettem és beszámoltam azokról a tapasztalatokról, amelyeket a *mészkből készült ágyazatokkal* kapcsolatban nyertünk. Kimutattam, hogy a levegőben tárolt és a szél iránya és erőssége szerint változó mennyiségű *szénsav a mészkövet elbontja*, aminek következtében az *ágyazat fagyveszélyessé vált*. Ez a folyamat végeredményben az aszfaltburkolat jelentős rongálódását okozta.

Az ágyazatok anyagának kiválasztásánál tehát igen gondosan kell eljárunk és azoknak az atmoszferiliák hatásával szemben ellenállónak, ill. fagy- és térfogatálló tulajdonságúnak kell lenniök. Ez a tapasztalat azt mutatja — ami ugyan magától értetődő —, hogy *az ágyazati anyagot éppúgy vizsgálat alá kell vennünk, mint minden más építési anyagot*.

Tennivalók

A jövőben végrehajtandó betonútépítéseinknél *tartósabb és gazdaságosabb ágyazati* anyag kutatása az első és legfontosabb feladat. Ez a kérdés valószínűleg cementstabilizációval oldható meg, amelynek felületét olcsó, hazai műgyantával vagy szénhidrogén kötőanyaggal itatva, *víz záróvá* is tudjuk tenni. Ezzel a cementstabilizációs ágyazatnak azt a hátrányos tulajdonságát tudjuk kiküszöbölni, hogy mind a nyomó, mind húzószilárdságuk — esőzésnél előálló víztartalom változás esetében a kiszáradásig — átmenetileg csökken. A cementstabilizáció végeredményben talajbeton, tehát a betonhoz hasonló tulajdonságú. A betonburkolatoknál a méretezés tartósság szempontjából elsőrendű fontosságú kérdése az *anyag kifáradása*. Ebből a szempontból a cementstabilizációt még nem kísérleteztük ki, de tapasztalati adatunk sincs arra, hogy a burkolatok dilatáló hézagainál vagy a szélek mentén, ahol élnyomás léphet fel, az ágyazati anyag miképp viselkedik. Mindezideig, amíg ez a kísérlet végrehajtva nincsen, a jelenlegi *cementadagolást csökkenteni nem szabad*, sőt az adagolás felemelése volna ajánlatos.

2d. A burkolat méretezése

Az 1926—1944. év között épített betonburkolatainknál a burkolat méretezése szempontjából két korszakot kell megkülönböztetni.

Az első betonburkolatainkat még makadámalapra építettük. A méreteket külföldi tapasztalatok alapján megállapított mintakeresztszelvényekből empiri-

kus úton állapítottuk meg. Az 1931. évtől kezdődően építünk földre helyezett betonburkolatot DR. JÁKY professzor kezdeményezésére, aki annakidején a mérnöki tudomány és talajmechanika akkori ismereteinek megfelelően vezette le burkolatméretezési képletét. A képlet azt mutatja, hogy a burkolatokban fellépő igénybevételek nagyságában az *altalajnak szerepe van*, azonban az egyes talajfajták kihatása között nincs lényeges eltérés. A ferihegyi közforgalmú repülőtér építése a burkolatok tervezési munkájában újabb fejlődési lépcső. Ennél az építésnél alkalmaztuk először az ágyazási együtthatón alapuló Westergaard-képletet. Ennek az építésnek tanulságaképpen a közúti burkolatméretezésnél is bevezettük Westergaard módszerét, és egyidejűleg az ágyazást is alkalmazzuk.

Az 1948-ban megkezdett 6. sz. útépítésénél már ágyazatra épített 18 cm vastag betont terveztünk a földre helyezett 13 cm vastag burkolat helyett.

Újabb fejlődés volt a burkolatméretezésnek kérdésénél az 1952. évben lefolytatott *dinamikus vizsgálat*. Ezzel a vizsgálattal igazoltuk, hogy burkolatainkat statikus terhelésre kell méretezni. (Ugyanerre az eredményre jutott az 1954-ben lefolytatott német kísérlet is.) Burkolatainkat ezidőszert még csak 18 cm vtg-gal építjük. Tesszük ezt azért, mert a tényleges törőérték és a megengedhető igénybevétel közötti összefüggést a külföldön szokásos 2 helyett 1,7-nek vettük fel, számolva a beton utószilárdulásával. Véleményem szerint ezzel az eljárással szakítanunk kell, a biztonsági faktort nekünk is 2-ben kell felvennünk, különben úgy járunk, mint 13 cm-es, földre helyezett burkolatainkkal, és *burkolataink idő előtt tönkremennek*. Be kell még számolni az aszfalt burkolataink méretezésénél észleltekről, illetve ezirányú tapasztalatainkról. Ez alkalommal is meg kívánom jegyezni, hogy magyarországi viszonylatban éppen úgy nem alakult ki egységes méretezési eljárás, mint ahogy ez még külföldön sincs meg.

Magyarországon a mérnökök véleménye ebben a kérdésben kétfelé oszlik. A mérnököknek jelentős része — nem látva kellően előre a várható fejlődést, nem véve figyelembe a jelenlegi technológiai hibákat és nem ismerve fel az aszfaltburkolatoknál is okvetlen fennálló anyagkifáradási jelenségeket — *kizárólag gazdaságossági okokból kis vastagságú szerkezetet tervez*. Jellemző egyébként a viszonyainkra, hogy a tervezési művelethez a fennálló szabályok szerint 1955 nyaráig elvileg nem is kellett csatolni, nem kellett elkészíteni a burkolat méretezését. Ezzel a rendszerrel egyszer s mindenkorra szakítanunk kell és burkolatméretezéseinket *nem szabványosan végrehajtandó mellék munkának kell venni, hanem a legnagyobb felelősséget jelentő és komoly helyzet tanulmány alapján megszerkesztett külön műveletnek*.

Mérnökeink másik csoportjára azt fogják rá, hogy *túlzott méretekekkel tervez*. Erre vonatkozólag csak annyit tudok megemlíteni, hogy a környező államok mérnökei ismerték fel helyesen a helyzetet, amikor az 1930-as években *minimálisan 35 cm vastag makadámpályákat és 20 cm vastag betonburkolatokat építettek. Az idő ezt a felfogást igazolta. Véleményem szerint az aszfaltburkolatok méretezésénél ez-*

időszerint ott tartunk, ahol a betonburkolat tervezését illetően az 1930-as években voltunk.

Véleményem szerint az eljövendő évek az utóbb említett, óvatosabb mérnökcsoport felfogását fogják igazolni. *Utólagosan fogjuk megbánni az elmúlt években épített vékony szerkezeteknél diadalmasan felmutatott takarékoskodást.*

A burkolatméretezés elsősorban is talajmechanikai probléma. Ebből következik, hogy a tervezést megelőző talajfeltárás elsőrangú jelentőségű. Erre a körülményre annál is inkább fel kell hívni a figyelmet, mert a közelmúltban észlelt és kivizsgált burkolat rongálódások okának kutatásában a *talajfelderítés hiányossága és ebből kifolyó hibaláncolat mint elsődleges hibaforrás* jelentkezett.

Tennivalók

A burkolatméretezés kérdéseinek rendszeres tanulmányozására állandó jellegű intézmény felállítása, ahol

1. *üzemi kísérletekkel* a hazai technológiai eljárással előállított burkolat anyagát, az alapozások szilárdsági tulajdonságait stb. vizsgálják.
2. *a meglévő és megépített utak* méreteit, állapotát, forgalmát, állandóan figyelemmel tartják, kartotékolják stb.
3. *külföldi tapasztalatokat* gyűjtenc, azokat hazai viszonylatba ültetik át stb.

Ennek a kérdésnek a tárgyalásánál újra csak azt tudom mondani, amit az 1954. évi útügyi kongresszuson kifejtettem. *Az a burkolatméretezés a legmegfelelőbb, amely a legtöbb tapasztalati adatra támaszkodik.*

2e. Burkolatépítés, technológia

Az útburkolat építésének technológiájában az elmúlt években igen nagymértékű fejlődés indult meg. Bár ezt a fejlődést nem lehet két-három mondatban összefoglalni, elegendő megemlíteni, hogy amíg az 1944. év előtti betonozásnál napi 150–180 m³ betonteljesítményhez max. 0,5 lóerő/m³ gépet alkalmaztak, a legújabb építkezéseknél már 1200–1400 m³ napi betonteljesítményhez kereken 1000 lóerő munkaerőt képviselő munkagépet (0,8 lóerő/m³) alkalmazunk. A gépesítési fok tehát 60%-kal növekedett. A 60%-os munkagéptöbblet főleg az adalékanyag szállító és mozgató berendezésénél jelentkezik.

Körülbelül azonos a fejlődés az aszfaltozási munkánál is, az üzemenergiát, ill. kézi munkát illetően, habár ez a burkolattípus lassabban fejlődött, ill. még ma sincs gépészeti szempontból egyenlő fokon a betonnal.

A fejlődés fontosabb lépcsőit az alábbiakban rögzíthetjük :

a) *Betonburkolat készítése*

A vasúti állomások berendezése, a lírás rakodópályaudvar, az anyagfogadás gépesítése,

a közúti szállítás gépesítése, a szállító gépláncok kapcsolása, szállítószalag, billenő tehergépkocsi, bunkerek, csúszdák stb. Általában az anyag mozgatása lehetőleg gravitációs úton történik. A cement zsákolás nélküli, ömlesztett állapotban, szivattyúval való szállítása.

Álló keverő gépek — betongyár — üzemeltetése.

Betontömörítésnél különféle vibrátorok alkalmazása,

a dilatációs ill. vakhézagok bevezetése,

a meglévő 13 cm vastag betonburkolatok fejelésének technológiai kidolgozása 1—3 cm vastag aszfaltréteg + 15 cm vastag fejlődőbeton készítésével.

A beton kétszeri (utó) vibrálása, a szilárdság növelésére stb.

b) *Aszfaltburkolat készítése*

A magyar olajok nagymértékű kitermelése során igen jelentős bitumenanyaghoz jutottunk, többek között a természetes állapotában is híg konzisztenciájú anyaghoz, amely természetes állapotában útépítési célra felhasználható, főleg kis terhelésű, itatásos burkolatok építésénél. Ezzel az anyaggal mai napig már többszáz km makadámút korszerűsítés készült.

Az aszfaltburkolatok építésénél a szállítás gépláncokkal (dumper, bunker stb.) történik.

Az adalékanyag szállításánál a lírás rendszerű pályaudvarok építését a betonburkolat építési tapasztalatai alapján bevezették, göngyöleg nélküli bitumen szállítás tartálykocsikban történik. Hideg időben gőzvillák alkalmazásával olvasztjuk ki a bitumént.

Az aszfaltkeverékek beépítéséhez vibrátort alkalmazunk, ily eljárással épült a 3. sz. út régi betonburkolatának aszfalt bevonása is. Híg bitumennel készített előregyártott bitumenes kötőanyag bevezetése stb.

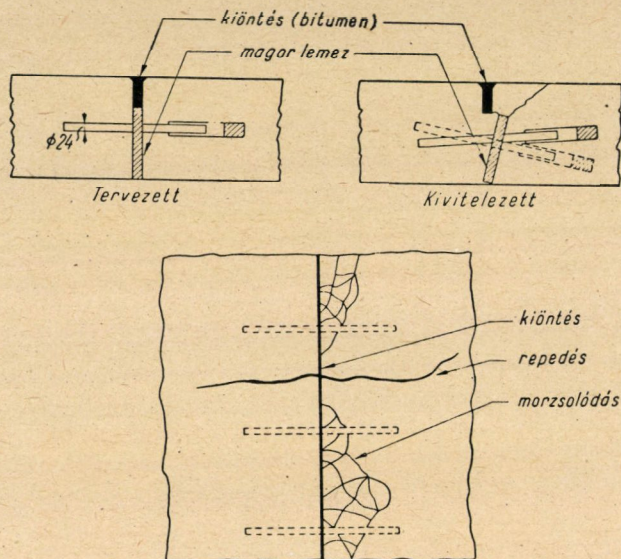
c) *Utak korszerűsítése (makadám pályák)*

Az anyagszállítás, tömörítés kérdései a makadám pályánál azonosak a bitumen, ill. aszfaltburkolatoknál említettekkel.

Legnagyobb lépés az utak korszerűsítésénél a szórtaalap bevezetése volt. A makadám alap cementtel való injektálásának bevezetése.

Teendők

A jövőben a legfontosabb teendő a *beton adalékanyagok minőségének javítása*. Nem szabad megengednünk, hogy az elért gépesítési fejlődést a meg nem felelő minőségű adalékanyagok miatt előálló gyenge betonszilárdságok lerontsák. Az *adalékanyag terén a fejlődés* határozottan *negatív* irányú volt. Amíg 1948-ban a ferihegyi repülőtér építésénél az átlagos húzószilárdság 60 kg/cm^2



4. ábra

volt, addig az 1954. évi betonok szilárdsága átlag $38-42 \text{ kg/cm}^2$. Ezen a téren első teendőink közé tartozik:

1. Állandó szemszerkezetű, kő és homok adalékanyag gyártása.
2. állandó, nagy húzószilárdságú cement gyártásának biztosítása.
3. A hézagvágó gépek beszerzése, munkába állítása.
4. A dilatációs hézagok kiképzésének újszerű megoldása.

Az eddig létesített szerkezeteknél kétféle hiba mutatkozik. Az előregyártott szigetelőelem *elferdülése* miatt a beton helyenként *összefolyik* és azt követően beton morzsolódás áll elő, vagy a lemezek átrepednek a helytelenül elhelyezett dilatáló vasbetétek miatt.

Új szerkezetként legcélszerűbbnek látszik a hézag alatti alátétbeton alkalmazása. (A szokásos szerkezetet és annak hibáit a 4. sz. ábrán közöljük. Lásd: 4. sz. ábrát.)

5. Főleg az utak korszerűsítése és elsősorban is a meglévő aszfaltburkolat alatti *makadampályák megerősítése*, teherbíróbbá tétele érdekében a *talajszilárdítási* és injektálási módszerek az útépítésbe bevezetendők. Az említett



2. kép



3. kép

munkához használt injektáló berendezés képét a 2. sz., ill. az aszfalt injektálás során végzett kísérleteink egyik példáját a 3. sz. fényképen közöljük. (Lásd : 2. és 3. sz. fényképet.)

6. Az eddigi tapasztalat szerint a betonburkolat hullámosodása részben a formásín anyagának (lágú kovácsolt vas) meg nem felelő volta miatt áll elő. *Acélanyagból* gyártott formásín bevezetése mellett még a finiserek előtt alkal-

mazott beton *elosztógépezet*, valamint a tengely, ill. arra merőleges irányú, tehát *kettős finiselés* feltétlenül szükséges.

7. Mind a kormányhatóságoknak, mind az útépítő mérnököknek le kell vonniok azt a tanulságot, hogy az elmúlt évek *kedvezőtlen tapasztalatai* miatt az útburkolatok építése *szezon jellegű*, és erre újra és újra rá kell mutatni. Tehát az építkezést *alkalmas időben* kell végrehajtani. Úgyszintén korlátozni kell az intézményes *éjjeli építkezést* is, mint a pontatlanság egyik legfőbb forrását.
8. A burkolatok felületének kiképzésénél mutatkozó hiányok (hullámosság) folyamatos kiküszöbölésére csak akkor lesz eredmény, ha az egyes munkafázisok *normái megfelelőek*, a helyi adottságokat kielégítik, — egymással egyensúlyban vannak, tehát minőségi munkára buzdítók. Erre mindenképpen törekednünk kell, mert a leggazdaságosabb gépi munkát is tönkretelheti a kézi, említett munka hiányossága.

Összefoglalás

A fentiekben nagy vonalakban ismertettekből az alábbi igen fontos általános következtetést lehet levonni:

a) A földmunka fejlődéséhez képest a *burkolat építése*, főleg annak kutatási vonala, *elmaradt*. Ezt a hiányt feltétlenül ki kell küszöbölni.

b) A felsorolt hiányok folyamatos *felkutatásával*, ill. annak kiküszöbölésével, kormányintézkedéssel felállított szakértőkből álló, *állandó bizottságnak* kell foglalkoznia.

B) Kisforgalmú utak kérdése

A folyamatban levő nagy iparosítás mellett sem vesztette el hazánk agrár-állam jellegét, miértis a közúti hálózat fejlesztésének kérdéseit a földművelés szempontjából is meg kell vizsgálni.

A kérdés nem új, régóta vajúdik. Ennek igazolására megemlítem, hogy a mezőgazdasági áruforgalom kereken 7 300 000 ha művelés alá vont területet érint, amelyen évenként 3 km átlagos szállítási távolságra kereken 190 millió tonna árut szállítanak. Ha a rosszul karbantartott sáros úton, ill. jó úton való vontatás árkülönbségét 5,0 Ft/km/to-ban vesszük fel, ez évi fuvar költség vesztesége 450 millió Ft összeget tesz ki. Az utóbbi időben ezzel a kérdéssel világszerte sokat foglalkoztak, ami bizonyítja, hogy ez nemcsak helyi jelentőségű. A közforgalmú utakat hazai viszonylatban:

a) a forgalom jellege, sűrűsége,

b) a kiépítendő úthálózat hossza és annak ismerete alapján a gazdaságosság elve szerint,

c) a pályaszerkezet szempontjából vizsgáltuk.

A megejtett vizsgálat szerint :

| | |
|-----------------------|---|
| évi 300 to forgalomig | a rossz földút is megfelel |
| évi 300—1500 to | „ gyalult földút |
| évi 1500—3000 to | „ cementtel stabilizált, vagy a kavicsolt pálya |
| évi 3000 to | fölött már a makadampálya építése indokolt. |

Ismerve az egyes pályák évi optimális terhelését, a pályák vonzási területét, ill. az úthálózat hosszát is kiszámíhattuk.

Észerint hazánkban a kisforgalmi úthálózat hossza :

| | | |
|--------------------------------|------------------------|-----------|
| 1. Gyalult földút vonzási ter. | 60 ha szükséges | 54 600 km |
| 2. Cem. stabilizált pálya | „ 120 | „ 8 600 „ |
| 3. Kavicsolt pálya | „ 120 | „ 3 600 „ |
| 4. Makadampálya | „ nagyobb, mint 120 ha | 15 000 km |

Mint látható, sok dülő utat kellene építenünk. Természetesen arra gondolni sem lehet ezidőszert, hogy a 2,8 milliárd Ft-ot igénylő útépítést egyszerre elvégezzük, ez csak folyamatosan lehetséges. De a felsoroltak mintegy 50%-át kitevő legfontosabb utakat 1,5 milliárd költséggel hazánk számára nem volna túl nagy feladat kiépíteni, annál is inkább, mert évenként 450 millió forint takarítható meg jó útpályák építésével, tehát az építés 3 1/2 év alatt megtérülne.

A pályaszerkezet szempontjából egyedül a cementstabilizációs földúttal kívánok foglalkozni. Teszem ezt azért, mert hazánk 7 300 000 ha mezőgazdasági területének jelentős részén arra alkalmas gyengén kötött v. homokos talaj található.

A cementstabilizációs földutak építésének és felhasználásának első és legfontosabb követelménye a burkolat élettartamának megállapítása és a szilárdsági eredmények ismerete. Természetesen ezzel egyidejűleg a burkolat technológiája is megállapítandó, tehát ez az útépítési módszer, amely a legjobb szilárdsági eredményeket szolgáltatja, a leggazdaságosabb és a burkolat állékonyságát az adott körülmények között legjobban biztosítja.

Az alábbiakban olyan kutatás eredményéről kívánok beszámolni, amely a fenti célkitűzésben megszabott *szilárdsági adatokat előre megadná*. A közölt eredmények a korábban készített és ágyazati anyagnak felhasznált cementstabilizációs, tehát m³-ként 70 kg portlandcement adagolású anyagra vonatkoznak.

Ezzel az adatközléssel a további kutatást kívánom szolgálani.

A cementtel való stabilizálásra az a talaj felel meg a legjobban, amely a legkisebb cementadagolás és tömörítési munka mellett a legnagyobb szilárdságot adja.

A stabilizálásra alkalmas talajjal szemben továbbá még az állandóság, ill. bedolgozhatóság követelményét is megkívánjuk.

Ismeretes, hogy a stabilizált anyag szilárdsága, — azonos talaj esetében
 a) a hézagtenyező értékétől, tehát az anyag tömörítésétől, másrészt
 b) a cementadagolástól, az adagolt cement mennyiségétől függ.

Az egyirányú törőszilárdságnak igen nagy jelentősége van a cement-stabilizálás esetében. Mennél nagyobb a *törőszilárdság*, annál nagyobb a stabilizált anyag *rugalmassági modulusa*, *súrlódási szöge*, illetve *kohéziója* is, tehát a teherbírása és az állékonysága. Az osztályozásnál természetesen feltételezzük, hogy a stabilizáció előkészítése, tehát a talaj aprítása, a cement bedolgozása, valamint a tömörítése állandóan egyenlő súllyal végzett munka. A továbbiakban a fenti két tényező hatását vizsgáljuk, és különböző talajokra megállapítjuk a hézagtenyező értéket, illetve hogy a különféle talajok azonos cementadagolás mellett és optimális hézagtenyező értékénél milyen törőszilárdsági értéket adnak.

a) *A hézagtenyező vizsgálata*

Meghatározása általában Proctor kísérlettel történik. Mint ismeretes, ennél a kísérletnél különböző víztartalmú anyagokból azonos tömörítési munkával meghatározzuk a minimális hézagtenyező értékét. Minden talajnál megállapítható egy olyan optimális víztartalom, melynél a minimális hézagtenyezőt elérjük. A kísérletek céljaira mi nem az eredeti szabványos készüléket használtuk, hanem a 4. sz. fényképen közölt eszközt. (Lásd: 4. sz. fényképei.)

A fényképen látható készülékkel 30 mm átmérőjű és ugyanolyan magas talajtesteket tudunk előállítani. A csavarmentet kellő feszítésével különböző statikus terhelést tudunk előállítani. A terhelés nagyságát a dinamométerrel 1% pontossáig mérni lehet.

Kísérleteinknél 200—220 kg-os statikus terhelést (30 kg/cm² feszültséget) használtunk, mert tapasztalatunk szerint ezzel a nyomással a talajokat ugyanolyan tömörségi állapotra lehet hozni, mint a tömörítéshez használt eszközökkel (gumihenger). Egyébként a kísérlet többi része teljesen azonos a Proctor kísérlettel. Különböző víztartalom mellett készített hézagtenyezők egy minimumot adó görbét szolgáltatnak, amelyekből

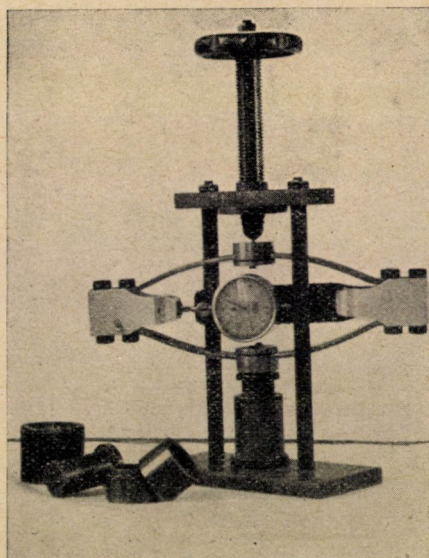
e_{\min} a minimális hézagtenyező ill. az ahhoz tartozó
 w_{opt} legkedvezőbb víztartalom

megállapítható.

A talajmechanikából ismeretes, hogy a talajok tömöríthetősége a szemeloszlás heterogenitásától és a szemcsék nagyságától függ. Bizonyos határok

között, mivel heterogénebb a talaj, annál jobban tömöríthető, de csak az esetben, ha kavicsos vagy homokos talajról van szó. (Pl. az agyagok általában heterogének, de mégis kis mértékben tömöríthetők.)

A fentiekből látható, hogy egyedül a talaj heterogenitása nem ad elegendő és megfelelő támpontot a kérdés tisztázására. Tekintettel arra, hogy a cement kötése a szemcsehalmaz felületén zajlik le, a minimális hézagtenyező vizsgálatát



4. kép

a talajok felülete alapján hajtottuk végre. A minimális hézagtenyező és a talajok egyéb fizikai tulajdonsága, nevezetesen szemcsefelület közötti összefüggés megállapítására az alábbi elvek szerint választottuk ki a talajokat :

1. Felhasználtuk a cementstabilizációs kísérletekhez használt, természetben fel-található kivitelezett építéseknél bedolgozott talajokat, illetve ezekkel végzett kísérleteket.
2. A fenti talajokhoz hasonló homok, homokliszt és iszap talajokat kémiailag kezeltük.
3. Felhasználtunk azonkívül olyan kísérleteket is, amelyeket a talajok tömörítése szempontjából végeztünk, amikor feladat volt futóhomok talaj tömörítése és azt iszapadagolással kívántuk elérni. A minimális hézagtenyező megállapítására vonatkozó kísérleteink eredményét az alábbiakban foglaltuk össze :

ad 1. Gyakorlatban bevált talajok vizsgálata

A különféle útépitéseknél gyakorlatban kipróbált, megfelelőnek minősített és tényleges használatban alkalmasnak minősült anyagokat vizsgáltuk meg, illetve azok vizsgálati eredményéből dolgoztuk fel a hézagtenyező adatokat. A vizsgálat során felhasznált anyagok és talajfizikai jellemzőik adatait a III. sz. kimutatás tünteti fel. (Lásd: III. sz. kimutatást.)

III. sz. kimutatás

| A talaj | | Talajfizikai jellemzők | | | | |
|---------|-------------------------|------------------------|------|------|-----------------|------------------|
| jele | eredete | F | P | Pi | Zs ₁ | C _{min} |
| 1 | Eredeti | 32,0 | 23,0 | 9,0 | 3,7 | 0,432 |
| 2 | „ | 22,8 | 17,5 | 5,3 | 0,3 | 0,499 |
| 3 | „ | 55,8 | 31,0 | 24,8 | 8,2 | 0,513 |
| 4 | „ | 17,0 | 14,2 | 2,8 | 0,5 | 0,372 |
| 5/1 | 1 + 6-ből beverve | 29,1 | 18,8 | 10,3 | — | 0,452 |
| /2 | „ „ | 27,8 | 17,9 | 9,9 | — | 0,427 |
| /3 | „ „ | 22,0 | 14,5 | 7,5 | — | 0,384 |
| /4 | „ „ | 16,1 | 15,7 | 0,4 | — | 0,402 |
| /5 | „ „ | 13,2 | — | — | — | 0,436 |
| 6 | Eredeti | 18,6 | 18,6 | — | — | 0,552 |
| 7/1 | 1 + b-ből beverve | 27,7 | 18,5 | 7,2 | 4,0 | 0,451 |
| /2 | „ „ | 25,4 | 18,6 | 6,8 | 5,5 | 0,390 |
| /4 | „ „ | 18,9 | 18,9 | 2,0 | 2,7 | 0,389 |
| /5 | „ „ | 16,7 | — | — | — | 0,412 |
| 8/1 = a | a + b-ből beverve | 21,4 | 14,7 | 6,7 | 3,7 | 0,440 |
| /2 | „ „ | 19,3 | 16,4 | 2,9 | 1,7 | 0,390 |
| /3 | „ „ | 17,6 | — | — | 0,3 | 0,414 |
| /5 = b | „ „ | 17,3 | — | — | — | 0,518 |

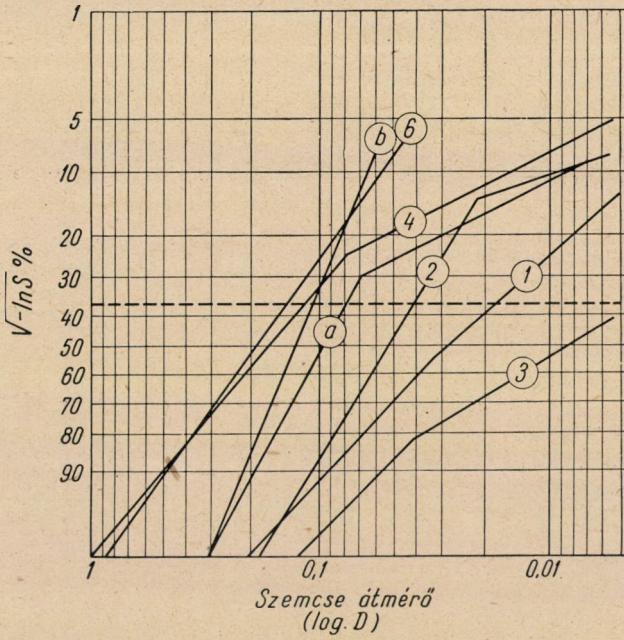
A III. sz. kimutatásban az egyes talajok fontosabb talajfizikai jellemzőit, és hézagvizsgálatokkal nyert minimális hézagtenyezőit tüntettük fel.

Egyes talajokat, így pl. az 5, 7, 8-as talajokat különböző irányú keverékekből állítottuk elő, a keverékek arányát a IV. jelű kimutatás tünteti fel. (Lásd: IV. sz. kimutatás.)

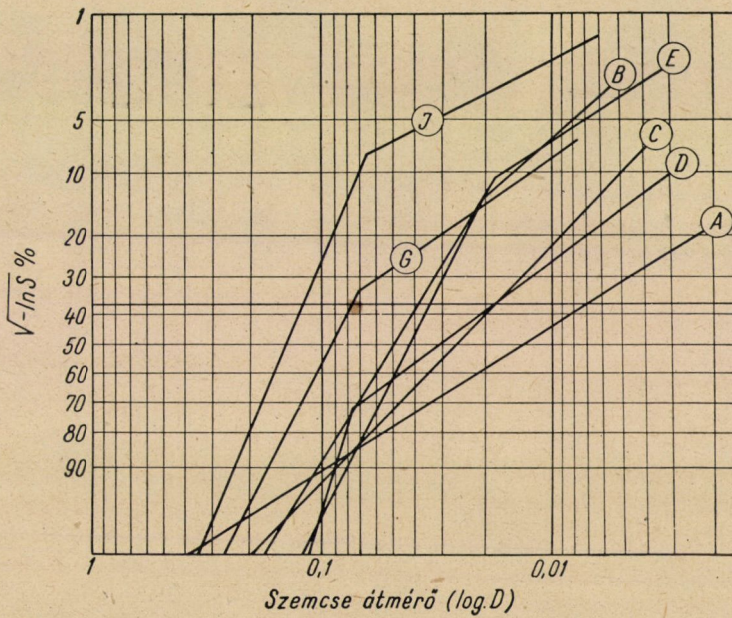
Ebben az utóbb említett kimutatásban az egyes talajok szemcsehalmazának jellegzetes adatait (max. szemnagyság, felület) is feltüntettük.

A szemcsehalmaz felületét számítással határoztuk meg. (A számítás menetét dr. Jáky emlékkönyvében közölte a szerző.)

A talajoknak — a dr. Jáky-féle speciális koordináta rendszerben ábrázolt szemeloszlását az 5. sz. ábrán tüntettük fel. (Lásd: 5. sz. ábrát.)



5a. ábra



5b. ábra

IV. sz. kimutatás

| A talaj | | | Szemeloszlási adatok | | | | |
|---------|--------|-----------------------------|----------------------|----------------|-----------------|-------|----------------------|
| jle | típusa | Összeállítása | D ₀ | P _I | P _{II} | n | σ cm ² gr |
| 1 | C | Eredeti | 0,20 | 2,18 | 2,58 | 7,7 | 2,500 |
| 2 | C | „ | 0,18 | 1,23 | 4,60 | 0,19 | 31,400 |
| 3 | C | „ | 0,12 | 0,69 | 3,45 | 6,7 | 19,600 |
| 4 | C | „ | 1,00 | 1,66 | 3,60 | 0,67 | 1,530 |
| 5/1 | — | — | — | — | — | 0,20 | 2,112 |
| /2 | — | — | — | — | — | 0,50 | 1,724 |
| /3 | — | 1 és 6 talaj keveréke | 0,88 | — | — | 1,05 | 1,314 |
| /4 | — | — | — | — | — | 2,07 | 939 |
| /5 | — | — | — | — | — | 5,41 | 550 |
| 6 | T | Eredeti | 0,88 | 1,79 | — | — | 190 |
| 7/1 | — | — | — | — | — | 0,20 | 2,093 |
| /2 | — | — | — | — | — | 0,50 | 1,686 |
| /3 | — | 1 és b talaj keveréke | 0,30 | — | — | 1,05 | 1,258 |
| /4 | — | — | — | — | — | 2,07 | 866 |
| /5 | — | — | — | — | — | 5,41 | 458 |
| a=8/1 | C | — | — | 0,97 | 3,08 | 0,54 | 1,690 |
| /2 | — | a és b talaj keveréke | — | — | — | 0,33 | 1,289 |
| /3 | — | — | 0,30 | — | — | 1,00 | 886 |
| /4 | — | — | — | — | — | 3,00 | 483 |
| b=8/5 | T | — | — | 1,08 | — | — | 80 |
| A | T | — | 0,38 | 4,87 | — | — | 20,200 |
| B | C | — | 0,13 | 1,07 | 2,06 | 0,47 | 910 |
| C | T | — | 0,20 | 2,37 | — | — | 1,850 |
| D | — | — | 0,12 | 0,38 | 2,58 | 2,00 | 2,860 |
| E | — | — | 0,17 | 1,30 | 2,78 | 0,25 | 1,310 |
| G | — | — | 0,53 | 0,22 | 1,04 | 0,70 | 930 |
| J | — | — | 0,37 | 0,98 | 2,75 | 0,123 | 325 |

ad 2. Kémiailag kezelt talajok vizsgálata

A kísérlet különböző helyekről és geológiai korból származó szemcsehalmazok vizsgálatára terjedt ki. Az egyes talajokat híg savval, illetve lúggal, valamint elektromos dializálással kezelve, a talaj szemcsefelületének változatlan meghagyása mellett a felületre adszorbeált ionokat, azok mennyiségét és tömörségét változtattuk meg. A kezelés legáltalánosabb módja az volt, hogy az egyenletesen kiszáritott talajból meghatározott — általában 2000—3000 gr súlyú mennyiséghez — szobahőmérsékleten híg koncentrációjú sósavat, kén-

savat, ecetsavat, illetve vasklorid-, alumínium-klorid, — nátrium- és kálium-lúgot adagoltunk 0,2—3%-os oldat formájában.

Az oldat kis töménysége miatt a talajszemcsékben szerkezeti változás — hasadás, ill. roncsolás — gyakorlati mértékben nem keletkezik. A roncsolódást természetesen ellenőriztük oly módon, hogy különböző kémiai anyaggal kezelt azonos talaj szemszerkezetét, azonos kémiai állapotba hozva hidrometráltuk. A hidrometrálásnál csak a szokásos mérési hibákat észleltük.

Tájékoztatásul megemlítjük, hogy a savanyított talajokat kalciumacetát oldatban való kezeléssel, míg a lúgos talajokat előre meghatározott $\frac{1}{2}$ %-os töménységű sósav vizes oldatának kezelésével lehetett eredeti állapotba hozni.

Savas és lúgos kezelés egyébként 5 l űrtartalmú porcelán edényekben készült, amikor is a kezelés egyes fázisainak gondos feljegyzése mellett egyazon talajoknak különböző változatai teljesen azonos körülmények között, tehát azonos hőmérsékleten, azonos vízadagolás mellett, azonos keverési időtartammal lettek kezelve. A kezelést követő gyúrás után a talaj 20—22 C° mellett pormentesen volt tárolva és 1—5 hétig terjedő pihentetésnek volt kitéve, közben ismételt p_H mérésekkel a talaj savassági, lúgossági foka ellenőrizhető volt. A tapasztalat azt mutatta, hogy a talajok szemcsefelületén adszorbeált ionok között kiegyenlítődési folyamat zajlott le. A közvetlen kémiai kezelésen kívül még egyes talajokat elektrodializátorban is kezeltünk, amikor azoknak szemcsefelületén adszorbeált ionjaitól megfosztva a talajokat hidrogén ionokkal *részlegesen* telítettük.

A dializátor a szokásos háromrészes szigetelő edény volt, amelynek két végén celofánpapír elzárással három rekeszes edényt lehetett készíteni. A közbelső, mintegy 2 l térfogatú edényrészbe a talajoldat, a két szélső részbe desztillált víz került. A desztillált víz az edények homloklalán alkalmazott csapokon keresztül ereszthető le, így a dializálás folyamata alatt az oldat, illetve cserélt bázisok (ionok) vegyelemezhetőek voltak.

Mind a dializált, mind az egyéb módon kezelt talajokat Büchler-tölcséren szűrtük át, majd természetes víztartalmú állapotban igen gondosan gyúrtuk össze, tekintettel arra, hogy a kezelés közben, de szűrés közben is a talajok egyes szemcsefrakciói átmérőjük szerint dezintegrálódtak.

A vizsgálat tanúsága szerint a talaj p_H értékei az idő függvényében a semleges $p_H = 7,5$ érték felé tartanak. (Lásd: V. sz. kimutatást.) Ezeknek a talajoknak, ill. a kémiaileg kezelt talajféléseknek fontosabb talajfizikai adatait a VI. sz. kimutatásban közöltük. (Lásd: VI. kimutatást.)

Minden talajnál, annak kémiai változatainál, a minimális hézagtényező, ill. a hozzá tartozó optimális víztartalom között ugyanolyan összefüggés állapítható meg mint, amilyent a folyási határra, vízáteresztő képességre, az ágyazási együtthatóra, ill. az egyirányú törőszilárdságra már megállapítottunk.

Dr. Jáky emlékkönyvében megjelent tanulmányomban igazoltam, hogy a kémiaileg kezelt egyes talajfélések között összefüggés áll fenn. Így pl. a

folyási vizsgálatnál a víztartalom és az ütésszám logaritmusai közötti összefüggést adó egyenes metszéke (A_F) és az egyenes hajlási indexe (N_F), mint koordináták által meghatározott pontok a talajra jellemző ún. sorozó egyenesen fekszenek. — Az említett tanulmányban kimutattam továbbá, hogy az egyes talajok sorozójának jellemzői — a metszéke (A_{F_0}) és a hajlásszöge (N_{F_0}) a talajok szemcse felületétől (\emptyset) ill. max. szemnagyságától (D_0) függ.

V. sz. kimutatás

| Talaj jele | Talaj súlya g | A talaj kezelése p_H érték | | | | |
|------------|---------------|-----------------------------------|--|---------------|---------------|----------------|
| | | felhaszn. anyag | m ó d j a | 1951. VI. 25. | 1951. VI. 27. | 1951. VIII. 4. |
| G_0 | 1300 | (Eredeti állapot) | 200 g deszt. vízzel keverve 60° -on szárítva (összegyúrva) p_H vizsg., szárazon majd földnedvesen, újra keverve p_H vizsgálat | 7,2 | 7,6 | 7,6 |
| G_1 | 1300 | 195 g deszt. víz 5 g 20%-os sósav | 200 g lúg sósavba keverve, majd mint G_0 | 5,15 | 4,92 | 5,25 |
| G_3 | 1300 | 198 g deszt. víz | 200 g híg lúgban keverve, majd mint G_0 | 8,85 | 8,8 | 8,7 |
| G_4 | 1300 | 198 g deszt. víz 2 g $CaCl_2$ | 20 g híg lúgban keverve, majd mint G_0 | 6,55 | 6,72 | 6,80 |
| G_5 | 1300 | 280 g deszt. víz, 20 g Ca acetát | Ca acetát oldatban rázva, összegyúrva, majd 200 g deszt. vízben mosva, átszűrve, újra összegyúrva, szárítva | | | |
| G_{01} | — | — | Eredeti G_0 -ból 1000 g G_1 „ 300 g összegyúrva eredeti G_0 -ból 1000 g G_3 -ból 300 g összegyúrva | | | |

Ugyanilyen összefüggés áll fenn a minimális hézagtenyező és a hozzá tartozó optimális víztartalom között is.

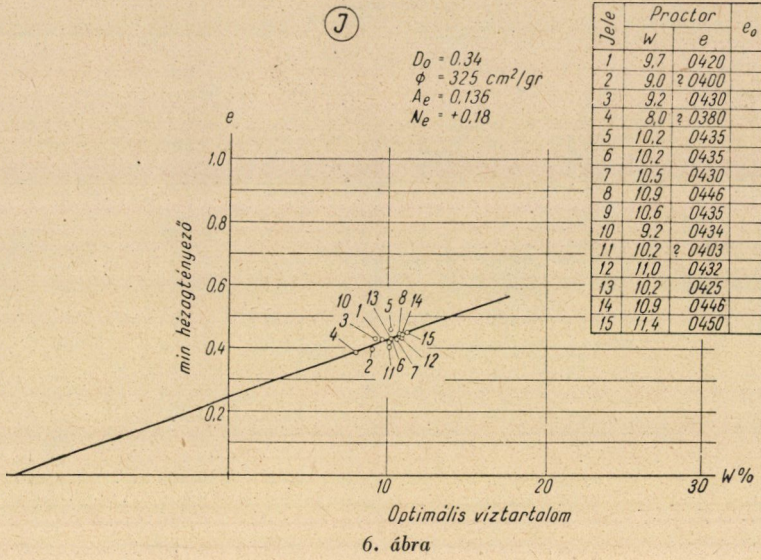
Egy talaj sorozóját a 6. sz. ábra tünteti fel. (Lásd : 6. sz. ábrát.) Ily módon az A, B, C, D, E, G és J jelű talajoknak összesen 58 féle talajváltozatából megszerkesztett sorozó egyenesek adatait: a metszéket (A_e) és a sorozó egyenes hajlás indexét (N_e), a talajok maximális szemnagyságával (D_0), ill. a szemcsehalmaz felületével (\emptyset) hoztuk összefüggésbe.

A vonatkozó függvényeket grafikusán a 7. és 8. sz. ábrán tüntettük fel. Ezek az ábrák igen nagy hasonlóságot mutatnak a már felderített egyéb talajfizikai jellemzők hasonló függvényeivel, ebből a hasonlóságból egyrészt kísérleteink jóságára, másrészt arra is következtethetünk, hogy a talajok fizikai jellemzői között összefüggés áll fenn.

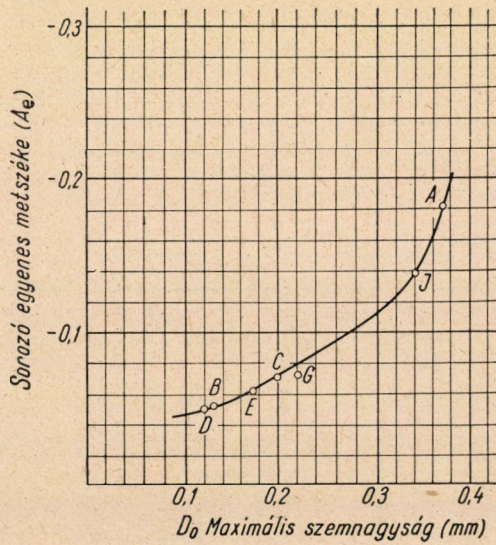
VI. sz. kimutatás

| A talaj | | A talaj fizikai jellemzők | | | | | | Sorozó adatai | |
|---------|---|---------------------------|------|------|------|------|-------|---------------|---------|
| jele | kezelése | F | P | Pi | Zsi | Wopt | Cmin | Ae | Ne |
| A/0 | Eredeti | 80,0 | 27,9 | 52,1 | 14,3 | 14,8 | 0,500 | - 0,18 | + 0,140 |
| /1 | Kimosva | 78,2 | 26,3 | 51,9 | 14,4 | 26,2 | 0,445 | | |
| /2 | Kénsavas | 71,0 | 27,6 | 43,4 | 12,8 | 23,8 | 0,571 | | |
| /3 | gyengén mosva .. | 79,7 | 27,3 | 52,4 | 14,6 | 17,6 | 0,520 | | |
| /5 | Dializálva | 76,5 | 28,5 | 48,0 | 13,6 | 19,5 | 0,543 | | |
| /6 | Ca (04) | 70,0 | 28,6 | 41,4 | 13,2 | 16,5 | 0,481 | | |
| B/0 | Eredeti | 26,4 | 21,4 | 5,0 | 3,0 | 14,0 | 0,400 | - 0,05 | + 0,22 |
| /1 | HCl | 23,6 | 21,7 | 1,9 | 1,3 | 14,0 | 0,430 | | |
| /2 | Kimosva | 28,4 | 20,2 | 8,2 | 2,8 | 12,3 | 0,402 | | |
| /3 | Na (OH) | 28,0 | 20,8 | 7,2 | 2,6 | 9,5 | 0,314 | | |
| /4 | Dializálva | 28,7 | 21,3 | 7,4 | 2,4 | 12,5 | 0,390 | | |
| C/1 | Sósav | 42,9 | 21,3 | 21,6 | 8,6 | 13,3 | 0,380 | - 0,07 | + 0,19 |
| /2 | Eredeti | 37,5 | 21,7 | 15,8 | 8,0 | 14,3 | 0,400 | | |
| /3 | Na(OH) | 40,4 | 22,4 | 18,0 | 8,0 | 12,0 | 0,365 | | |
| /4 | Na(OH) | 43,8 | 22,7 | 21,1 | 9,0 | 14,5 | 0,405 | | |
| /6 | HCl + Na(OH) .. | 46,6 | 21,3 | 25,3 | — | 16,6 | 0,485 | | |
| /8 | HCl | 42,8 | 21,0 | 21,8 | 9,0 | 14,3 | 0,415 | | |
| /9 | Na(OH) | 42,4 | 21,5 | 20,9 | 9,2 | 13,8 | 0,420 | | |
| D/0 | Eredeti | 32,8 | 21,7 | 11,1 | 6,2 | 19,3 | 0,455 | - 0,05 | + 0,25 |
| /1 | HCl | 34,4 | 21,8 | 12,6 | 6,6 | 14,5 | 0,520 | | |
| /2 | átmosva | 38,0 | 21,9 | 16,1 | 6,9 | 16,8 | 0,525 | | |
| /3 | Na(OH) | 34,8 | 22,0 | 12,8 | 6,5 | 11,8 | 0,445 | | |
| /4 | Dializálva | 29,3 | 20,3 | 9,0 | 6,6 | 14,0 | 0,483 | | |
| /03 | Keverve | 37,9 | 21,6 | 16,3 | 7,1 | 12,0 | 0,392 | | |
| /03 | Keverve | 37,9 | 20,1 | 17,8 | 7,7 | 14,6 | 0,470 | | |
| E/0 | Eredeti | 29,8 | 19,7 | 10,1 | 2,2 | 12,8 | 0,450 | - 0,06 | + 0,23 |
| /1 | Na(OH) | 33,0 | 21,7 | 11,3 | 4,9 | 15,0 | 0,475 | | |
| /2 | Ca(OH) | 30,7 | 21,2 | 9,5 | 4,5 | 16,0 | 0,480 | | |
| /3 | HCl | 27,5 | 22,1 | 5,4 | 2,5 | 15,3 | 0,470 | | |
| /4 | H ₂ (SO ₄) | 29,1 | 22,5 | 6,6 | 3,8 | 14,0 | 0,460 | | |
| /5 | H ₂ (SO ₄) | 31,6 | 24,4 | 7,2 | 4,5 | 14,8 | 0,487 | | |
| /6 | Kimosva | 29,8 | 22,4 | 7,4 | 3,8 | 13,7 | 0,440 | | |
| /7 | HCl + Na | 30,0 | 23,6 | 6,4 | 2,5 | 12,4 | 0,438 | | |
| G/0 | Eredeti | 26,0 | 19,5 | 6,5 | 3,1 | 10,9 | 0,357 | - 0,07 | + 0,21 |
| /2 | HCl | 25,0 | 19,2 | 5,8 | 2,6 | 10,7 | 0,361 | | |
| /4 | CaCl ₂ | 23,6 | 18,7 | 4,9 | 2,8 | 10,0 | 0,355 | | |
| /5 | Ca(COOH ₂) | 24,1 | 18,4 | 5,7 | 2,7 | 10,7 | 0,370 | | |
| /01 | Keverve | 24,3 | 19,3 | 5,0 | 2,5 | 12,3 | 0,389 | | |
| /03 | Keverve | 25,0 | 19,1 | 5,9 | 3,1 | 11,1 | 0,408 | | |
| /1 | HCl | 24,0 | 19,8 | 4,2 | 2,9 | 10,6 | 0,362 | | |

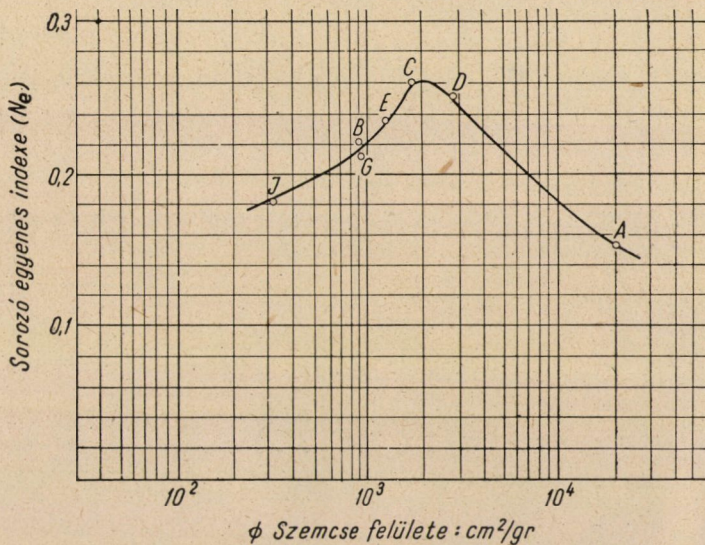
J talaj adatait lásd : 10. sz. rajzon.



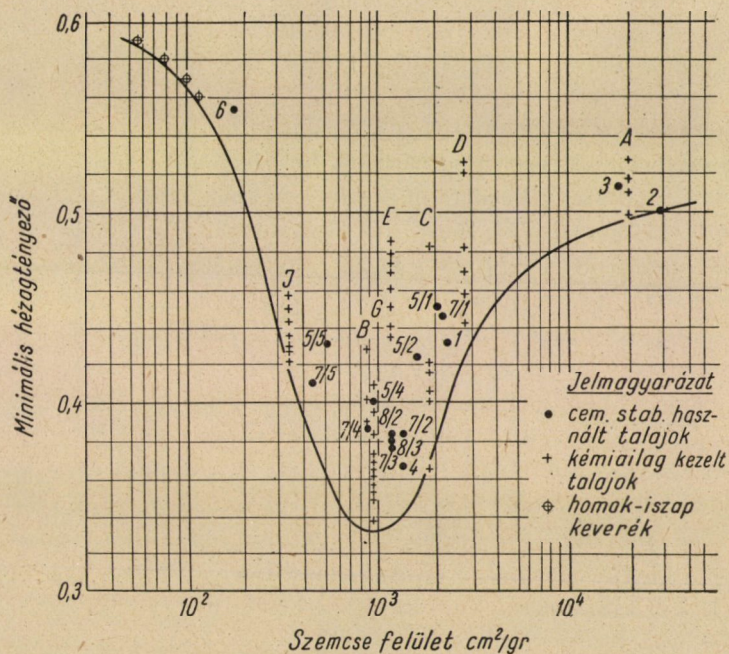
6. ábra



7. ábra



8. ábra

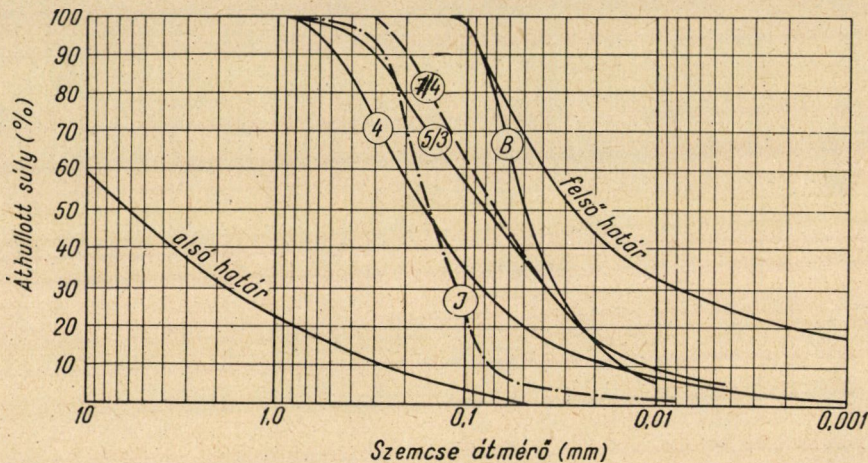


9. ábra

ad 3. Homokjavítási kísérletek

Ez utóbbi kísérletekről csak a teljesség kedvéért emlékezünk meg. Lényegében véve futóhomok és iszap keverékének betömöríthetőségét kellett meghatározni, amit ugyancsak a szemcsefelületre vonatkoztatva ismertettünk.

A fentiekben 1., 2. és 3. pont alatt említett kísérletekből a szemcsefelület függvényében az egyes talajoknak (kémiaileg kezelt talajfélésegeknek) a minimális hézagtéynyező értékeit raktuk fel. (Lásd : 9. sz. ábrát.)



10. ábra

Az ábrából az alábbi tanulságok vonhatók le :

α) A talajok közül azok tömöríthetők be a legjobban, amelyeknek szemcsefelülete $600-1800 \text{ cm}^2/\text{g}$ között (optimális értékben $1000 \text{ cm}^2/\text{g}$) mozog.

β) A 9. sz. ábra alapján tömörítés szempontjából optimálisnak minősített talajok szemeloszlását — egyszeres logaritmus papíron — a 10. sz. ábrán tüntettük fel. (Lásd : 10. sz. ábrát.)

Az ábra tanúsága szerint még aránylag a futóhomok jellegű talajt (J) is lehet kevés iszap + agyag frakció hozzákeverésével tömörítés szempontjából előnyössé tenni. Ebből a példából látható, hogy egymaga a talaj heterogenitása nem döntő jellegű a tömöríthetőség elbírálására.

γ) Az egyazon talaj kémiai változatának felrakásánál arról szerzhetünk meggyőződést, hogy a különféle kémiai vegyszerekkel való kezeléskor mindig azonos vegyszer szolgáltatja a legjobban tömöríthető talajt, tehát az e_{min} -ok közül a legkisebb értéket. Ennek igazolására a VII. sz. kimutatás szolgál. (Lásd : VII. sz. kimutatást.)

Ennek oka nyilván abban keresendő, hogy a talajok szemcsefelületén lekött állapotban igen sokféle ion feltalálható. A vegyszer adagolásánál bázis-

VII. sz. kimutatás

| A talaj | | W _{opt.} | C _{min.} |
|---------|-------------------------------------|-------------------|-------------------|
| jelle | kezelés módja (adagolt vegyszer) | | |
| A/6 | Ca (OH) ₂ | 16,5 | 0,481 |
| B/3 | Na (OH)..... | 9,5 | 0,314 |
| C/3 | Na (OH)..... | 12,0 | 0,365 |
| D/1,3 | HCl + Na (OH) | 12,0 | 0,392 |
| E/7 | HCl + Na (OH) | 12,4 | 0,438 |
| G/4 | Ca(Cl)a | 10,0 | 0,355 |

csere játszódik le, a kísérelt bázisok az adagolt vegyszernél kémiailag egyesülnek, új bázisok jönnek létre. Ez a folyamat többször is megismétlődhet, így a legváltozatosabb talajféleséghez jutunk. A leírt folyamat két tényezőtől függ. Az adagolt vegyszertől és az eredeti talaj szemcse lemezfelületén adszorbeált bázisoktól. Ennek tudható be, hogy a *minimális hézag tényezőt talajféleségek szerint más és más vegyszer szolgáltatta.*

δ) A kémiailag kezelt egyes talajféleségeknél a minimális hézag tényező értéke a kijelölt határ felett marad. Ennek oka valószínűleg abban keresendő, hogy a kémiai kezelés ebből a szempontból nem volt megfelelő és még létezik olyan vegyszer, amellyel való kezelés esetén még kedvezőbb tömörítés (kisebb „e” érték) is elérhető.

b) A cementstabilizáció vizsgálata

A cementstabilizáció eddigi vizsgálatainál két irányban végeztünk kísérletet.

1. A már kivitelezett építéseknel felhasznált — a természetben feltalálható talajok viselkedése.

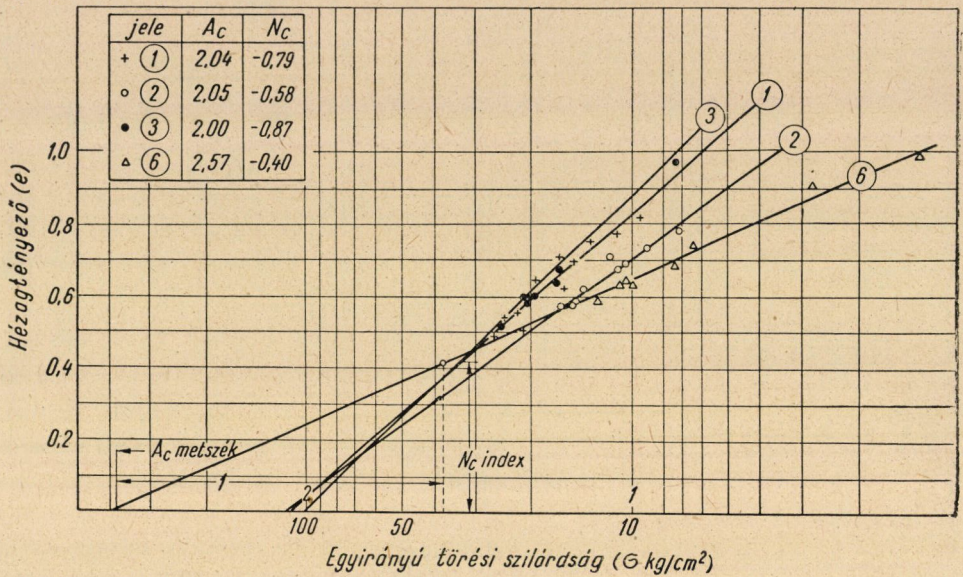
2. A kémiailag kezelt talajféleségek szilárdsági adatainak megállapítása. (Ez utóbbi kísérletek még csak kezdeti állapotban vannak.)

Meg kell még említeni, hogy az összes kísérleteket azonos (70 kg/m³) cementadagolással végeztük el, hogy megfelelő alap legyen az összehasonlításra.

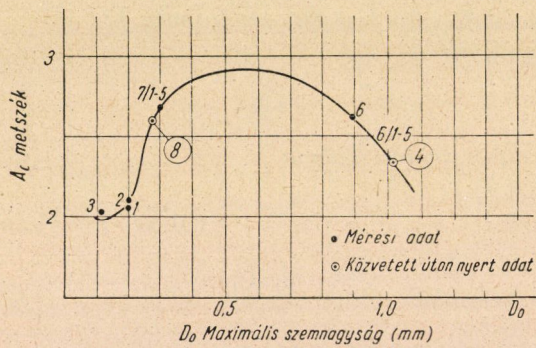
ad 1. Természetes talajok vizsgálata

A kísérleteket 25 mm átmérőjű és 37,5 mm magas hengeres mintatestek előállításával, ill. azok szilárdsági vizsgálatával hajtottuk végre. A mintatesteket 24 h-ig a fórmában, 5 × 24 h-ig nedves, majd újabb 24 h-ig száraz légtérben

tartottuk. A törést a nyolcadik napon végeztük el, amikor meghatároztuk a lemért súly és ismert térfogat alapján a hézagténytőt is.



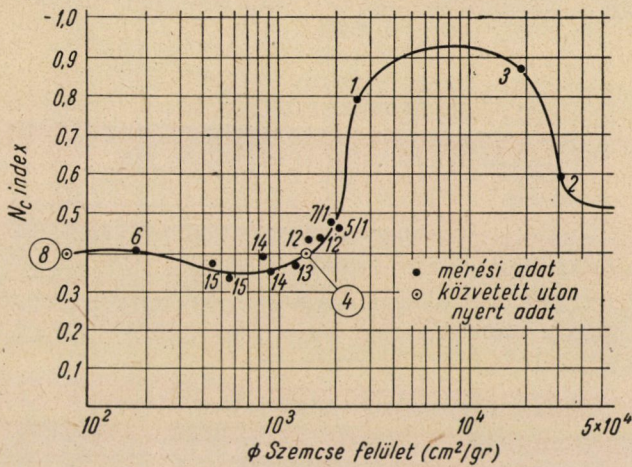
11. ábra



12. ábra

Eddigi kutatásainkból már ismeretes, hogy a hézagténytő és törőszilárdság között logaritmikus összefüggés áll fenn. Ez az összefüggés log. papíron az ún. szilárdsági egyenessel jellemezhető. — Előállítva az egyes talajok szilárdsági egyenseit meghatároztuk az e_{\min} hoz tartozó σ_{\max} , továbbá az egyes talajok szilárdsági egyenseinek A_c metszékét, ill. N_c hajlásindexet is. (Lásd: 11. sz. ábrát.)

Az egyes talajokra mutató A_c ill. N_c adatokat, valamint a szemeloszlási jellemzőket (D_0 és \varnothing) a VIII. sz. kimutatásban foglaltuk össze. (Lásd: VIII. sz. kimutatást és 14. ábrát is.)



13. ábra

VIII. sz. kimutatás

| A talaj | | Talaj fizikai jellemzők | | | | |
|---------|-------------------------|-------------------------|-------|---------------|-------|--------|
| jele | eredete | $\sigma_{max.}$ | D_0 | \varnothing | A_e | N_c |
| 1 | Eredeti | 31,— | 0,20 | 2,500 | 2,04 | — 0,79 |
| 2 | „ | 19,5 | 0,18 | 31,400 | 2,05 | — 0,58 |
| 3 | „ | 26,0 | 0,12 | 19,600 | 2,00 | — 0,87 |
| 4 | „ | 22,6 | 1,00 | 1,530 | * | * |
| 5/1 | 1 + 6-ből keverve | 42,0 | 0,88 | 2,112 | 2,57 | — 0,47 |
| /2 | „ „ | 38,0 | 0,88 | 1,724 | 2,57 | — 0,43 |
| /3 | „ „ | 34,0 | 0,88 | 1,314 | 2,57 | — 0,37 |
| /4 | „ „ | 26,5 | 0,88 | 939 | 2,57 | — 0,35 |
| /5 | „ „ | 17,5 | 0,88 | 550 | 2,57 | — 0,33 |
| 6 | Eredeti | 17,0 | 0,88 | 190 | 2,57 | — 0,40 |
| 7/1 | 1 + b-ből keverve | 39,0 | 0,30 | 2,093 | 2,65 | — 0,46 |
| /2 | „ „ | 49,0 | 0,30 | 1,686 | 2,65 | — 0,43 |
| /4 | „ „ | 40,0 | 0,30 | 866 | 2,65 | — 0,39 |
| /5 | „ „ | 31,0 | 0,30 | 458 | 2,65 | — 0,37 |
| 8/1=a | a + b-ből keverve | * } | 0,30 | 1,690 | * } | * } |
| /2 | „ „ | | 1,289 | | | |
| /3 | „ „ | | 885 | | | |
| /5=b | „ „ | | 80 | | | |

* Közvetett adat.

A kísérletnél egybeeső adatokat nyertünk. Így az A_e és N_c értékeit a már meghatározott összefüggésből kivéve és azokból a sorozóegyenest felrajzolva, ellenőriztük, hogy azok átmennek-e a kísérleti pontokon.

A kimutatás alapján előállítottuk :

A maximális szemnagyság (D_0) és a talajra jellemző egyenes metszék (A_c) közötti összefüggést. (Lásd : 12. sz. ábrát.)

A talajra a talajstabilizációra jellemző szilárdsági egyenes hajlásszöge (N_c) és a szemcsefelület (\varnothing) közötti összefüggést. (Lásd : 13. sz. ábrát.)

A kísérlet szerint *cementstabilizálásra* — habarcsképző anyagnak — azok a talajok a legalkalmasabbak, amelyeknek max. *szemnagysága* a 4—0,7 mm közötti és a *szemcsefelületük* 1000 cm²/g körüli értéket képviseli. Ezek a talajok 40—65%-ban homok, 60—35%-ban iszapos homokliszt talajok, 4—20 egyenletességi tényezővel. (Lásd : 10. sz. ábrát is.)

Az *a*) pontban foglaltakból megállapítható, hogy a talajok minimális hézagtenyező értéke a szemeloszlásnak, a talajok szemcsefelületének függvénye. Azonos tömörítési munkával legtömörebb állapotba azok a talajok hozhatók, amelyeknek szemcsefelülete 600—7800 cm²/g értéket képvisel.

Fenti adatok alapján, amennyiben a talajok szemeloszlását ismerjük, azok *minimális hézagterfogatát* és a várható *szilárdságát* is *előre meg tudjuk határozni*. Ezek az adatok természetesen csak ágyazatként felhasználandó 70 kg/m³ · p · c. adagolású stabilizációra vonatkoznak. Az alacsonyabbrendű utak pályaszerkezetének anyagául felhasználandó 300 kg/m³ adagolású anyag szilárdsági értékei fentebb leírt módon még meghatározandók.

ad 2. Vegyszerekkel kezelt talaj vizsgálata

Mindenekelőtt rögzíteni kell, hogy ezek a kísérletek még nincsenek befejezve. Eddig csak a *J* jelű talajt vizsgáltuk.

Már ismertettük, hogy a cementstabilizálásnál a hézagtenyező (*e*) és a szilárdság (σ) között logaritmikus összefüggés áll fenn. (Lásd : Járay J. Burkolat-alapozási munkák gépesítése.) Ha ezeket az összefüggéseket felrajzolva az egyenesek A_c metszékét, ill. N_c indexét előállítjuk, ill. azokat koordináta rendszerben ábrázoljuk, az így nyert pontok az *egyenesen* az ún. *sorozón* helyezkednek el. (Lásd : 14. sz. ábrán.)

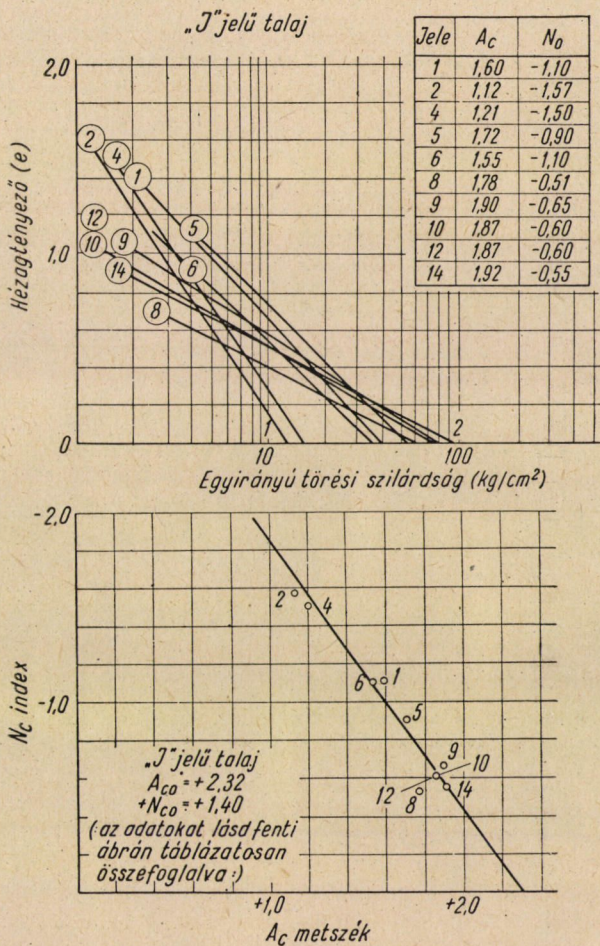
Mint említettük, ez a kísérletsorozat még nincs befejezve. Amennyiben több talajnak is meg tudjuk határozni a *sorozóját*, az előző fejezetben a *min. hézagtenyezőre már levezetett* módon és elgondolás szerint a talajok *kémiai* tulajdonságait figyelembevevő *összefüggést* is meg tudjuk majd határozni.

További vizsgálatokat végeztünk egyazon talajból, különböző kémiai szerekkel kezelt és ily módon előállított 15 féle frakciónak stabilizációs, *szilárdsági* vizsgálatára is.

A kémiai kezelés módját már korábbiakban ismertettük. A szilárdsági vizsgálatokat ugyancsak nyolc napos korban végeztük el. Azok eredményét az alábbiakban foglalhatjuk össze. (Lásd : 15. sz. ábrát.)

a) A savas talajoknak egyirányú törőszilárdsága az eredeti talajhoz képest egyharmadára lecsökken. Savas talajokat tehát stabilizálni csak megfelelő kémiai kezelés után ajánlatos.

β) A mészadagolás nem szolgáltat jelentős szilárdságnövekedést. Ennek oka abban keresendő, hogy a vizsgált talaj is meszes tulajdonságú, mézstartalma

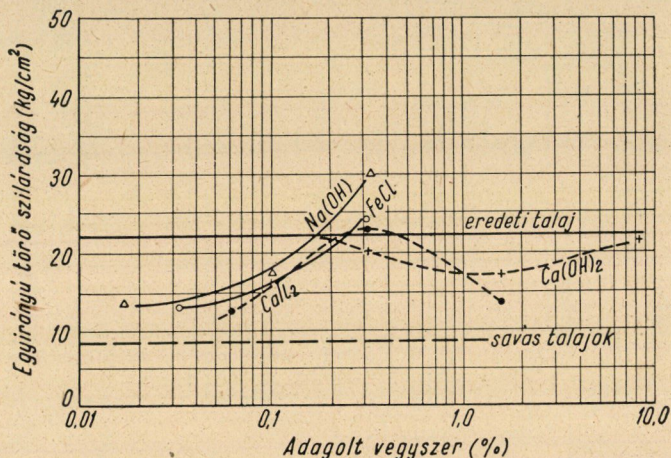


mintegy 5% volt. A talajok túlzott meszezése tehát nem ad lényeges szilárdságnövekedést.

γ) A fémkloriddal való kezelés ugyancsak nem jelent szilárdsági emelkedést. Nem rontja ugyan olyan mértékben a szilárdságot, mint a savval való kezelés, azonban a mennyiségtől függően jelentős szilárdság lemorzsolódás is előállhat.

δ) Kismennyiségű *Nátron lúggal* való kezelés általában lerontja a szilárdságot, de 0,3% adagolásnál már az eredeti szilárdságot 50%-kal megnöveli és végeredményben kedvező hatást fejt ki.

Természetes, hogy a fentiekben közölt adatokat *kellő mértékkel és mint előkísérleteket kell kezelni*. Minden egyes talaj szilárdságnövekedése attól függ, hogy a talajszemcsék felületén milyen *mennyiségű, töménységű, ill. minőségű bázis* van adszorbeálva. Mint ismeretes, ezek a bázisok a talajszemcsék felületére másodlagos kötéssel telepednek. A vegyszer adagolásánál tehát feltétlenül



15. ábra

báziskicserélődés, ill. a kicserélt bázisoknak kémiai átalakulása, végeredményben *egész új bázisok képződése* is előállhat. Hogy ez a folyamat miképpen befolyásolja a talajoknak cementtel való stabilizálási folyamatát, annak szilárdságát és a vízzel szemben való állékonyságát, *arra még schol kísérlet nem folyt*, így ennek a hiánynak kiküszöbölésére *további kísérleteket* kell végezni.

Tekintettel arra a jelentős szilárdságnövekedésre, ami a bemutatott ábrán igazolást nyert, feltétlenül szükséges ezzel a kérdéssel részleteiben is foglalkozni, hogy ezáltal *mennél jobb, mennél nagyobb szilárdságú és ellenállóbb építési anyagot* nyerhessünk.

Természetes, hogy a vizsgálatokat elsősorban kémiai hulladékanyagokra, mint pl. a papírgyártásnál nyert szulfitszennylug stb. kellene kiterjeszteni.

Az előadáshoz részletesen hozzászóltak :

KÉZDI ÁRPÁD

útburkolatok méretezésére mutatott be elméleti módszert, majd beszámolt a hazánkban épült kísérleti cementtalaj utakról.

LEHOCZKY KÁLMÁN

rámutatott a meglévő utak korszerűsítésének és a kifizetési utak kiépítésének fontosságára. Határozati javaslatot terjesztett elő a talajstabilizálás széleskörű alkalmazásáról.

Dr. A. MYSLIVEC

professzor ismertette a nagy földmunkák tömörítésénél Csehszlovákiában használatos, általa kidolgozott módszert.

N. A. CÜTOVICS

professzor a fagy okozta burkolatkárokkal és a duzzadás elleni védekezés módszereivel foglalkozott, majd rámutatott a víztelenítés fontosságára.

GÁSPÁR LÁSZLÓ

a Közlekedésügyi Minisztérium Talajmechanikai Laboratóriumának munkásságát és az ott használatos, bevezetésre ajánlott újabb kísérleti eszközöket ismertette ; majd egy film keretében az ágyazat és a burkolat rugalmas alakváltozásainak mérését mutatta be.

CSERVENKA ANDOR

ismertette szulfitszennylúggal végzett talajstabilizációs kísérleteinek eredményét.

ALAPOZÁSI ÉS TALAJMECHANIKAI TAPASZTALATOK NAGY ÉPÍTKEZÉSEINKNÉL

SZÉCHY KÁROLY,

A MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA LEV. TAGJA

(ÉPÍTŐIPARI ÉS KÖZLEKEDÉSI MŰSZAKI EGYETEM, BUDAPEST, ALAGÚTÉPÍTÉS,
FÖLDMŰVEK ÉS TALAJMECHANIKAI TANSZÉK)

Az elmúlt 10 év, de különösen az 5 éves terv időszaka alatt számos olyan nagy építkezés történt, amely építkezések a gyakorlat és a tudomány részére igen hasznos tapasztalatokat szolgáltatottak. Az építkezések lebonyolítása közben nem igen nyílt idő arra, hogy ezeket a tapasztalatokat összefogjuk, kiértékeljük, hogy majd további tervezéseinknél és építkezéseinknél hasznosítsuk őket. A Tudományos Akadémia által rendezett kongresszus alkalmat kell hogy nyújtson arra, hogy visszapillantsunk elvégzett munkánkra és megállapítsuk azokat az eredményeket, amelyeket elértünk, amellett rámutassunk azokra a hibákra, amelyek előfordultak, s amelyek tanulságul kell, hogy szolgáljanak a jövőre nézve. Előadásomban a fejlődés előrehaladását jelző egyes munkák tapasztalatait és a mutatkozó hibák kritikáját az alapozási módszereken végig haladva fogom ismertetni.

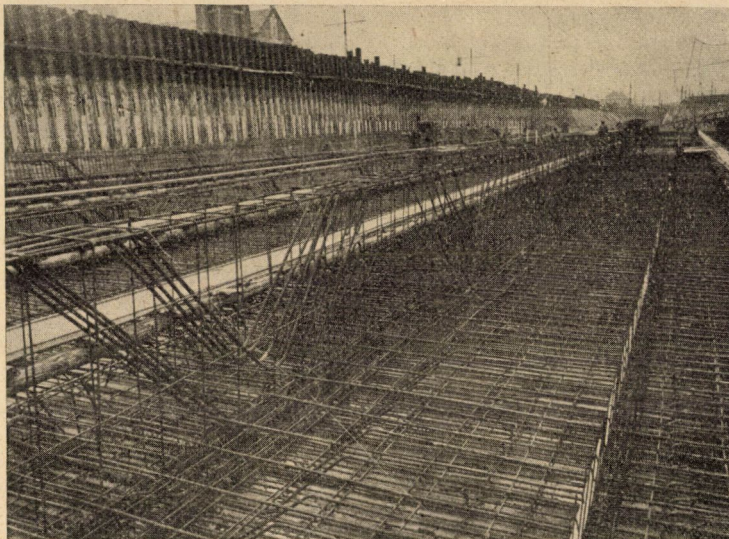
1. Munkagödör körülzárás és víztelenítés

a) Körülzárás

Az elmúlt évek során a legnagyobb kiterjedésű *vasszádfal verési* munkát a tiszalöki duzzasztómű építésénél végezték. A végleges jellegű szádfalak között 16 m h. II. neu, 14 m h. III. neu és 6—12 m h. II. neu Larssen-rendszerű szádfalak voltak. A verést 1600—2400 kg-os gőzverőkkel kezdték, de sokkal eredményesebb volt, amikor 4200 kg súlyú Menck—Hambrock-rendszerű gőzverőt vezettek be. 24 óra alatt a teljesítmény 120—150 m² palló leverésére emelkedett. A verést 8—10 m hosszú táblákban végezték és a munkát úgy osztották be, hogy a beállítás és előverés nappalra, az utánverés pedig éjjelre essék. A jó teljesítményt és a pontos akadálytalan leverést a nagyobb hosszúságok mellett azáltal sikerült elérni, hogy a pallóknak gondos és erőteljes vezetést adtak, és irányukat, pontos függőleges helyzetüket állandóan biztosították. A pontos vezetés céljából 18 m hosszú vas kalodát ástak a földbe, amely a pallókat irányban tartotta. Azonkívül a pallók tetejét 3 irányban ki is kötötték, hogy előre-

bukásukat megakadályozzák. A visszahúzás néhol olyan erőteljes kellett hogy legyen, hogy verés közben a feszítés miatt az előzőleg már levert pallópár 50—60 cm-t is visszaemelkedett.

Egyéb kisebb vasszáfalazási munkáknál (Berente) a *szádfalak kihúzása körül* szereztek igen értékes tapasztalatokat. Igen előnyösnek bizonyult a szádfalak szabad hornyainak kocsikenőccsel való teljes kitöltése. Ez részben már a verést is megkönnyíti, mert ha a szabad horony alul vasdugóval el van zárva,

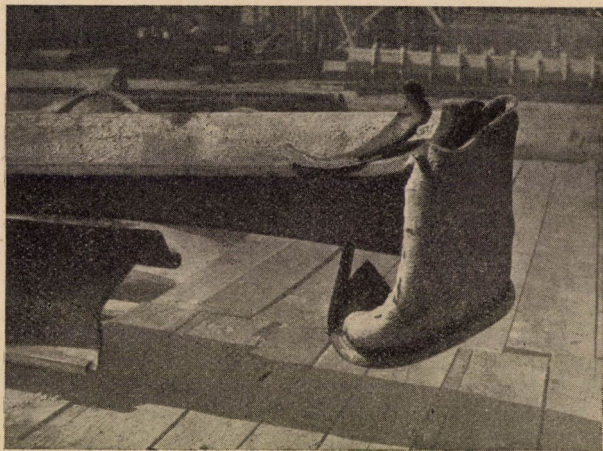


1. ábra. Stadion munkagödör körülzárás látképe

akkor a kocsikenőcs megakadályozza a talajnak oldalról a horonyba való benyomódását. Másrészt viszont rendkívül megkönnyíti a kihuzást és fokozza a pallófal vízzárását. Egyébként ha agyagos vagy márgás talajból kell a szádpallókat kihúzni, akkor előnyösnek mutatkozott fáradt olajnak vagy petróleumnak az agyaggal kitöltött hornyokba való becsöpögtetése.

A budapesti földalatti vasút egyes nyílt munkaszakaszainak építésénél készített körülzárásoknál több kedvezőtlen tapasztalatot szerezünk. A Stadion állomásnál alkalmazott ideiglenes vasszáfalás körülzárások tulajdonképpen csak a földpartok megtámasztására szolgáltak, mivel maga az építmény olyan kevéssé nyúlt a talajvíz szintje alá, hogy komoly víztelenítési problémát megoldani nem kellett. A felső feltöltési réteg alatt nagy vastagságban homokos kavicsréteget kellett 10 m-t is meghaladó magasságban megtámasztani, ami hátrahorgonyzott vasszáfalakkal történt. A szádfalak alul a munkagödör fenékszintje alatt folytatólagosan, felül pedig a szakaszosan elhelyezett hátra-

horgonyzó betontömbökkel pontonként nyertek megtámasztást. A hátrahorgonyzó rudak között folytatólagos megtámasztást a belső vízszintes hevedergerendák biztosították (l. 1. ábra). Mivel a munkagödört a rendkívül forgalmas Kerepesi-út mellett közvetlenül kellett megnyitni, a szádfalak leverését helynyerés céljából az útfelszínről indítottuk, hogy egyetlen fallal támasszuk meg az egész munkagödört. Az adott esetben azonban jobb lett volna lépcsőzni a megtámasztást és a felső szakaszt külön dúcolással megtámasztani. A nagy

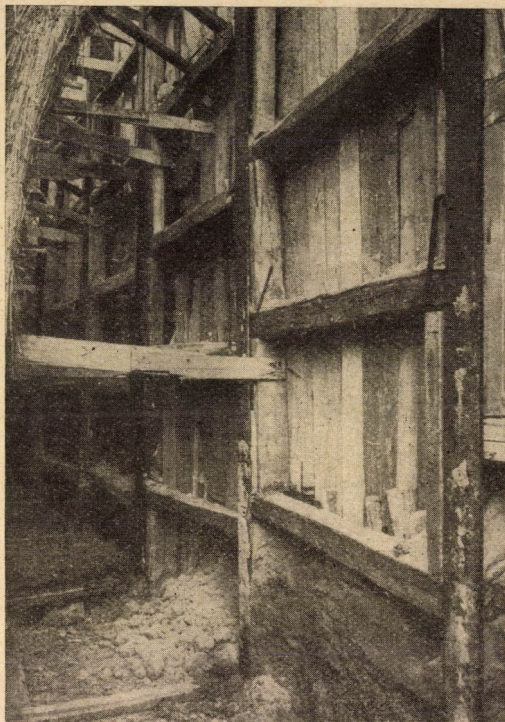


2. ábra. Verés közben felszakadt és kihúzott szádpalló

beverési mélység és a mélyebben fekvő homokos kavics rétegek nagy tömörsége ugyanis azt eredményezték, hogy már a szádfalak leverése is rendkívül nehezen és lassan ment, de még nagyobb bajok voltak a szádfalak kihúzásával. A munkagödör alján levő homokos kavicsrétegek helyenként konglomerátumszerű üledékké meszesedtek, amelyet ilyen nagy mélységben átverni már rendkívül nehéz volt. Több helyen előfordult, hogy az erőltetett verés és a dinamikus rázás következtében, valamint a konglomerátumszerű alsó rétegek egyenlőtlen ellenállása miatt is egyes szádpallók a már levert pallók vezetőhornaiból kifordultak, a kifordulás után felhasadtak és felgöngyölödtek. Hozzájárult ehhez az is, hogy az alkalmazott szádpallók csak normál 36/24-es folytvas anyagból készültek, amelyek a kavicsos konglomerátumszerű talajba való beverésre és ismételt felhasználásra nem megfelelők (lásd 2. sz. ábra). Az ilyen pallók természetesen a körülzárásban is „foghíjakat” alkottak, tehát az oldalzárást illuzórikussá tették. Ennél még sokkal kellemetlenebb volt az ilyen pallók kihúzása, amely az egész körülzárás gazdaságosságát lényegesen lecsökkentette.

A Deák téri munkahelyen a rendőrkapitányság épületének közelsége miatt rendkívül fontos volt, hogy a munkagödör tényleg körül legyen zárva

és annak nyílt szivattyúzással történő víztelenítése közben a környezetből és így a szomszédos főkapitánysági épület alól is talajszemcsék a munkagödörbe be ne áramolhassanak. Ebben a munkagödörben a víztelenítés mélysége is aránylag nagyobb volt, mint a többinél és kb. 2—2,5 m szintkülönbség előállítására volt szükség. A nyílt szivattyúzás végrehajtása után kiderült, hogy a szádfal egyik helyen nem zár, két-három palló felgöngyölödött és a fentiek szerinti „ablak” alakult ki, amelyen a vízzel együtt a szemcsés anyag is beáramlik a



3. ábra. Függőleges pallózású és vízszintes hevedergerendákkal ellátott Siemens-rendszerű ducolás

munkagödörbe. Az ablak bezárása azután úgy történt, hogy a talajvizet visszaengedve, a nyílás környezetében cementbesajtolást hajtottunk végre, amellyel a beáramló vízmennyiséget több mint 50%-kal sikerült leszállítani, s a munkagödörben való építkezést mérsékelt vízáramlás és szivattyúzás mellett sikerült végrehajtani.

A szádpallók beverésének átlagos teljesítménye 1 verőberendezéssel naponta (8 óra) 50—60 m² volt, a kihúzás pedig átlag csak 30—40 m².

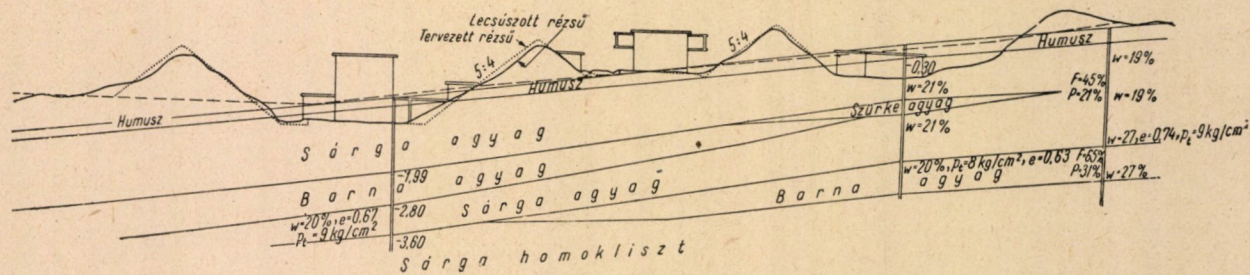
Ismételten bizonyosodott annak fontossága is, hogy a szádpallókat feltétlenül függőlegesen és egyenes vonalban kell leverni és nem szabad azokat

sem tengelyirányban, sem arra merőlegesen elfordulni hagyni. Mind a verési, mind a kihúzási munka lényegesen könnyebb volt az egyenesen és szabályosan levert szádpallóknál, mint a görbe tengelyű és ferde irányú szádpallóknál. A földalatti vasút további nyílt munkagödör körülzárásainál a szádpallók helyett már inkább a Siemens-rendszerű (3. sz. ábra) vasgerendás dúcolási eljárást alkalmaztuk. A vasgerendás dúcolásnak megvolt az az előnye, hogy a vasgerendák mint merev cölöpök az alsó kemény rétegekbe is könnyen beverhetők, s amellet esetleges közbenső akadályokon is könnyebben áthajthatók voltak. Azonkívül ha valamilyen akadály eltérítette is őket pontos helyüktől, az esetleges hiba teljesen lokalizálódott, a dúcolás további alkatelemeinek készítésénél ez nem okozott bajt. A közbeépített fapallók elhelyezésére és csatlakozására befolyást nem gyakorolt. A vasgerendákat felül ugyancsak hátrahorgonyzással támasztottuk meg, alul pedig egyszerű földmegtámasztásuk volt. Ez a földmegtámasztás a tapasztalat szerint sokkal hatékonyabbnak bizonyult, mint a számítás szerinti passzív földnyomásból kiadódó érték. Nyilvánvaló, hogy a szemcsés talajba levert vasgerenda tekintélyes környezetben tömöríti a talajt és így belső súrlódását növelve, a passzív földnyomás fajlagos értékét és a kialakuló térbeli boltozati hatást lényegesen emeli. Csak ezáltal vált lehetővé, hogy egyes 120–180 mm homlokfelületű vasgerendák alsó földmegtámasztása elégségesnek bizonyult 2–2,5 m szélességű és 8–10 m mélységű földszív terheléséből származó vízszintes reakciók felvételére.

Az eredeti Siemens-rendszerű dúcolás, mint tudjuk, vasgerendák között vízszintes pallózást alkalmazott. A földalatti vasút építésénél alkalmazott nagyobb fesztávolság és nagyobb mélységek, továbbá az egyes vasgerendák egymástól vett nagyobb távolsága miatt, vízszintes pallózással egyedül felvenni a közbenső mezők terhelését nem lehetett. Ezért a vasgerendák között vízszintes hevedergerendákat alkalmaztunk és ezekkel támasztottuk meg a függőleges irányban lehajtott pallózást (l. 3. ábra).

A szádfalakat és a vasgerendákat hátrahorgonyzó vonórudak elhelyezése eleinte nyílt feltárással történt. A Kerepesi út egyes szakaszain azonban szűkessé vált, hogy ezeket a hátrahorgonyzásokat épületek alatt vezessük át és kössük az épületek udvarain elhelyezett lehorgonyzó vasbeton tömbökbe. Ez a kényszerűség vezetett ezután rá a horgonyrudaknak vízszintes furatokban való átvezetésére és elhelyezésére, ami természetesen jobb, gazdaságosabb és könnyebb munka volt. A szádfal körülfalazások költsége a vasgerendás dúcolások költségeinél alig 10–20%-kal volt drágább.

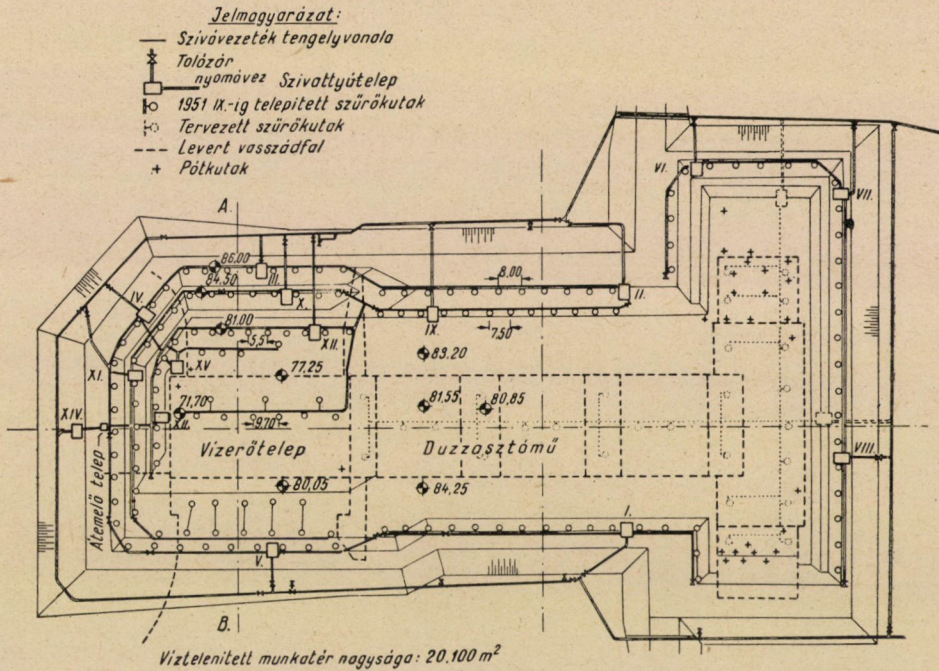
Egyik nagyobb gyárüzem építésénél, melyet lankás hegyoldalba telepítettek, az egyes épületcsoportok körül *részűs munkagödör* körülhatárolást alkalmaztak. Az egyes épületlépcsők elhelyezését, valamint a talajrétegződést a 4. sz. ábra tünteti fel. Az egyes munkagödörök határoló részük hajlása 5 : 4 volt a kényszerű telepítésből származó szükségszerűség miatt, mivel máskülönben a hegyoldalban a szükséges számú lépcsőket nem lehetett volna elhelyezni.



4. ábra. Lejtősen telepített gyárüzem munkagödör körülhatárolási terve

A hegyoldal a geológiai szakvélemények szerint a telepítésre veszélyesnek volt minősítve, mert a felső humuszréteg alatt rendkívül nagy kolloid tartalmú, csúszásra hajlamos bentonitos agyagrétegek terültek el. A munkagödör körülzárásának elkészítésekor sorozatos további hibákat követtek el. A hegyoldal állékonyságát a munkagödörök megnyitásáig igen nagy részben az biztosította, hogy azt erdős növényzet borította. A munkák megkezdésekor az erdőt kiirtot-

A tiszalöki vízlépcső építésénél alkalmazott talajvízszintsüllyesztő berendezés kiviteli terve



5a. ábra. Tiszalöki munkagödör alaprajza

ták, a növényzet stabilizáló hatása megszűnt. A munkagödöröket kiemelték, de nem gondoskodtak a csapadékvizek felfogásáról és elvezetéséről, hanem azok a munka többszöri leállítása és elhúzódása következtében éveken át stagnáltak az egyes munkagödörökben és átáztatták a csúszásra amúgyis veszélyes felső rétegeket. A rézsúcsúszások be is következtek (lásd 4. sz. ábra) és végülis olyan nagy méretűvé fejlődtek, hogy a mozgó földtömegeket csak hatalmas támasztófalakkal lehetett megállítani és az épületeket is biztosítani. Érdekes összehasonlításra volt mód azáltal, hogy ezen a helyen az üzem telepítése két egymással szemben levő hegyoldalban történt. Míg a baloldalon a csapadékvizek évekig stagnáltak, addig a jobboldalon az építkezést és vízlevezetést folya-

matosan egy év alatt megoldották. Éppen ezért a jobboldalon rézsűcsúszások nem mutatkoztak, noha a talaj kolloidtartalma ugyanaz, csupán a hézag-tényezőben és az ásványi anyag tartalomban van némi különbség. A jobboldali talaj hézag-tényezője: $e = 0,6-0,7$, a baloldalié: $e = 0,7-0,8$, az előző vas-anyagtartalma 20%, mészkarbonát tartalma 8%, az utóbbié pedig 5, illetve 4,5%.

Fentiekből az a tanulság szűrhető le, hogy a csúszásra veszélyes hegyoldalokon telepített építményeknél a vízvezetésre fokozott gondot kell fordítani, a munkálatokat a lehető leggyorsabban kell végrehajtani és a határoló rézsűk hajlásszögének megállapításánál a *terep eredeti hajlását figyelembe kell venni*. Nem elég általános szabályzatokra támaszkodva a rézsűhajlásokat megállapítani, hanem a *talajfizikai jellemzők* és a *kémiai összetétel* figyelembevételével pontos csúszási vizsgálatokat kell elvégezni. (A kémiai összetétel azért fontos, mert egyes karbonátoknak és oxidoknak kohéziót erősen növelő hatásuk van.) Igen fontos szerepe van az *időtartamnak* is, mert a rövid ideig nyitvatartott munkagödrök átázási veszélye sokkal kisebb.

b) Víztelenítés

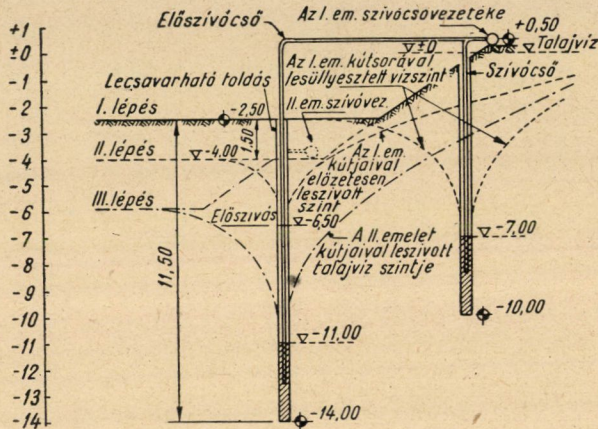
Munkagödrök víztelenítése terén a legnagyobb szabású munka a *tiszalöki duzzasztómű* példás talajvízszintsüllyesztéses víztelenítése volt, melynek tervezése elsősorban *dr. Lampl Hugó*, kivitelezése pedig *Bauer Sándor* kartársaink érdeme.

A kereken 20 000 m² kiterjedésű alapgödrot 3 lépcsőben elhelyezett, összesen 215 szűrőkúttal víztelenítették kereken 2½ évig tartó folytonos üzemben. A kutak átlagos vízhozama 1,4–1,7 l/sec, mélysége pedig 10–6,5 m volt (l. 5. ábra).

Az előmunkálatok és próbaszivattyúzás során azt a figyelemreméltó megállapítást tették, hogy a lépcsős süllyesztésnél alkalmazott normális szűrőkutak csak ½ annyi vízmennyiséget adtak, mint az azonos vízszintsüllyesztést eredményező bűvárszivattyús mélykút. Ennek oka a mélykút által előidézett nagyobb süppedési térfogaton kívül főként az, hogy a mélykút által érintett alsóbb rétegek vízbősége sokkal nagyobb volt. A másik fontos megállapítás a talajvíznek alacsony pH tartalma és vasra erős agresszivitása, ami a vízzel érintkező összes vasalkatrészek erős védelmét tette szükségessé. Ugyanakkor megállapítást nyert, hogy a talajvíz a talajban levő vastartalmat is erősen oldja és a keletkező vasokker a kutak szűrőszövetének eltömését is okozhatja.

Az előmunkálatok során a Műegyetem vízépítési laboratóriumában végzett modellkísérletek kimutatták, hogy a kutakhoz az *alsó vízvezető talajrétegekből* is számbaveendő vízáramlás irányul, a jól záró szádfalak pedig teljesen elvágják a depressziógörbét.

A kivitel során általánosan mutatkozott a *kezdeti vízhozam fokozatos csökkenése*. Átlagosan 50%-ára szállt le fokozatosan 4—5 hónap múlva egy-egy lépcsőn belül a kutak vízhozama. A mélyebben fekvő lépcsők bekapcsolása még tovább csökkentette ezt az értéket. Az érdekes jelenség az volt, hogy a víz fokozatos felengedésekor a felsőbb lépcsők kútjai ismét több vizet szívtak magukhoz. Figyelemre méltó, hogy az egyes lépcsők süllyesztési szintjét a Bauer-féle előszívás segítségével 3,5 m fölé emelték, és így az eredetileg négy lépcsőben



Lépcsős talajvízszintsüllyesztés emeletmagasságának növelése előszívással

6. ábra. Bauer-féle előszívás

tervezett süllyesztést 3 lépcsőben sikerült végrehajtani. Az eljárás lényege az, hogy az alacsonyabban fekvő lépcső kútjai közül 1-2 kutat előre elkészítünk, és szivócsőveiket ideiglenesen a felső lépcső szivófővezetékébe bekötjük. Ezáltal az alacsonyabban fekvő lépcső szivófővezetékét és szivattyúállomását mélyebben tudjuk elhelyezni és így a lépcső magasságát meg tudjuk növelni (lásd 6. ábra). A víztartás költségei 2½ évi üzem alatt összesen 13,5 millió Ft-ot, 1 m²-re és 1 m süllyesztésre számítva 59,— Ft-ot tettek ki, ami igen kedvező érték, és elsősorban a munkagödör nagy terjedelmével és a gazdaságos üzemmel magyarázható. Megemlítendő, hogy 5000 m² alapterület mellett a régebbi költségek átszámítva 66,— Ft/m²/m, 1000 m² mellett 150,— Ft/m²/m és 500 m²-nél már 500,— Ft/m²/m körüli összeget adtak.

Végül alkalmas volt ez a nagy munka arra is, hogy a talajvízszintsüllyesztés szivattyúgépházának üzembiztos elrendezését, gépegyeségeit és főként a légtelenítő szivattyúk típusát hazai vonatkozásban is ki lehetett fejleszteni.

A másik víztelenítési eljárás, amely amerikai és szovjet tapasztalatok

nyomán és *Vastagh Géza* újíto tevékenysége következtében nemcsak hogy bevezetődött hazai gyakorlatunkban, hanem egyre növekvő mértékben kerül alkalmazásra, a *vákuumkutas* talajvízszintsüllyesztés. Ez az eljárás egyszerű kútjai és szívóvezetéke, valamint a finomabb szemcséjű talajok víztelenítésére való alkalmassága következtében mind nagyobb területen kerül alkalmazásra, komoly versenytársa a szádfalas körülzáráson belül végzett vízalatti betonozás-

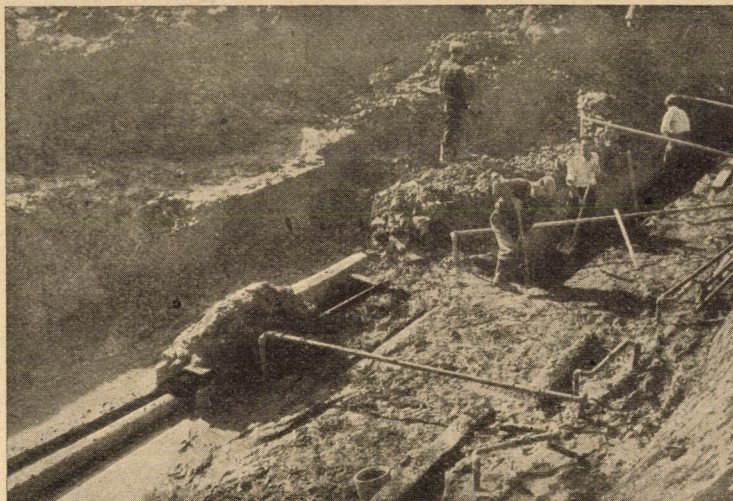


7. ábra. Vasúti bevágás képe víztelenítés előtt

nak, amelyet hivatva van a gyakorlatból teljesen ki is szorítani mindenütt, ahol a munkagödör rézsús oldalfalakkal való kialakításának nincsen akadálya és nincsen szükség az oldalfalak erőteljes megtámasztására (beépített területek). De ugyancsak kezdi háttérbe szorítani a Siemens-rendszerű gravitációs talajvízszintsüllyesztést is, mivel kútjai igen olcsón, öblítéssel állíthatók elő és finomabb szemcséjű talajok víztelenítésére is alkalmazhatók. Biztosítva van azonkívül a szívóvezeték állandó légtelenítése is, ami az üzemzavarok leggyakoribb okát kapcsolja ki. Ennek az eljárásnak is megvannak azonban a maga alkalmazási határai. Főként akkor válik előnytelenné, ha a talaj durva szemcséin keresztül a külszíni levegő közvetlenül be tud a kút aljához áramlani, vagy pedig a kút köpenyfala mentén talál közvetlen utat oda magának.

Elsősorban számos csatorna és vészkiömlő építésénél, úgyszintén térszín alatti szennyvíztisztító és vízgyűjtő medencék megépítéséhez, valamint vasúti bevágás rézsűjének stabilizálásához alkalmazták — mindenütt sikerrel (lásd 7—9. képek).

Az eljárás költségei m^2 -ként és a süllyesztett víz mélységének fm-ére számítva 100—650 Ft-ot tesznek ki, ami alatta marad a gravitációs talajvízszint-süllyesztés költségeinek. Nagyobb munkagödrök ($F > 500 m^2$) víztelenítésének fajlagos költsége az alsó határ, míg a kisebb munkagödröké a felső határ



8. ábra. Földkiemelés folytatása vákuumkutas talajvízszintsüllyesztés védelme alatt

körül mozog. Ez a költség már lehetőséget adna arra, hogy kisebb munkagödrök-nél is alkalmazásra kerüljön, különösen ha mozgó gépházat (szivattyúházat és fúróberendezést) lehetne összeállítani.

A vákuumkutas talajvízszintsüllyesztéseket nálunk szovjet szerzők (Abramov, Argunov és Csarnüj) által kidolgozott elméletek alapján tervezik, és tapasztalat szerint a számított vízmennyiségek a ténylegesen mért értékektől 200—300%-kal is eltérnek. Az eltérések oka az áteresztőképesség és vízhozam próbaszivattyúzás alapján való megállapításának tökéletlensége.

Érdekes, hogy a próbaszivattyúzások alapján számított vízmennyiség minden esetben *lényegesen kevesebb* : csak 25—30%-a volt a tényleges vízmennyiségnek. Ezzel szemben a gravitációs talajvízszintsüllyesztésnél ennek az esetnek a fordítottja szokott előfordulni. Ez az utóbbi jelenség egész természetszerűnek vehető, mert hiszen az egy kútra eső és térbelileg minden irányból ahhoz áramló vízmennyiségnek többnek kell lenni, mint a sorbakapcsolt kutak nagyrészt vonalasan odaáramló üzemi vízmennyiségének. Hogy a vákuumkutas eljárásnál ennek pontosan az ellenkezője mutatkozik, annak valószínű oka véleményem

szerint nyilván a vákuumos víztelenítés sajátosságaiban keresendő, és talán azzal magyarázható, hogy a talajban kifejtett *vákuumhatás* sorbakapcsolt vonalas kutak esetén sokkal intenzívebbé válik, mint a különálló egyes kutaknál. Valószínű, hogy az üzem közben elkerülhetetlen „levegőzés”, vagyis közvetlen légszívás is kevésbé érezteti hatását a sorbakapcsolt rendszer esetén, mint a különálló egyes kutaknál. Ezt támasztja alá az a tapasztalat is, hogy a túl ritkán elhelyezett vákuumkutaknál nagy szívási veszteségek mutatkoznak,

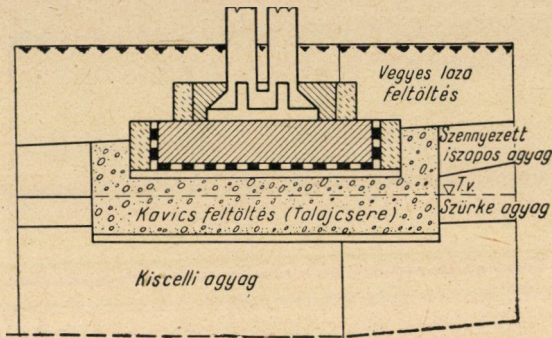


9. ábra. Végleges tengelyszivárgó készítése vákuumkutas víztelenítés védelme alatt

a túl sűrűn elhelyezett kutaknál pedig a levegőzés veszélye áll fenn. Célszerű volna a kutak alján kialakuló vákuum mérésével erre a kérdésre pontosabb fényt deríteni.

A munkák során a vákuumkutak mélysége is bizonyos fejlődésen ment át, mert míg kezdetben csak 5 m-es kúthosszakat alkalmaztak, ma már legalább 7 m-es kúthosszat alkalmaznak, mivel a rövid kutak tapasztalat szerint hamar levegőt kapnak. A kutak hossza természetesen függ a vízáadó réteg helyzetétől és a depresszió megkívánt mértékétől is. Az alkalmazott kutakon mindössze 1 m-es perforációs szakaszt létesítenek, és a kutak talpa golyós szelepes elrendezésű, ami az öblítéses fúrást is lehetővé teszi. Igen fontos a kutak közvetlen

környezetének megfelelő légzáró talajjal való felszíni tömítése is. Ez a tömítőgallér 1—1,5 m mélységben és 30—40 cm szélességben készül 30—40% iszap-tartalmú talajból. Különösen fontos tömítőgallér készítése a kevésbé víz- és légáteresztő talajokban, ahol a kút mellett a levegő lehatolásának veszélye nagyobb, mint a kút távolabbi környezetében. Homokos talajokban — vagyis nagyobb áteresztőképesség mellett — a tömítőgallér feleslegesnek bizonyult, mert a homoktalaj még távolabbról is amúgyis vezeti a kúthoz a levegőt.



10. ábra. Szerelőcsarnok alapozásánál alkalmazott sikeres talajcsere

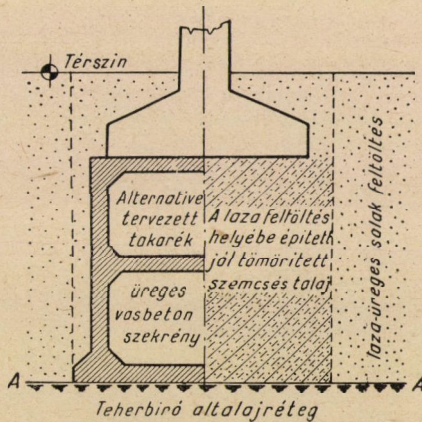
2. Sicalapozások

A sicalapozások tervezésének és kivitelének területén érdekesebb fejlődés nem igen mutatkozott.

Említésre méltó fejlődés mutatkozik azonban a *talajcsérés sicalapozások* területén, amely tény örvendetesen bizonyítja, hogy ezt a hasznos és gazdaságos eljárást alapozási gyakorlatunk egyre nagyobb mértékben alkalmazza. Vannak azonban olyan példáink is, amikor a talajcsere nem bizonyult indokoltnak, vagy eredményesnek. Az eredményes és helyesen alkalmazott talajcsere példa a csatolt 10. ábrán bemutatott szerelőcsarnok talajcsérés alapozása. A nagyobb terhelésű pillérek alapozási síkját a 4,5 m mélyen fekvő kiscelli agyagra kellett helyezni. A talajvíz ennél a szintnél 1,5—2 m-rel magasabban feküdt, és agresszivitása miatt az alapsík és a tényleges alaptest közé 15 cm-es rétegekben tömörített homokos kavicsot helyeztek. A cseretalaj tömörítését lapvibrátorokkal végezték és a tömörséget felszíni próbaterheléssel és szondázással ellenőrizték. Egyes helyeken — ahol nem találták kellő tömörségűnek a talajt — a hatástalan felszíni vibrálás helyett talajtömörítő cölöpök beverésével biztosították a szükséges tömörséget.

Egy másik példa egy hengercsarnok pillérei alatt alkalmazott talajcsere esete. A pilléreket 3—8 m vastagság között változó és változó tömörségű salakfeltöltés alatt fekvő agyagtalajra kellett alapozni. A pillérek terhelését először

dúcolás mellett megépített üreges vasbeton szekrényekkel akarták az agyagtalajra átvinni, majd szakértői javaslatra talajcserét alkalmaztak, és a kiemelt alapgyödröket homokos kavicssal töltötték ki (lásd 11. ábra). Sajnos, a homokos kavics tömörítését nem vékony rétegekben és nem megfelelő gondossággal végezték úgy, hogy a megépített pillérek alatt több cm-t kitevő egyenlőtlen süllyedések és elferdülések mutatkoztak. Az elégtelen tömörítés folytán a terhelés alatt és az utólagos konszolidáció következtében a cseretalaj szemcséi benyomulhattak oldalirányban a laza salakfeltöltés hézagaiba és helyenkénti üregeibe. Miután a tömör fekvés egyes helyeken végzett próbaterhelési eredmények szerint nem volt biztosítva, a legtöbb pilléralap alatt a homokos kavi-

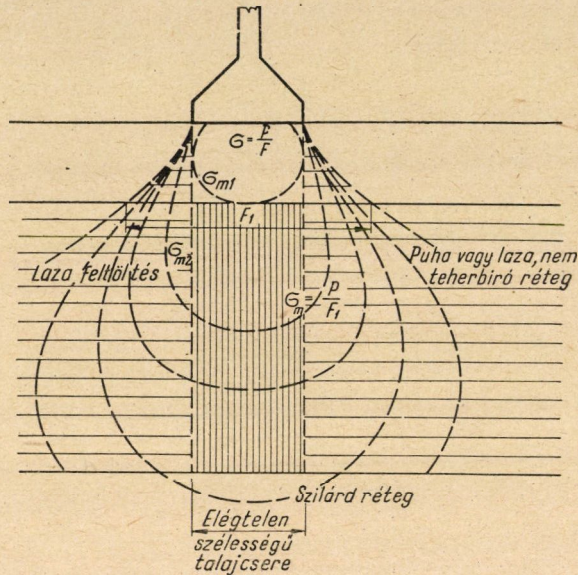


11. ábra. Hengeresarnok pillérteste alatt alkalmazott teherközvetítő talajcsere

csot sovány beton alaptestre cserélték át, ami kétségtelen többletköltséget és idővesztést okozott. Más tapasztalatok is mutatják, hogy talajcserét függőleges határolású, vagy túl csekély szétterjedésű munkagyödrben alkalmazni nem helyes, mert a tömörítés kellő foka nem biztosítható, és főként fennáll annak a lehetősége, hogy a laza és nem teherbíró talaj hézagai felé a cseretalaj oldalirányban kitérhet. Ezért a talajcserénél a cseretalajnak a munkagyödrben olyan szélességet kell biztosítani, hogy az alaptest alatt szétterjedő talajfeszültségek mindenkor a cseretalajon belül maradjanak (lásd 12. ábra), és ne adódjanak át az eredeti laza talajra olyan horizontális feszültségek, amelyek abban számottevő összenyomódást okozhatnak. Természetesen a talajcsere vastagsága csak olyan mértékű kell hogy legyen, hogy a lecsökkent talajfeszültségeket már az eredeti talaj is át tudja venni. A gyengébb talajok különben is megkívánják, hogy a feszültségeket nagyobb felületen elosztva kapják és így a cseretalaj nagyobb szélességét emiatt is biztosítani kell. *A bajok akkor fordulhatnak elő, ha a cseretalajnak csupán teherközvetítő és nem teherelosztó szerepet szánunk, mert az alul levő teherbíró talajig eltávolított puha, összenyomódó rétegeket akarjuk*

csak a teherközvetítésből kikapcsolni. Nem szabad elfelejteni, hogy a hagyma alakú feszültségi tartomány az alaptest alatt mindenképpen kialakul, és annak kritikus feszültségi értékeket tartalmazó részei a jól tömörített cseretalajba kell hogy kerüljenek.

A talajcserének különben is legkényesebb pontja a cseretalaj megfelelő tömörítése. Nem egy esetben előfordult, hogy a nem megfelelő teherbírású talajt kicserélték és a cseretalajt olyan tökéletlenül, de főként egyenlőtlenül tömörítették, hogy az eredeti gyöngé alattaj teherbírását sem érte el (Salgó-



12. ábra. A cseretalaj határain túlnyúló feszültségi tartomány

tarján). A talajcserék megtervezésénél és kivitelezésénél tehát a jövőben a munkagödör szélességére és a cseretalaj tömörítésére kell a legnagyobb gondot fordítani.

Igen jelentős alkalmazási területe van egyes esetekben a részleges talajcserének, nevezetesen a homokcölöpök alkalmazásának. A puha, szerves és agresszív jellegű talajokban kiválóan alkalmazható alapozási mód hatékonyságára még Jáky professzor indított eredményes kísérleteket. A legismertebb alkalmazási módja ennek az eljárásnak eddig a Dimitrov téri aluljáró építésénél volt.

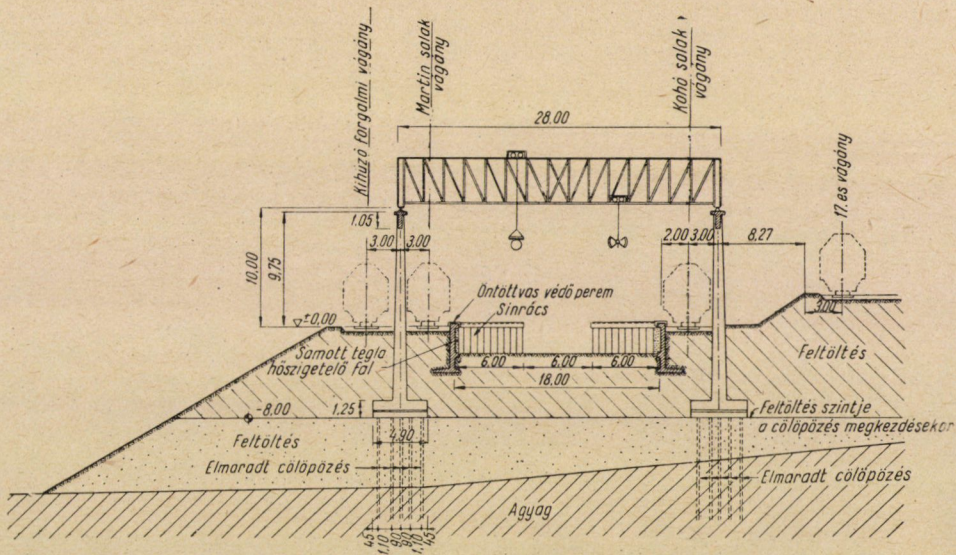
3. Süllyedési tapasztalatok

Bár a nagy beruházások területén az előzetes talajfeltárás és a talajmechanikai szakvélemény kikérése kötelezően elő van ma már írva, mégis több olyan eset fordult elő a gyakorlatban, amely azt mutatja, hogy sokszor vagy nem elég

pontosan hajtják végre a próbafúrásokat, vagy a tervezésnél és a végrehajtásnál nem veszik figyelembe a talajmechanikai szakvéleményt. Természetesen az is előfordul, hogy a talajmechanikai szakvélemény volt helytelen.

Természetesen a rétegek nem kellő feltárása azután váratlan süllyedések okozója lesz. Ezenkívül a feszültségváltozás és az alsó puha rétegek bevonása okoz váratlan süllyedéseket.

De sokszor egészen érthetetlen hanyagság és felületesség mutatkozik



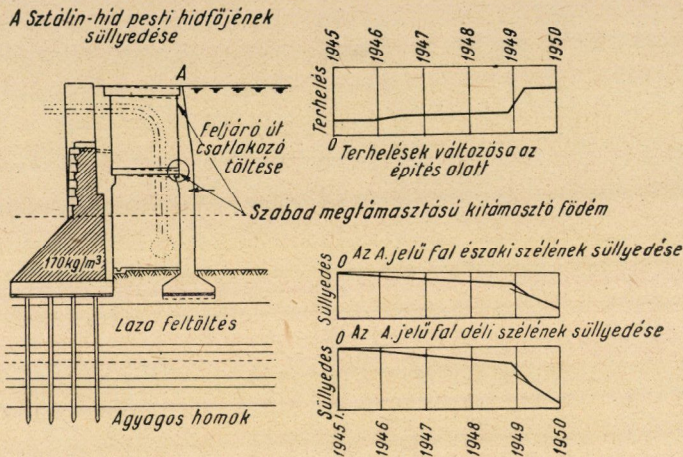
13. ábra. Diósgyőri darupálya alapozása

még a legveszélyesebb talajokon történő alapozásoknál is. Ilyen eset pl. a diósgyőri salakgranuláló darupálya alapozásának esete, ahol a tervezett cölöpözés helyett a darupálya egyik oszlopsorát salakfeltöltésre állították és utána 8 m-es friss töltéssel le is terhelték (l. 13. ábra). A salakot a 29 cm-es süllyedés pillanatában is töltötték még a szóban forgó helyen a rézsú kiegészítésére. Érdekes, hogy noha tudjuk, hogy a feltöltés alapozás szempontjából igen veszélyes talaj, mégis számos esetben fordul elő káros süllyedés feltöltésre épített és nem kielégítő alapozású építményeknél.

Különösen gyakoriak az utólagos és szomszédos terhelésekből származó egyenlőtlen süllyedések és elferdülések, amelyeknek egyik speciális esete a hídfőknél szokott előállni. A hídfőknek a háttöltés elkészítése folytán bekövetkező elferdülésére és annak megfelelő szerkezeti kiképzéssel való ellensúlyozására igen jó példát szolgáltatott az új Sztálin-híd pesti hídfőjének süllyedése és elferdülése (l. 14. ábra). Természetesen a szomszédban való építés hatása nemcsak a felszín, vagy a környezet leterhelése és a terhelések összegeződése útján

jelentkezhet, hanem cölöpök leverése, vagy kútalapok lesüllyesztése esetében is (Műgyetem, kazánház bővítése).

A hídfelek mögött a csatlakozó töltések ülepedése is olyan probléma, amelyet nem sikerült ezideig még kielégítően megoldani. A gépkocsikat rongáló és a forgalmat lassító bukkanók kiküszöbölése még világszerte nincs kielégítően megoldva, csak akkor, ha a keletkező lépcsőt hosszabb áthidaló tartólemezzel küszöböljük ki, vagyis a feladatot valójában megkerüljük.



14. ábra. Az óbudai Sztálin-híd pesti hídfőjének süllyedése

A budapesti földalatti vasút építésénél hebizonyosodott, hogy a földalatti üregek víztelenítéséhez használt légnyomós eljárás, valamint a lazább rétegekben az üregek kifejtéséhez és falazásához használt pajzsos módszer igen nagy mértékben lecsökkentette a *felszíni süllyedéseket*.

4. Cölöpalapozások

a) Vert cölöpökkel kapcsolatos tapasztalatok

Számos nagyobb építményünk került cölöpalapozásra. Így említésreméltó az új Műgyetem épületeinél alkalmazott cölöpalapozás, továbbá a tiszapalkonyai erőmű építésénél alkalmazott nagy kiterjedésű cölöpalapozás is (l. 15. ábra). Hazai gyakorlatunkban úgyszólván kialakultnak tekinthető a letompított háromszög alaprajzú vasbeton cölöpök alkalmazása, melyek tudvalevőleg elsősorban köpenysúrlódás szempontjából adnak kedvező értékeket, és így tulajdonképpen lebegő cölöpök céljaira alkalmasak. Előnyük ezenkívül viszonylagos *könnyűségük is*, amely lehetővé teszi, hogy a rövidebb (6–8 m) hosszúságú ilyen cölöpöket a rendelkezésünkre álló robbanófejes cölöpverőkkel is

le tudjuk verni. Kétségtelenül kedvező a háromszög alak inercianyomatéka is. Nem szabad azonban elfelejteni, hogy támaszkodó cölöpöknél elvileg tulajdonképpen nem a háromszögalaprajz a legkedvezőbb, hanem a kör vagy sokszög, mert így a legnagyobb a relatív csúszófelület. A tompított alak és a kör közötti különbség azonban az átboltozódások következtében valószínűleg elvész.



15. ábra. A tiszapalkonyai erőmű cölöpalapozásának látképe

Több helyen mutatkoztak nehézségek a cölöpök hosszának előzetes megállapítása körül. Az eddigi tapasztalatok azt mutatják, hogy az eddigi szokásos fúrásokkal való feltárás alapján a cölöphosszak pontos megtervezése még támaszkodó cölöpök esetén sem lehetséges, mert a fúrás a homokos kavics tömörségére nem ad felvilágosítást és a cölöpöket igen sokszor a tömör kavicsrétegbe egyáltalán nem lehet beverni. Különösen vonatkozik ez a robbanófejes cölöpverővel való verésre, ami természetszerűen könnyűségénél fogva nem alkalmas az ilyen verési feladatok elvégzésére. Hasznos segédeszköz lehet az alsó kavicsos homokréteg tömörségének megállapítására az ütve működő szondázással való talajkutató, melynek verési görbéje alapján az alsó rétegek tömörségére is jó következtetést lehet levonni.

Újabban az új Műegyetem alapozásánál a gyakorlatban is megállapították, hogy a *csúcs nélküli tompavégű cölöpök teherbírása mintegy 10—15%-kal nagyobb, mint a csúccsal ellátott hegyesvégű cölöpöké. Zimmermannak több évtizeddel ezelőtt végzett kísérletei megállapították már azt a tényt, hogy a vert cölöpök teherbírása függ a csúcs hosszától és alakjától is. Elég régóta ismerjük azt is, hogy pl. Dániában már régóta sikerrel alkalmazzák a csúcs nélküli cölöpöket. Hazai gyakorlatunkban mégsem igen akar ez a cölöpfajta elterjedni, noha a cölöpsarú megtakarítása elég tekintélyes anyagi előnyt is jelent.*

A cölöpök teherbírásának megállapítása nagyobb építkezéseinknél ma már mindenütt próbaterheléssel történik. Mindamellet nem szabad elhanyagolni a cölöpök *verési diagramjának* minden egyes esetben való felvételét sem, mert a verési diagram alakjának összehasonlításából nemcsak a talajrétegeződés egyenlőtlenségeire lehet következtetéseket levonni, hanem azonos verési jelleggörbék mellett a *próbaterhelések számát is le lehet csökkenteni*. A verési képletek alkalmazása mindinkább háttérbe szorul, és ahol mégis verési képleteket alkalmaztak, ott a leghasználhatóbbnak továbbra is a *Hiley-féle* formula bizonyult. Igen hasznos a verési képletek pontosságának fokozására a maradó és visszarúgó behatásoknak különválasztott mérése, amit a Hiley-féle képlet egyébként meg is kíván. Természetesen szükséges, hogy a behatásoknak ilyen módon való mérését ne csak talajmechanikai laboratóriumok vagy kutatóintézetek tudják végrehajtani, hanem az a mindennapi életbe is bevonuljon.

Komoly hibák mutatkoztak a *cölöptávolságok* betartásánál. Tiszapalkonyán előfordult, hogy egyes cölöpök között csak 15—20 cm talaj maradt, ami azt eredményezte, hogy egyik cölöp verés közben maga után húzta a másikat. A szabályzatban előírt minimális cölöptávolságok betartására nagyobb gondot kell ügyelni.

Biztató kísérletek indultak hazánkban a Közlekedésépítő Vállalatnál *vibrátoros cölöpverő* berendezés bevezetésére nézve. A vibrátoros verés eredményei a külföldi ismertetések alapján közismertek. Főként szemcsés talajokban vibrátoros veréssel bámulatos gyorsan és kevés energiateljesítménnyel lehet a cölöpöket a talajba juttatni amellet, hogy a cölöp talajba való bevitele után a vibrálással tömörített környezet nagyobb súrlódási ellenállást is biztosít a köpenyfelületen, és így a cölöp teherbírását is lényegesen emeli. A kísérleteknél egy 6 m hosszú cölöpnek a talajba való bevitele 2—3 percig tartott, ami az ejtőkossal való verésnek csak tört hányadát teszi ki.

b) *Fúrt cölöpökkel kapcsolatos tapasztalatok*

Hazai gyakorlatunk továbbra is kizárólagosan a Strausz-féle fúrt vasbeton cölöpöket alkalmazta. Különösen nagyobb hosszúságú álló cölöpöknél alkalmazták előszeretettel ezt a rendszert, ahol a leverés nehezen ment volna,

és agyagtalajokban, ahol a veréssel a talaj szétroncsolódott volna. Különlegesebb fejlődés ezen a vonalon egyébként nem történt. Továbbra is igen lényegesnek bizonyul a fúrócsőnek homokos talajban megfelelő előtartással való levitele, és a betonozásnak gondosan, betonozó tölcésréekkel és csővel való pontos végrehajtása.

c) Különleges cölöpök

Nagyobb építményeink alapozásának végrehajtásánál sor került néhány különleges cölöpfajta alkalmazására, illetve feltalálására és bevezetésére is. Elsősorban említendő meg ezek közül az Abelejev-féle mélytömörítéses talajcölöpök alkalmazása a sztálinvárosi nagyolvasztó alatt. Az építmény nagy jelentőségére való tekintettel a tervek itt a nagy hézagterfogatú ($n = 46-49\%$) lösztalaj mélytömörítését írták elő annak ellenére, hogy a talaj csak az első osztályú rokadási kategóriába tartozott. Az FTI előzetes kísérletei alapján 40 cm \varnothing és háromszöghálózatban egymástól 1-10 m tengelytávolságra kiosztott talajcölöpökkel hajtották végre a tervbe vett mélytömörítést. A mélytömörítést visszahúzott vendégcölöpökkel végezték. 40 cm \varnothing csúcsához 28 cm \varnothing verőcső csatlakozott. A munkák során többféle csúccsal is kísérleteztek. A különféle szétnyitható és visszanyerhető vascsúcsok nem váltak be, és ezért a végleges kivétel során a talajban maradó elveszett vasbeton csúcsokra tértek át. A végzett mélytömörítéssel az elméletileg számított $n = 30\%$ -ra való betömörítést nem sikerül elérni, és csupán a talajcölöpök közvetlen közelében sikerült az $n = 32-33\%$ -ot megközelíteni. A verőcsúccsal és szárral előállított lyukba talajt tömörítettek be. A talaj tömörítéséhez is minél súlyosabb cölöpverő volt célszerű használni, a robbanófejes cölöpverő nem bizonyult gazdaságosnak. Egyébként a tömörítési munkaszükséglet az utolsó cölöpsornál lényegesen megnőtt.

Igen eredményes kísérleteket végzett az FTI *fúrt cölöpöknek bentonitos, sűrű iszapöblítéssel* történő előállítására. A fúrás tulajdonképpen egy forgó, szív alakú vésőfúróval történik, melynek végén bentonitos folyadék kerül a furatba, s ez a bentonitos folyadék a kifúrt lyukat a beomlástól megóvjá, a kifúrt anyagot pedig magába zárva folyamatosan a felszínre hozza. Ezzel a gépesített módszerrel a cölöpök részére készülő lyukak fúrócső nélkül igen gyorsan állíthatók elő, de a betonozás menete is sokkal gyorsabb, mert a bélésű fokozatos visszahúzása elmarad. Közvetlenül betonozás előtt célszerű a lyukat tiszta vízzel átöblíteni. Az FTI javaslata szerint az ilyen bentonitos fúrt cölöpökkel, ha szorosan egymás mellett készítjük el őket, szádfalakat pótló cölöpsort is elő lehet igen gazdaságosan állítani. Kísérletek történtek végül síkalapozás helyett alkalmazható, rövid, 1,5-2,5 m mély fúrt cölöpök bevezetésére is, ami a megengedett igénybevételek jobb kihasználását van hivatva biztosítani, és az alapfalzatban újult megtakarítási lehetőséget.

A különleges cölöpök között kell megemlíteni a sztálinvárosi építkezéseknél több helyen használt *Baksay-féle* vert cölöpöt is, amely tulajdonképpen egy elvesző vasbeton csúcsból és egy verőrudazatból áll. A vasbeton csúcsra eleinte vasköpenyt is erősítettek, ami a rendszer gazdaságosságát rontotta. Utóbb a vasköpenylemezt elhagyták és megfelelő kohéziójú talajban a cölöp helyén szükséges lyukat tisztán a csúcs beverésével állították elő. Valószínűnek látszik, hogy ezt az eljárást bentonitos öblítéssel célszerűen kombinálni lehetne, amennyiben a veréssel előállított lyukba beöntött bentonit az oldalfalakat beomlással szemben megfelelően biztosítaná.

5. Kút- és szekrényalapozások

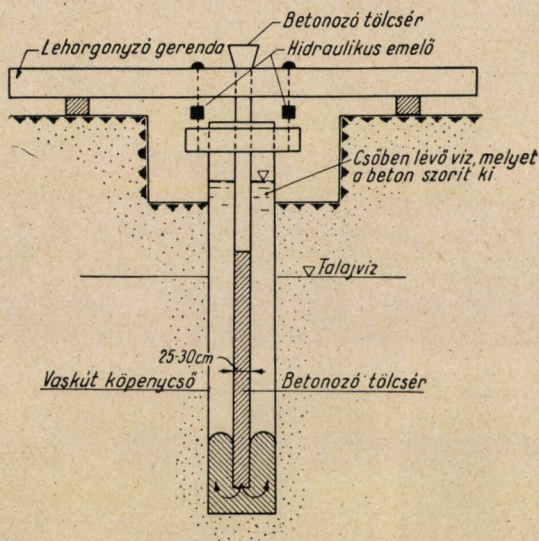
a) Kútalapozások és aknasüllyesztések

A kútalapozás az utóbbi időben általában háttérbe szorult a cölöpalapozás és a szádfalas körülzárás védelme alatt végrehajtott mélyített síkalapozások mögött. Szembetűnő előnyei miatt azonban néhány nagyobb épületünk alapozásánál mégis alkalmazták, — különösen akkor, ha a nem nagy vastagságú laza vagy puha felső talajrétegek alatt nem nagy mélységben igen teherbíró szilárd rétegre lehetett a kutakat süllyeszteni. Igen gazdaságos és jó kútalapozást készítettek pl. a Dózsa György úti MÉMOSZ székház és a Műegyetem egyes új épületei számára. Több esetben az agresszív talajvíz hatásának kitett mélyalapok készültek kútalapozással. Így pl. a Sztálin-híd Vizafogó fölötti áthidalásának alapozását kellett 2000 mg-on felüli SO_3 tartalommal bíró talajvízben végrehajtani. A feladatot kútalapozással lehetett a legjobban megoldani, mert a lesüllyesztett vasbeton kútköpeny és a fenékszáró ellenboltozat belsejét végigmenő bitumenes fedéllemez szigeteléssel lehetett ellátni és ennek védelme alatt szilárd belső betonmagot lehetett a terhelés átvételére felépíteni.

Legújabban *újfajta kútalapozási eljárás* bevezetését javasolja *Cziglina Vilmos* kartársunk, aki eljárását már a gyakorlatban is sikerrel kipróbálta. A „*vascsőkutas alapozás*”-nak nevezett eljárás elvileg azonos a helyben készült fúrt betoncölöpök készítésének gondolatával. A 120—150 cm \varnothing vashengerek belsejéből kotróvedrekkkel vagy markolókkal emelik ki a talajt, és közben a vasköpenyt lehorgonyzott tartógerendához feszített hidraulikus sajtókkal a talajba nyomják (l. 16. ábra). Ha a kívánt mélységet elérték, a kútba betonozó tölcserrel helyeznek és a Contractor eljárás szerint a kutat víz alatt kibetonozzák. Betonozás közben a betonozó tölcserrel együtt a vas kútköpenyt is fokozatosan visszahúzzák. A visszahúzáshoz is az előbb említett feszítőgerendát, illetve hidraulikus sajtókat használják fel.

A kútalapozással ellentétben igen nagy mértékben fejlődött a budapesti földalatti vasútépítéssel kapcsolatosan az *aknasüllyesztés*. Az itt alkalmazott

szellőző és indító aknák 5 m belső átmérőjű vasbeton kutak, amelyeket egy behúzott belső légzáró földem védelme alatt végrehajtott légnyomásos süllyesztéssel vittek le a süllyesztéssel egyáltalában elérhető mélységig. Ez azonban nem felelt meg a tervezett mélységnek, és így aláfalazással kellett a továbbiakban az aknát megépítenünk. Lényeges segítséget nyújtott később a köpenyfalak köré 10 cm vastagságban beöntött thyxotrop folyadék alkalmazása, amely



16. ábra. Vasköpenyes csőkútalpozás vázlata

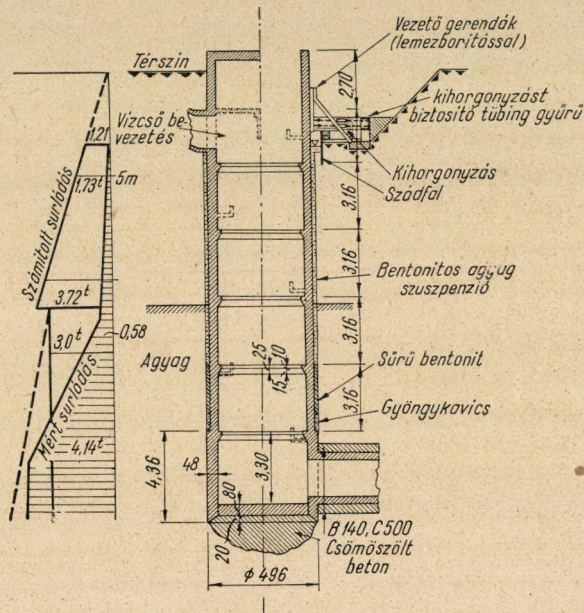
az oldalfalak súrlódási ellenállását igen nagy mértékben lecsökkentette (l. 17. ábra). 1 m^3 thyxotrop anyag összetétele a következő volt :

- 500 kg agyag,
- 720 kg víz,
- 60 kg bentonit,
- 120 kg barit.

Az akna vágóéle fölött 2 m magasságban 10 cm-rel visszaugratott köpenyfal külső alakja biztosította, hogy a fal és a környező talaj között egy 10 cm-es hézag keletkezzék, amelybe vödörrel öntötték be a thyxotrop folyadékot. Ennek hatása kettős volt: egyrészt lényegesen lecsökkentette az oldalfal fajlagos súrlódását, másrészt hidrosztatikus nyomást fejtett ki a földfallal szemben és azt nagy fajsúlyánál fogva ($\gamma \geq 1,4$) úgy megtámasztotta, hogy beomlás, roskadási tölesér a lesüllyesztett akna körül nem keletkezett. A fajlagos súrlódás értéke az eddig megfigyelt $1,6\text{--}2,0 \text{ t/m}^2$ értékről $1,25 \text{ t/m}^2$ -re, majd később a teljesen függőleges süllyesztés biztosításakor $0,45 \text{ t/m}^2$ értékre szállott le és az

aknát az addigiaknál 8 m-rel mélyebbre sikerült lesüllyeszteni. (Az ábrán látható Margit-szigeti aknánál a fajlagos súrlódás értéke $0,75 \text{ t/m}^2$ volt és egészen az agyagréteg eléréséig lényegesen alatta maradt a számított értéknek. Az agyagrétegben fellépő nagyobb súrlódásokat az átnedvesedés okozta duzzadás nagyobb nyomásával lehet magyarázni (v. ö. 17. ábra).

Az aknakutak méretezése tekintetében a földalatti vasútnál szerzett tapasztalatok a Coulomb-féle földnyomás alapján számított súrlódási ellenállás



17. ábra. Thyxotropos folyadék segítségével lesüllyesztett akna vázlatja és fajlagos súrlódási ábrája

helyességét és a Paproth-féle süllyesztési ellenállás túlzott voltát mutatták ki. Karafiáth új elmélete a Coulomb-féle földnyomásnál is kisebb értékeket eredményez a kör alakú falakra ható földnyomás tekintetében, sőt egy bizonyos mélységen túl a földnyomás csökkenését mutatja ki. A földalatti vasút aknáinak süllyesztésénél megállapított súrlódási ellenállások alapján ez az utóbbi megállapítás nem igazolódott.

Újabb és gazdaságosabb eljárást dolgozott ki a FŐVATERV az aknakutak függőleges vasalásának méretezésére is, amely a gyakorlati megfigyelések alapján bevált.

Ugyancsak a földalatti vasút függőleges aknáinak építésénél került első ízben alkalmazásra hazai mélyépítési gyakorlatunkban a talajfagyasztás is, melyet szintén sikerrel alkalmaztunk, bár egyelőre még túl költségesnek bizonyult. Az alkalmazott kétfázisú fagyasztás költségei m^3 -ként 400–500 Ft-ot

tettek ki, ami igen magas érték. Érdemes megállapítani, hogy ebből az összegből a fagyasztókutak fúrása függőleges kutaknál 25%-ot, ferde fagyasztókutaknál 40%-ot tesz ki, a fagyasztópincék, gépi berendezések és szerelések 30—35%-ot, míg maga a fagyasztási üzem 44—25%-ot.

A kétfázisú fagyasztás elméletét újabban a szovjet és német kutatók jelentősen kifejlesztették, de igen hasznosak a tervezés és a gyakorlat számára azok a megfigyelések is, amelyeket a földalatti vasút fagyasztással körülvárt munkagödreinél tettünk. Elsősorban a fagyasztókutak célszerű távolságára vonatkozólag bizonyosodott be, hogy nem gazdaságos 1,20, de legfeljebb 1,50 m távolságon felül menni. Kétségtelen ugyanis, hogy a fagyasztásra alkalmas vízzel telített homoktalajokban a fagyasztókutak hatósugara ennél ugyan jóval nagyobb, de a fagyasztás tovaterjedési sebessége a kúttól való távolsággal rohamosan csökken, amire jellemző pl. a Blaha Lujza téri munkahely megfigyelése, hogy a kezdeti 5—6 cm/nap sebességgel szemben az átlagos terjedési sebesség csupán 1,6 cm/nap volt. Nem gazdaságos tehát *időben* a fagyasztókúttól nagyobb távolságban fagyasztani, mert ezáltal az ún. „aktív fagyasztás” idejét nagyon elnyújtjuk.

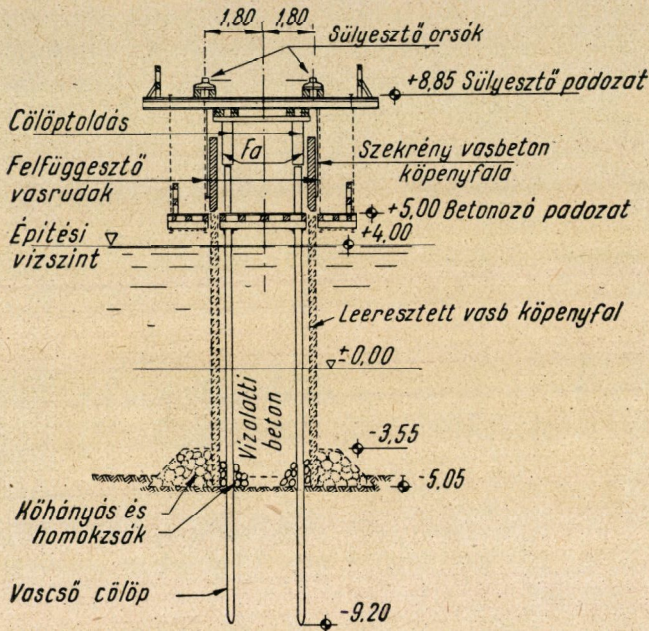
Ugyancsak megállapítható volt, hogy a fagyasztás — az elméletekkel egybehangzóan — a legelőnyösebb a nagy víztartalmú finom homoktalajokban, és agyagtalajokban már jéglenesés csomósodással kell számolni az összefüggő fagyfal helyett. Ezek a jéglenesések *a talajban levő belső feszültségeket erősen megnövelik* úgy, hogy az ilyen fagyasztott agyagtalajok alatt kihajtott tárókban mutatózó *közetnyomások sokkal nagyobbak voltak* a normálisnál. Ugyancsak Blaha Lujza téri érdekes megállapítás, hogy a fagyfalnak pneumatikus munkatérrel való megközelítése, a beton kötési hője és az esetleges talajvízáramlás okozta ún. „belső hőveszteségek” csak 1/10-ét tették ki a kompresszorok határfokából, a berendezés sugárzási hőveszteségeiből és a hűtőfolyadék keringéséből származó ún. „külső hőveszteségeknek”.

Meg kell említeni még a fagyasztó kutak *öblítési* fúrása körül mutatózó nehézségeket, amelyek elsősorban kavicsos talajoknál és a ferde fagyasztókutak fúrásánál mutatózóztak. Az agyagos, bentonitos fúró-izzapvíz a fúrólyukak kavicsos oldalfalait nem stabilizálta kellőképpen, és főként a ferde fúrásoknál a furatok bélés-csövezésére is szükség volt, ami a költségeket nagyban megnövelte, a munkák haladását pedig erősen lelassította.

b) Nyitott szekrények

A szekrényes alapozás az elmúlt 10 év alatt nagy fejlődésnek indult és alkalmazását számos eddig ismeretlen módon lényegesen kiterjesztették. Az első különleges alkalmazása a nyitott szekrényeknek a *Kossuth-híd* pilléreinek építése volt. Ismeretes, hogy az idő rövidsége és a felszerelések hiánya miatt

ezeket a pilléreket vascsölöpök közé és a rájuk szerelt állványról a mederfenékre süllyesztett nyitott szekrényekkel alapoztuk (l. 18. ábra). A szekrények egyenletes felfekvését bűvárokkal végeztetett egyengetéssel biztosítottuk, majd az alsó zárást vízalatti betonozással értük el és a pilléreket a szekrények védelme alatt felépítettük. Az eljárás igen egyszerű és olcsó és az ideiglenesnek tervezett pillérek még ma, 10 év után is elég jól állanak.



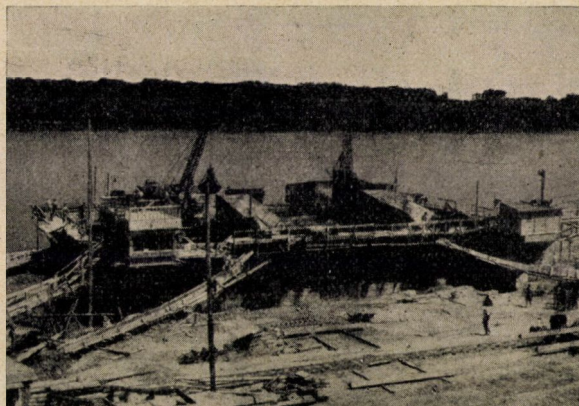
18. ábra. A Kossuth-híd nyitott szekrényes alapozásának vázlatterve

A légnomásnak mederpillérek építéséből való kiszorítása ezzel végre hazánkban is megindult, és csakhamar sokkal nagyobb méretű nyitott szekrények légnomás nélküli lesüllyesztésére került sor. A számos példa közül a legelső: a sztálinvárosi I. sz. szivattyúház aknájának építését kívánom röviden bemutatni. A több mint 800 m² alapterületű szekrényt (l. 19. ábra) a parthoz csatlakozó mesterséges feltöltésen állították elő és 13 m mélyre süllyesztették le kizárólag belső kotrás és a bűvárok vízalatti egyengető és akadályeltávolító munkájának segítségével. (Vízszugáröblítés, pneumatikus vésőkkel fejtés, lazító robbantás stb.) A szekrényeket éppen a fokozott billenési veszély miatt keresztfalakkal erőteljesen kimerevítették. Erre szükség is volt, mert a több (16–27) cm-t kitevő max. torzuláson kívül egyes esetekben 50–70 cm-t is lezökkentek a szekrények a nem egyenletes vízalatti földkiemelés következtében. A merev szekrények ezeket a durva igénybevételeket is baj nélkül bírták.

A szekrények költsége a légnyomásos alapozásával szemben 40–50%-os, a szádfalas körülzárással szemben 20–30%-os megtakarítást nyújtott.

c) Zárt szekrények

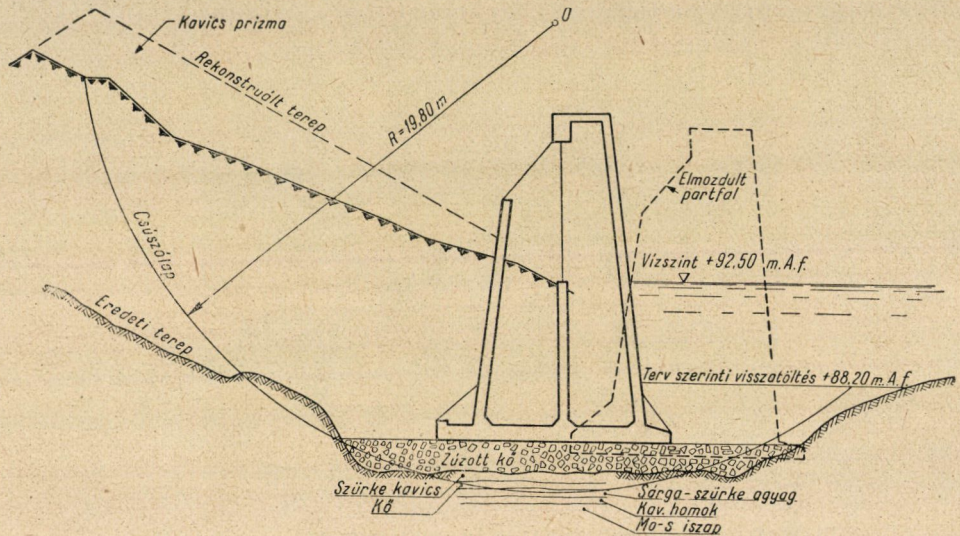
Az úszó szekrények alkalmazásának legújabb és legnagyobb szabású példája a sztálinvárosi partfal építése, amely egyúttal igen komoly tanulságokat is szolgáltatott. A partfalat a 20. sz. ábrán látható keresztmetszetű és egyen-



19. ábra. Sztálinvárosi szivattyútelep süllyesztőszekrényének látképe

ként 10 m hosszú vasbeton szekrényekből készítették. A szekrényeket a parton, illetőleg a tasi hajószilip kamrájában előregyártották, majd úszva a helyszínre vontatták és a takarékküregeket vízzel megtöltve az előre kikötött vezérárokba süllyesztették. Ez az eljárás világszerte szokásos és igen gazdaságos partfal építési mód. Egyetlen kényes pontja, hogy a szekrények a megtámasztott part oldalnyomásának hatására el ne csússzanak, — amint arra már a világirodalomban megörökített több példa is volt. A csúszással szemben a szekrények talpán fellépő súrlódási ellenállás adja az egyetlen biztonságot, mivel a kikötött vezérárok oldalán fellépő passzív földnyomás a rézsű laza, visszaomlásos jellege miatt nem vehető figyelembe. Éppen ezért a tervezők előírták, hogy a kikötött vezérárkot kavicsal, legfelül pedig nagyobb fajlagos súrlódást biztosító zúzottkővel töltsék ki. Mindezek ellenére a partfalnak egy 200 m-t meghaladó hosszúságú szakasza a háttöltés készítése közben elcsúszott. A lefolytatott szakértői vizsgálat megállapította, hogy az elcsúszás oka az volt, hogy a kikötött vezérárok feneké alatt rendkívül képlékeny csúszós agyagrétegek voltak, amelyekre alulról még felfelé ható artézi víznyomás is hatott, a partfal

pedig egy sziget 15–20°-os hajlású partja mentén épült, melynek felületét az öböl iszapja sikamlóssá tette és erre eleválták ki a feltöltésre szolgáló kavicsprizmákat. A nagy magasságú kavicsprizmák a ferde part mentén feltöltött kavics háttöltésre azután nagy nyugalmi nyomást gyakoroltak, amely túllépte a szekrények alatti puha agygrétegben és a vele összefüggő csúszós part mentén kialakuló kör alakú csúszólapon fellépő nyírási ellenállást (l. 20. ábra) és bekövetkezett egy összefüggő talajtörés. Ezt a szakértői megállapítást azután



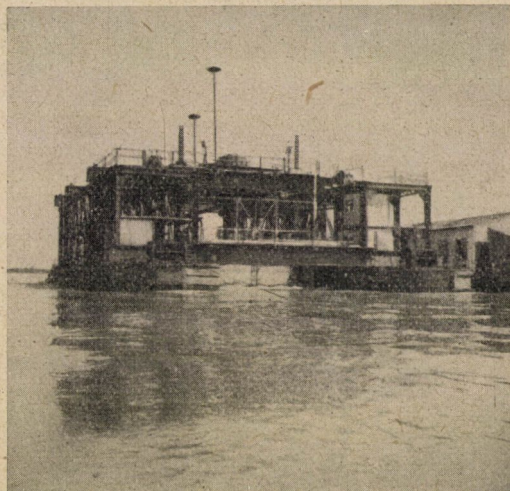
20. ábra. A sztálinvárosi kikötő partfal metszete és elcsúszásának vázlata

igazolta a partfal helyreállításakor megállapított azon tény is, hogy a zúzott kőágyazat együtt mozdult el a szekrényekkel. A tanulság a jövőre nézve, hogy nem elég a partfalakat biztonsággal a végső terhelési állapotra megtervezni, hanem az építés közben előforduló összes lehetséges terhelési eseteket és a biztonságot csökkentő körülményeket is figyelembe kell venni.

A másik fontos tapasztalatot a partfal épen maradt szakaszán lehetett szerezni. Ugyanis az egymás mellé süllyesztett szekrények közötti hézagok nem voltak megfelelően lezárva és ezeken keresztül a háttöltés laza homokos kavicsanyaga a meder felé kifolyt, a háttöltés kiüregelődött és a felszín a vasúti és daruvágányok közvetlen közelében lesüppedt. A kimosást természetesen a Duna vízjáték-ingadozása idézte elő, mert az árvíz idején felduzzasztott talajvíz — a víz apadásakor — a meder felé kezdett áramlani és magával sodorta a hézagokon keresztül a finomabb talajszemcséket is.

6. Légnymásos alapozásoknál és a földalatti vasút építésénél szerzett különleges tapasztalatok

a) A felszabadulás után aránylag kevés légnymásos alapozás készült. A legnevezetesebbek a csongrádi és szegedi Tisza-hidak újjáépítésével kapcsolatban épített új mederpillérek pneumatikus alapjai. Említésreméltó, hogy a szegedi mederpillér vasbeton süllyesztőszekrényét úsztattuk be elsőnek a helyszínre és úszó állványzat közé fogva süllyesztettük be. A beúsztatásnál palló vendég-

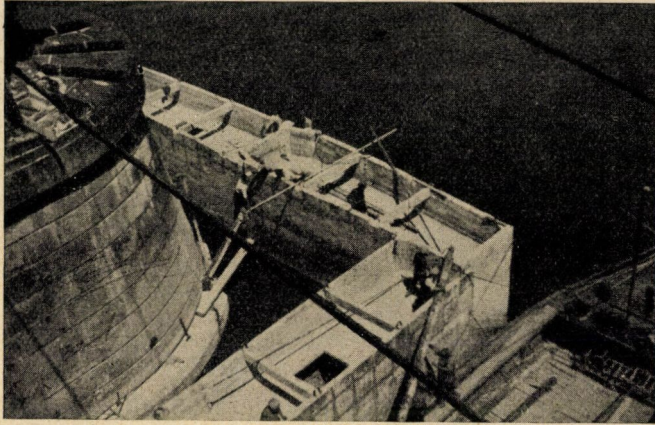


21. ábra. A Nemzet úszómű képe

fenékkal tettük a süllyesztőszekrényt úszóképessé. Érdekes tapasztalat volt, hogy a part egyoldali földnyomástöbblete a caissont mintegy 20 cm-rel elnyomta.

Már sokkal több új tapasztalatot szereztünk a bűvárharangok alkalmazásánál. Több felrobbantott híd vízszint alatt is szétrombolt alapját állítottuk vasbeton bűvárharang védelme alatt helyre. A 21. sz. ábrán látható, hogy a bűvárharang beúsztatására és lesüllyesztésére külön úszóállványzat készült (a „Nemzet” úszómű), mely szádfal verésre — kihúzásra egyaránt szintén használhatónak bizonyult. Ugyancsak vasbeton bűvárharangot használtak a Margit-híd pillérhelyreállításához szükséges körülzárás egyik alternatív megoldásánál is. Az I. sz. mederpillér körül a mederfenéken a bűvárharang munkakamrájának védelme alatt egy sík betonlemezszőnyeget készítettek el és erre keskeny úszó vasbeton szekrényeket süllyesztettek. A vasbeton szekrények alkották a pillér körül az élő vízben a körülzárást, s ezért a szekrények csatlakozó hornyos hézagait vízalatti betonnal töltötték ki, úgyszintén a fenéken is vízalatti záró betonréteget készítettek és ezután szivattyúzták ki a szekrényekkel körülzárt munkagödörből a vizet (l. 22. sz. ábra). Az előzetes kalkuláció szerint ennek a

módszernek olcsóbbnak kellett volna lennie, mint a vasszádfalas körülzárásnak, azonban a szekrények zárási nehézségei, valamint a pontos elhelyezés, felúsztatás és tárolás költségei miatt végeredményben ez a körülzárás többbe került, mint a vasszádfalas, s amellett lényegesen hosszabb ideig tartott, úgy, hogy a további 3 pillért már vasszádfalas körülzárás védelme alatt javítottuk ki.



22. ábra. A Margithíd pillérjavításához használt szekrényes körülzárás képe

A budapesti földalatti vasút

A légnyomásos víztelenítés legnagyobb szabású alkalmazása az utóbbi években a budapesti földalatti vasút építésénél történt. A Duna alatt korábban épített közműalagutak tapasztalatai alapján nem tartottuk megengedhetőnek, hogy a főváros legsűrűbben beépített városrészei alatt az alagutakat a laza vagy repedezett talajrétegekben, légnyomás nélkül építsük, és a legértékesebb épületeket süllyedésveszélynek tegyük ki. Ezért a pesti oldalon, ahol a repedezett agyagrétegek át voltak szöve artézi nyomású vizet tartalmazó homok és iszapos homok rétegekkel, már a függőleges indító aknáknak, majd a szellőző tárok és pajzskamrák és végül az alagutak építését is légnyomás védelme alatt végeztük. A budai oldalon viszont, ahol a talajrétegek sokkal szilárdabbak és homogénebbek voltak, és így a finom talajrészeckék kimosásának veszélye nem fenyegetett, a munkatereket mindenütt nyílt szivattyúzással víztelenítettük. Ilyen módon sikerült a felszíni káros süllyedéseket teljesen kiküszöbölni. Hogy erre az óvatosságra milyen nagy szükség volt, azt két eset világosan ki is mutatta. A Batthyány téren a pajzskamra építésénél repedezett agyagtalajban gondatlan alátámasztás miatt egy főté leszakadása következett be és az ennek következtében megindult felszíni süllyedést csak a légnyomásos üzem bevezetése állította meg. Ugyanígy a Kerepesi úti fűtőház melletti támfal a laza homoktalajban

szintén komoly süllyedéseket szenvedett, amit a légnyomásos üzem bevezetése szintén megállított.

Igen érdekes tapasztalat volt, hogy a légnyomás nagyságát rendszerint elegendő volt 2–3 tizeddel alacsonyabban tartani, mint az elméleti hidrosztatikus magasságkülönbség megszabta volna. Ez nyilván a finom talajszemcsék között fellépő súrlódási veszteségeknek volt tulajdonítható. Bizonyos értékkel még ezt a nyomást is alacsonyabbra vettük, mert egy kis mértékben beszivárgó vízmennyiség eltávolítása kedvezőbbnek bizonyult, mint a magasabb nyomások által megkívánt munkaidő csökkenés.

A továbbiakban csak a FAV építésének általános mélyépítési szempontból érdekes tapasztalatait említem meg. A speciális tapasztalatok ismertetése nem ide tartozik.

Rendkívül érdekes jelenségek mutatkoztak az alagutak megépítését követő *hátürkítőltő injektálásoknál*. Több helyen ugyanis az következett be, hogy ezek a földalatti injektálások a térszint a rajtuk nyugvó épületekkel együtt megemelték. A megemelés mértéke egyes helyeken a 15 mm-t is elérte és tapasztalat szerint nem annyira az alkalmazott nyomás nagyságával, mint inkább a besajtolt habarcs vagy cementlé mennyiség nagyságával volt összefüggésben. A magyarázat feltétlenül az, hogy az injektált anyag ezeken a helyeken a víz záró alsó agyagrétegnek olyan alsó boltozatszerűen fekvő alakulatai alá jutott, amelyeket oldalkitérésében megakadályozva membránszerűen felemelhetett. Érdekes tapasztalatokat szereztek az injektáló anyag összetételére vonatkozólag is, amennyiben megállapították, hogy a cementhabarcs hatósugarát bentonit hozzáadagolása lényegesen fokozza, sőt a *tiszta bentonit besajtolással* nagyobb vízzáróságot lehet biztosítani, mint a cementhabarccsal. Erősebben szivárgó talajvízben pedig kizárólagosan a tiszta bentonitos injektálás, vagy pedig a rendkívül gyorsan kötő Bauxit-P.-C. keverék injektálása vezethet eredményre. Az első időben használt 300-as és 400-as kohósalak cement vízszigetelési célra úgyszólván hatástalan, sőt kéntartalmánál fogva egyenesen veszélyes, különösen a betonalagutakra.

Az alagutak *jó szigetelésének és vízzáróvá tételének* kérdése különösen fontossá vált a beton alagutaknál, ahol megállapítást nyert, hogy a *lágú vizek* a beton pórusain áthatolva, a betonban levő meszet mohón kioldják és hosszú időn át tartó átszivárgás esetén a *betont* teljesen *korrodálhatják* anélkül, hogy figyelemreméltó szulfáttartalmuk volna. Ebből a szempontból különösen veszélyesek a munkahézagok és különösen érzékenyek a portlandcementek. A szigetelésre a levegőnek a piritartalmú anyagokba való bejutásának meggátolása céljából is szükség van, mivel a szigetetlen alagútfalazatokon keresztül bejutó levegő hatására a pirit bomlik és a beszivárgó talajvíz agresszivitása ennek következtében állandóan emelkedik. Egyes munkahelyeken a 150–200 mg/l SO_4 -tartalom ezen hatás és a kénbaktériumok elszaporodása miatt 2500-ra emelkedett. Viszont a megfigyelések szerint utóbb kissé ismét lecsökkent. Ebből

az következik, hogy főként a légnyomásos üzem idején került sok levegő a piritbe, míg a munkák leállítása után ez az intenzív hatás megszűnt ugyan, de azért az agresszivitás mindenütt lényegesen az eredeti érték fölött van (700—800 mg/l).

A földalatti vasút építésénél rendkívül jelentősége volna a talajszilárdítási eljárásoknak, s ezért erre vonatkozólag különféle szilikátos és elektromos eljárásokkal végeztek kísérleteket. Ezek azonban konkrét eredményre nem vezettek. A talajszilárdítások ügye gyakorlatilag egyébként is erősen vissza van hazánkban maradván, s még a bányászat hivatkozhatik leginkább bizonyos kezdeti eredményekre. Pedig az alapozásban ennek van a legnagyobb jövője és fontos volna kísérletekkel, elméleti kutatásokkal egyaránt előbbre jutni.

Befejezésül megemlítem még, hogy a nagy létesítmények alapozásánál szerzett talajmechanikai és gyakorlati tapasztalatokat az Akadémia Talajmechanikai és Alapozási Szakbizottsága igyekezett az Alapozási Szabályzatok közelmúltban végzett átdolgozása során is figyelembe venni az elméleti kutatások mellett. A szabályzattervezet most van hozzászólás céljából szétküldve és kívánatos volna, hogy az összes érdekeltek járuljanak hozzá észrevételeikkel annak tökéletesítéséhez. Ugyanolyan fontosnak tartom azonban, hogy jelen előadásomhoz is minél többen szóljanak hozzá és korrigálják, egészítsék ki azt. Ez az előadás ugyanis korántsem lehetett teljes — már csak az anyag nagy terjedelme miatt sem, és csupán a legszembevetőbb szempontokat igyekezett összefoglalni. Az alapozás jelentősége, az azzal járó és igen sokszor fölösleges és tekintélyes költségek csökkentése, a sokszor jelentkező károk megelőzése pedig a második 5 éves terv sikere érdekében megkívánják mindnyájunk összefogását és a hibák feltárásán keresztül gyakorlati munkánk és kutatásaink javítását és tökéletesítését.

Az előadáshoz részletesen hozzászóltak :

ÓCSVÁR REZSŐ,

aki a sztálinvárosi és tiszapalkonyai nagy ipari építkezéseknél sikerrel alkalmazott nagyméretű nyitott szekrényalapozások szerkezeti és végrehajtási részleteit ismertette és kimutatta az alapozások gépesítésre való alkalmasságát.

KARAFIÁTH LÁSZLÓ,

aki a cölöpalapozások próbaterhelésénél nyert tapasztalatokról számolt be.

KOVÁCSHÁZY FRIGYES,

aki a Dimitrov téri aluljáró homokkutas alapozását, építését és szerkezetét, valamint állékony-ságára gyakorolt befolyását, továbbá sziklatalajba épített tartályalagutak körüli feszültség-állapot megállapítására végzett laboratóriumi és helyszíni mérési eredményeinek összehasonlítását ismertette.

VASTAGH GÉZA,

a vákuumkutas talajvízszintsüllyesztés eddigi alkalmazási példáit foglalta össze és részletesen ismertette az eljárással szerzett talajmechanikai és kiviteli tapasztalatokat.

Hozzászólt még az előadáshoz Cütovics professzor, aki az 50 000 m² alapfelületű talajvízszintsüllyesztés adatait (225 millió rubel) és egy leningrádi talajcsere szélességének elégtelenségéből folyó kedvezőtlen tapasztalatait adta elő.

TARTÓSZERKEZETI TAGOZAT
ELŐADÁSAI

A NYOMOTT RÚD HATÁRTEHERBÍRÁSÁNAK KISZÁMÍTÁSÁRÓL

BÖLCSKEI ELEMÉR
(ÚT- VASÚTTERVEZŐ VÁLLALAT)

A műszaki szilárdságtan egyik legrégebb és még a mai napig is gyakran tárgyalt kérdése a nyomott rúd határteherbírásának meghatározása elméleti úton. Feltűnő történeti tény az, hogy e kérdés megoldásánál a különböző szerzők (Euler, Engesser, Kármán, Shanley, Müllersdorf, Csonka), akik elsősorban a kritikus erő kiszámításával foglalkoztak, nagyon eltérő eredményekre jutottak. Jelen tanulmány ennek az eltérésnek okait kívánja megvilágítani.

Ismeretes, hogy a nyomott rúd teherbírását annak ideális jellemzői határozzák meg. Ilyenek például:

- a rúd geometriai adatai (keresztmetszete, hossza, tengelyének alakja stb.),
- a rúd megtámasztásának módja (csuklós, befogott stb.),
- a rúd anyagának szilárdsági és alakváltozási jellemzői (ideálisan rugalmas, plasztikus, rugalmas-plasztikus), valamint
- a rúd terhelésének módja (ideálisan központos, külpontos, ferde erővel terhelt stb.).

A felsorolt jellemzőkön túl a nyomott rúd határteherbírására a terhelés folyamatának is jelentős befolyása van. Ha például azt az esetet vizsgáljuk, amikor a terhelőerő párhuzamos a rúd eredeti tengelyével (ill. a csuklópontokat összekötő egyenessel, ha a rúd eredetileg nem volt egyenes) és a csuklóponthoz viszonyítva külpontos, akkor többféle terhelési folyamat lehetséges. Elképzelhető, hogy

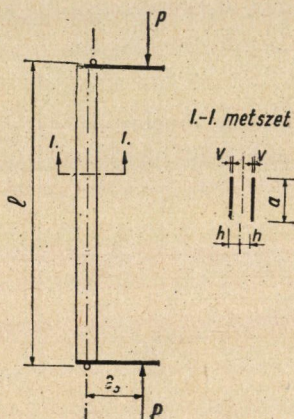
- állandó nagyságú erő külpontosságát fokozatosan növeljük, vagy
- állandó külpontosság mellett az erő nagyságát fokozatosan növeljük, és végül
- az erő nagyságát és külpontosságát egyidejűleg, de tetszés szerint növeljük.

Kimutatható, hogy a rúd határteherbírása szempontjából nem közömbös, hogy a terhelést az említett terhelési folyamatok közül melyik szerint hajtjuk végre. A terhelés folyamata és a rúd határteherbírása közötti összefüggés vizsgálata céljából vegyünk szemügyre az alábbiak szerint definiált ideális alakzatot.

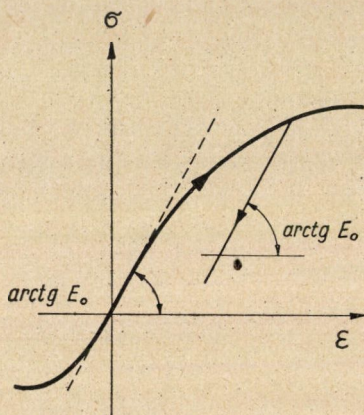
Az ideális alakzat tulajdonságai és határállapota

Legyen a rúd keresztmetszete a rúd teljes hosszán állandó. A rúd keresztmetszete álljon csupán két övből, melyeket a teherviselésben részt nem vevő képzelt szerkezeti elemek úgy dolgoztatnak együtt, mintha a szelvény két része egy összefüggő keresztmetszet lenne.

Legyen az ideális alakzat egy olyan rúd, amely mindkét végén elfordulhatóan van megtámasztva, terheletlen állapotban tökéletesen egyenes (1. ábra).



1. ábra



2. ábra

Ez az ideális alakzat rugalmas-plasztikus anyagú legyen. Tehát a kérdést azzal a feltételezéssel vizsgáljuk, hogy a feszültségek növekedése, ill. csökkenése esetében a nyúlások változása nem ugyanazon nyúlás-feszültség diagram szerint történik (2. ábra).

Feltételezzük továbbá, hogy a vizsgált rúd követi a Navier-féle törvényt, vagyis keresztmetszetei az alakváltozások során síkok maradnak még akkor is, ha a rúd egyes szálainak hosszváltozásai a Hooke-féle alakváltozási tartományon — a rugalmas tartományon — kívül esnek.

Ennek az ideális alakzatnak terhelése minden esetben legyen párhuzamos a rúd eredeti tengelyével és ennek az erőnek a csuklóponthoz viszonyított e_0 külpontossága legyen a rúd mindkét végén azonos. Megjegyezzük, hogy e_0 -val az erőnek a csuklóponthoz (vagyis a rúdvégek elfordulási középpontjához) viszonyított külpontosságát jelöljük, míg e jelenti az erőnek a keresztmetszet súlypontjához (a meggörbült rúdtengelyhez) viszonyított külpontosságát, vagyis $e = e_0 + y$.

Külpontos rudak esetében a terhelés jellemzésére két paraméter (e_0, P) szolgál. Célunk elméleti úton választ adni arra a kérdésre, hogy a fent leírt alakzaton működő sztatikus teher e két (e_0, P) paraméternek valamelyikét,

vagy esetleg mindkettőt egyidejűleg lassan és fokozatosan növelve, a paraméter melyik értékénél juthat a rúd határállapotba.

A terhelés folyamatának három fő típusa lehetséges, mégpedig, ha az adott nagyságú erő e_0 külpontosságát, vagy adott külpontosságú erő P nagyságát, vagy az erő külpontosságát és nagyságát egyidejűleg

növeljük. A terhelés e háromféle folyamatát a P , e_0 tengelykereszt síkjában háromféle vonal fogja ábrázolni (3. ábra). Kimutatható, hogy a határteherbírás szempontjából nem közömbös, hogy a terhelés P , ill. e_0 paramétereinek növelése a fent jelzett utak melyikén történik.

Ennek az ideális alakzatnak határállapota legyen az az állapot, amelynél a rúd valamely keresztmetszetének egyik szélső szálában határnyúlás (ϵ_t) keletkezik. Tehát minden esetben a szilárdsági határállapotot vizsgáljuk.

A vizsgálat az ún. közelítő elmélet alapján, tehát az $1 + y'^2 = 1$ elhanyagolás figyelembevételével történik.

Az ideális alakzat belső erőinek elemzése

Az ideális alakzat valamely keresztmetszetét vizsgálva, az egyensúlyi feltételeket az alábbiak szerint írhatjuk fel:

$$\frac{P}{2 av} = \frac{\sigma_1}{2} + \frac{\sigma_2}{2}$$

$$e \frac{P}{2 av} = h \left(\frac{\sigma_1}{2} - \frac{\sigma_2}{2} \right)$$

ahol σ_1 -gyel a homorú, σ_2 -vel pedig a domború oldali szálban fellépő feszültséget jelöljük.

Ha bevezetjük az átlagos feszültségre a

$$\sigma_a = \frac{P}{2 av}$$

jelölést, fenti egyenletekből a rúd homorú, ill. domború oldali részében fellépő feszültségeket a

$$\sigma_1 = \sigma_a \left(1 + \frac{e}{h} \right) \quad (1)$$

ill. a

$$\sigma_2 = \sigma_a \left(1 - \frac{e}{h} \right) \quad (2)$$

összefüggés szerint számíthatjuk ki.

vagy e -re megoldva, a feltételi egyenletek

$$e = h \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_a} - 1 \right) = h(n-1) \quad (3)$$

$$e = h \left(1 - \frac{\sigma_{sz}}{\sigma_a} \right) = h(1-n') \quad (4)$$

ahol

$$n = \frac{\sigma_t}{\sigma_a} \quad n' = \frac{\sigma_{sz}}{\sigma_a}$$

alakban is felírhatók. Tehát mindazon (P, e) — vagy másképpen (σ_a, e) paraméterpárokkal jellemzett terhek határállapotot idézhetnek elő, amelyek a (3), ill. a (4) egyenlet valamelyikének eleget tesznek.

A rúd határteherbírása

Definíciónk szerint a rúd akkor jut határállapotba, ha valamely keresztmetszetében határnyúlás keletkezik. Joggal feltételezhetjük, hogy a rúd meggörbült alakja szimmetrikus lesz és legnagyobb ordinátáját a középső keresztmetszetben fogja elérni, tehát a rúd keresztmetszetei közül elsőnek a rúd középső keresztmetszete fog határállapotba jutni.

A rúd középső keresztmetszetének elmozdulása legyen y_{\max} , akkor a középső keresztmetszetben

$$e = e_0 + y_{\max}$$

és e -nek ezt az értékét a (3), (4) egyenletekbe behelyettesítve

$$e_0 + y_{\max} = h(n-1) \quad (5)$$

$$e_0 + y_{\max} = h(1-n') \quad (6)$$

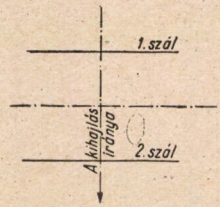
összefüggéseket kapjuk. Végeredményben tehát mindazokkal a $(P, e_0 + y_{\max})$, ill. $(\sigma_a, e_0 + y_{\max})$ paraméterpárokkal jellemzett terhek határállapotot idézhetnek elő, amelyek e feltételi egyenlet valamelyikének eleget tesznek.

A terhelési folyamatok

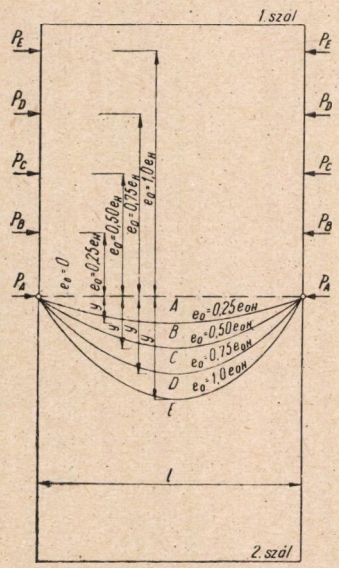
A továbbiakban vizsgáljuk meg részletesen az említett terhelési folyamatokat:

Az első terhelési folyamatot az jellemzi, hogy a központos terhelőerőt növeljük fel egy adott — de a központos terhelés esetében határállapotot előidéző erőnél kisebb — P értékig, majd az erőt állandó értéken

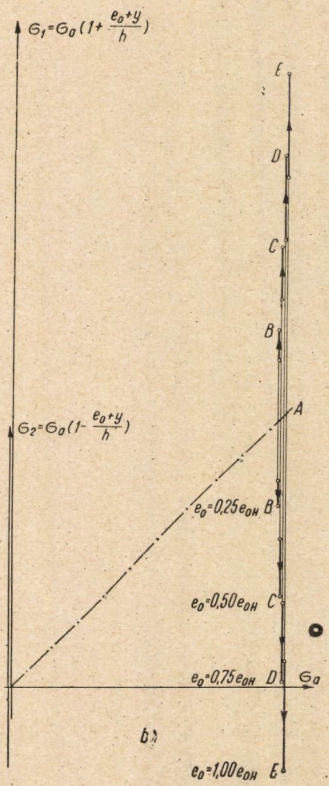
Keresztmetszet



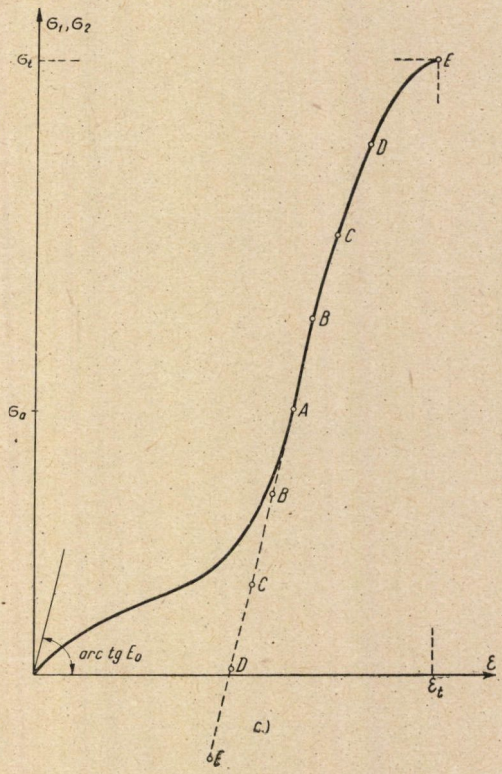
1.terhelési folyamat (Engesser-Kármán féle elmélet)
 (P=állandó, $\frac{e_0}{h}$ = változó)



a.)
 A rúd torzított hossz-szelvénye



b.)
 4. ábra



c.)

tartva, a külpontosságot fokozatosan növeljük 0-értéktől a határállapotot előidéző e_{0H} értékig.

Tételezzük fel, hogy az adott nagyságú P erőhöz és a különböző nagyságú e_c külpontosságokhoz tartozó, meggörbült rúdtengelyek a 4a ábrán feltüntetett alakot veszik fel. Ha a meggörbült rúdtengely alakjai ismeretesek, megszerkeszthető a σ_a átlagos feszültség függvényében a σ_1 , ill. σ_2 szálfeszültség (4b ábra).

Az ábrából látható, hogy a homorú oldali szálaban fellépő σ_1 szálfeszültség a rúd minden pontjában σ_a minden értékénél növekszik. A domború oldali szálaban viszont a σ_2 szálfeszültség az erőnövelés folyamata alatt a rúd teljes hosszán növekvő, míg a külpontosság növelésének folyamata alatt a domború oldali szál teljes hosszán csökkenő lesz.

A σ_1 ill. σ_2 szálfeszültségekhez tartozó nyúlások változását vizsgálva, fel kell használnunk az anyag nyúlás-feszültség diagramját. Tételezzük fel, hogy ez a diagram növekvő feszültségek esetében a 4c ábrán megadott és teljes vonallal kihúzott diagram lesz, míg csökkenő terhelés esetében ugyan ezen az ábrán szaggatott vonallal jelzett diagram — ill. az azzal párhuzamos diagramok — szolgáltatják a feszültségek és nyúlások közötti összefüggést. Ez utóbbi vonalat jelen esetben egyenesnek feltételeztük, de nincs akadálya annak sem, hogy a feszültségsökkenéshez tartozó nyúlás-feszültség diagramot is egy tetszés szerinti görbe vonalnak vegyük fel.

A 4b ábra alapján most már megszerkeszthetők a rúd különböző keresztmetszeteiben a különböző terhelések mellett fellépő fajlagos nyúlások is. A vizsgált terhelési folyamat esetében ezen az egyszerűsített modellen a homorú oldali szálaban a nyúlások és feszültségek között minden esetben a növekvő feszültségekre megállapított nyúlás-feszültség diagram, a domború oldali szálab teljes hosszán pedig a csökkenő feszültségekre megállapított nyúlás-feszültség diagramok közül az lesz érvényes, mely az $(\varepsilon_n, \sigma_a)$ feszültséghez tartozó A ponton megy át.

Az első terhelési folyamat részletes vizsgálatából végeredményben megállapítható, hogy a kihajlás folyamata ebben az esetben az Engesser—Kármán-féle elmélet alap gondolatának megfelelően játszódik le.

A második terhelési folyamatot az jellemzi, hogy a terhelőerő külpontossága eleve adott és a terhelőerő nagyságát ez adott külpontosság mellett fokozatosan növeljük a határállapotot előidéző P_H értékig.

Mint a későbbiekből látni fogjuk, e terhelési módnak két a esetét kell megkülönböztetni, attól függően, hogy az eleve adott kezdeti külpontosság, e_0 kisebb vagy nagyobb, mint h .

Vizsgáljuk először azt az esetet, amikor a kezdeti külpontosság

$$e_0 < h$$

egyenlőtlenségnek tesz eleget.

Tételezzük fel, hogy a fentiek szerint adott e_0 külpontosságú, de különböző nagyságú P erőkhöz — vagy másképpen σ_a feszültségekhez tartozó — meggörbült rúdtengelyek az 5a ábrán feltüntetett alakot veszik fel.

Ha ez ismeretes — az első terhelési folyamattal kapcsolatban elmondottakhoz hasonlóan —, megszerkeszthető a σ_1 , ill. σ_2 szálfeszültségek vonala a σ_a feszültség függvényében a rúd különböző x koordinátákkal jelzett pontjaiban. Ezeket a vonalakat az 5b ábra tünteti fel.

Az ábrából látható, hogy a rúd homorú oldali szálában a feszültségek a rúd minden pontjában növekszenek, míg a domború oldali szálában a σ_a feszültség növelésével a feszültségek először növekszenek, majd σ_a további növelése során fokozatosan csökkennek. A fordulópont a rúd különböző keresztmetszeteiben más és más átlagos σ_a feszültség mellett következik be.

A σ_1 ill. σ_2 szálfeszültségekhez tartozó nyúlások változását vizsgáljuk meg ugyanazon nyúlás-feszültség diagram feltételezése mellett, mint amilyet az első terhelési folyamat vizsgálatával kapcsolatban feltételeztünk. A szerkesztést végrehajtva, az 5c ábrán feltüntetett vonalakat kapjuk. Ebből látható, hogy a homorú oldali szál teljes hosszán a növekvő feszültségekhez tartozó nyúlás-feszültség diagram lesz érvényes. A domború oldali szálban azonban a jelenség lényegesen bonyolultabb. Elsősorban megállapíthatjuk, hogy lesz a rúd domború oldali szálának egy olyan (az 5a ábrán I-gyel jelzett) szakasza, melyben a feszültségek ebben a szálban és ezen a szakaszon növekszenek, tehát ezen a szakaszon ugyancsak a növekvő feszültségekhez tartozó nyúlás-feszültség diagram lesz érvényes. Ugyanezen szálon a II-vel jelzett középső szakaszon azonban a feszültségek eleinte növekszenek, később pedig csökkenni fognak, de a feszültségváltozás előjelváltása e szakaszon a különböző keresztmetszetekben más és más feszültségek mellett fog bekövetkezni. A feszültség előjelváltásának pontja pl. a középső keresztmetszetben az E' pont lesz, s az ehhez tartozó σ_{a0} feszültségig a nyúlások a növekvő, az ennél nagyobb feszültségeknél a csökkenő feszültségekhez tartozó nyúlás-feszültség diagram szerint fognak változni.

Megjegyezzük, hogy a terhelési folyamat speciális eseteként elképzelhető az az eset is, hogy a vizsgált rúd már a σ_{a0} átlagos feszültség mellett határállapotba jut. Ez az eset akkor következne be, ha az 5c ábrán feltüntetett nyúlás-feszültség diagram E pontja E^* (vagy annál kisebb ordinátájú) helyre kerülne. Ebben az esetben a feszültségek a rúd domború oldali szálaiban is egészen a szilárdsági határállapot eléréséig mindenütt növekednének.

Az I. és II. szakasz határpontja az ábrán x_0 -val jelzett pont lesz.

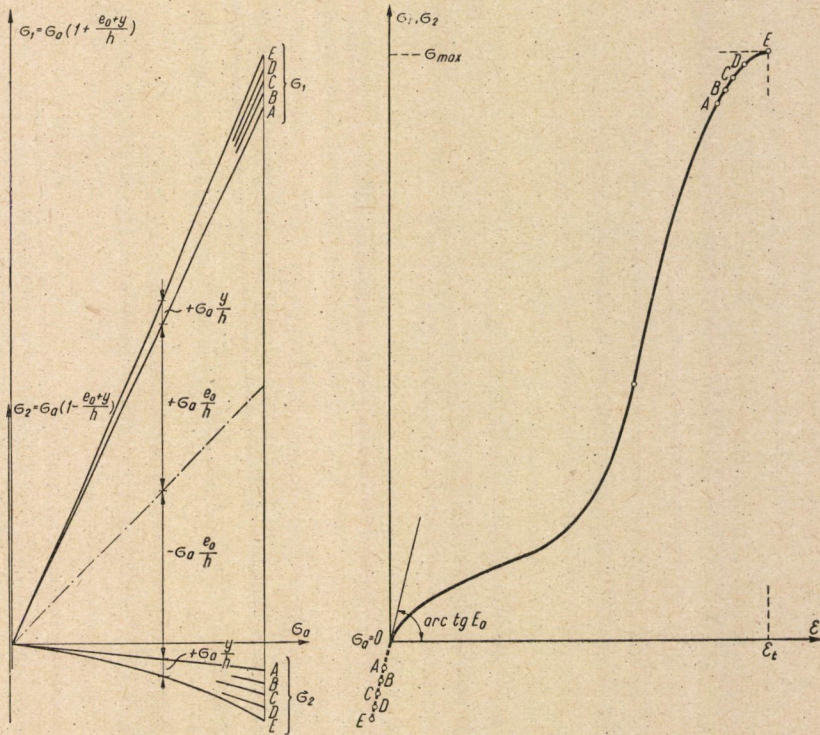
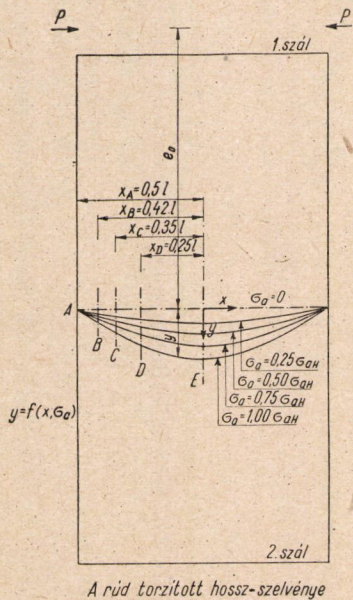
Az elmondottakból látható, hogy ha a terhelés folyamata a második folyamat és a kezdeti külpontosság az $e_0 < h$ egyenlőtlenségnek tesz eleget, akkor a jelenség a Shanley-féle elmélethez hasonlóan játszódik le.

Vizsgáljuk most a második terhelési folyamatot abban az esetben, ha a kezdeti külpontosság az

$$e_0 \geq h$$

2b. terhelési folyamat, ha $e_0 \cong h$ (? elmélet)

(P = változó, $\frac{e_0}{h} =$ állandó $\cong 1$)



egyenlőtlenségnek tesz eleget. Tételezzük fel, hogy a fentiek szerint adott e_0 külpontosságú, de különböző nagyságú P erőkhöz — vagy másképpen σ_a feszültségekhez — tartozó meggörbült rúdtengelyek a 6a ábrán feltüntetett alakot veszik fel.

Ha ez ismeretes — az első terhelési folyamattal kapcsolatban elmondottakhoz hasonlóan —, megszerkeszthető a σ_1 , ill. σ_2 szálfeszültségek vonala σ_a feszültség függvényében a rúd különböző koordinátákkal jelzett pontjaiban. Ezeket a vonalakat a 6b ábra tünteti fel.

Az ábrából látható, hogy a feszültségek a rúd homorú oldali szálának minden pontjában növekszenek, míg a domború oldali szálakban ugyancsak minden pontban csökkennek.

Ha a határállapotnak ismét a fentiekben definiált állapotot tekintjük, megszerkeszthetők az ehhez az állapothoz tartozó szálfeszültségek is.

A σ_1 , ill. σ_2 szálfeszültségekhez tartozó nyúlások változását vizsgálva — ismét ugyanazon nyúlás-feszültség diagram feltételezése mellett, mint amelyet az első terhelési folyamattal kapcsolatban feltételeztünk — a 6c ábrát kapjuk.

Ebből látható, hogy a homorú oldali szál teljes hosszán a növekvő feszültségekhez tartozó nyúlás-feszültség diagram érvényes, a domború oldali szálban pedig mindenütt a 0-ponton átmenő csökkenő feszültséghez tartozó nyúlás-feszültség diagram.

Végeredményben megállapítható, hogy ha a terhelés folyamata a második folyamat és a kezdeti külpontosság az $e_0 \geq h$ egyenlőtlenségnek tesz eleget, akkor a jelenség a $\sigma_a = 0$ feszültséghez, mint elágazási ponthoz tartozó nyúlás-feszültség diagram szerint, de egyébként az Engesser—Kármán-féle feltevésekhez hasonló módon játszódik le.

A harmadik terhelési folyamat gyűjtőnév alatt összefoglalt terheléseket az jellemzi, hogy ezeknél az $e_0 = 0$, $P = 0$ kezdőpontból kiindulva, a terhelés külpontosságát és ezzel egyidejűleg a terhelőerő nagyságát lassan és fokozatosan, de tetszés szerinti módon (tetszés szerinti görbe vonal szerint) növeljük mindaddig a $(P, e_0)_H$ paraméterpárral jellemzett terhelésig, amíg a rúd határállapotba nem jut.

E terhelési folyamat (3. ábra), melyet itt részleteiben nem elemeztünk, a fentiekben tárgyalt első ill. második terhelési folyamattal — ezeket lépésenként változtatva — előállítható, ha a P és e_0 lépcsőket fokozatosan csökkentjük.

Összefoglalás

Az elmondottakban a nyomott rúd sztatikai méretezése abban állt, hogy határteherbírását, a külpontosan nyomott rúd esetéből kiindulva, a szilárdsági határállapot vizsgálata alapján állapítottuk meg.

E helyen meg kell jegyeznünk a következőt: Ezzel az eljárással és a linearizált differenciálegyenlet felhasználásával levezethető képletek azonban csak azzal a megszorítással lesznek

érvényesek, hogy olyan esetről van szó, amikor a határfeszültség már kis kigörbülésnél bekövetkezik, vagyis, amikor a rúd nem túl karcsú. E megszorítást azért kell tennünk, mert a lineárizált differenciálegyenlet kis kigörbülések esetében érvényes.

Az elmondottakból kitűnik, hogy eljárásunk alkalmazásánál a nyomott rúd határteherbírása szempontjából nem közömbös, hogy a terhelés módja az első, a második (beleértve az említett két alternatív esetet is), vagy a harmadik terhelési folyamat szerint történik. A terhelési folyamatok megkülönböztetése azonban nemcsak eljárásunknál fontos, hanem a kihajlás irodalmában található eljárásoknál is, amelyek eredményeinek különböző volta éppen a különféle-képpen felvett terhelési folyamatok következménye. Így pl. az első terhelési folyamat esetében a jelenség az Engesser—Kármán-féle elmélet szerint zajlik le. Ha a terhelés folyamata a második folyamat és a külpontosság az $e_0 < h$ egyenlőtlenségnek tesz eleget, a jelenség a Shanley által felállított elmélethez hasonlóan zajlik le, de ha a külpontosság $e_0 \geq h$ egyenlőtlenségnek tesz eleget, akkor a jelenség a $\sigma_a = 0$ feszültséghez, mint elágazási ponthoz tartozó nyúlás-feszültség diagram szerint, de egyébként az Engesser—Kármán-féle feltevésekhez hasonlóan játszódik le. A harmadik terhelési folyamat szerint terhelt rudaknál a határteherbírás előre-láthatólag a két terhelési folyamat szerint számítható érték között lesz, de ezzel itt részleteiben nem foglalkoztunk.

Végeredményben tehát a nyomott rúd határteherbírásának kérdésével kapcsolatban eddig felállított — és egymásnak látszólag ellentmondó — elméleti eredmények egy közös differenciál-egyenletnek bizonyos speciális feltételek melletti helyes részmegoldásai (a speciális feltételek alatt a terhelőerő nagyságának és külpontosságának viszonylagos növekedését értjük). A probléma összefogó általános differenciál-egyenletében ezek a speciális esetek gyakorlatilag mai formájukban (eltekintve attól a közelítéstől, hogy az említett elméletek szerzői a görbe vonal szerint változó nyúlás-feszültség diagramot az érintővel helyettesítették) változatlanul érvényesek.

Az előadáshoz hozzá szóltak :

CSONKA PÁL

a kihajlással kapcsolatos kutatások történetét vázolván rámutatott arra, hogy az elhangzott előadás továbbfejleszti azt a gondolatot, melyet Shanley vetett fel és hozzájárul ahhoz, hogy céltudatosan továbbhaladhassunk a nyomott rudak problémájának megoldása felé.

MENYHÁRD ISTVÁN

az előadást abból a szempontból tartja érdekesnek, hogy a nyomott rudak problémáját a szilárdsági határállapot szempontjából vizsgálja.

BARTA JÓZSEF

felhívta a figyelmet arra, hogy a közelítő differenciálegyenlet alapján történő vizsgálatnál nem elégséges az anyag szilárdsági tulajdonságait figyelembe venni, hanem — különösen a karcsú rudak esetében — a stabilitás kérdését is fel kell vetni.

NYITOTT HIDAK KIHAJLÁSA

SCHWERTNER ANTAL,
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK KANDIDÁTUSA
(MÉLYÉPÍTÉSI TERVEZŐ VÁLLALAT)

Az alsópályás, felső szélráccsal nem rendelkező ún. nyitott rácsostartós híd nyomott öve kihajlásának a kérdését új megvilágításba helyezi a kihajlásnak a rugalmas pontok módszerére felépített elmélete. Ez az elmélet az Euler-féle kihajláselméletet kiegészíti annyiban, hogy a kihajlás okára vet fényt. Az elmélet a kihajlásra okot szolgáltató erőt nevezi kritikusknak, amivel szemben az Euler-féle elmélet a kihajlás lefolyását írja le és a törőerőt nevezi kritikusk erőnek. A kihajlásra okot szolgáltató teher ugyanis nem minden esetben törőteher. A kritikusk teher alatt csak megindul egy folyamat, amely a tartót különleges deformált alak felvételére kényszeríti és ez a folyamat hátráltatja a törés beálltát. A töréshez szükséges többletteher esetenként változó.*

A rugalmas pont legegyszerűbb példája a konzóltartó σ pontja (1a ábra). Ez a pont a ds/EJ rugalmas erők súlypontja. A súlyponti h és v főtengelek irányában végzett egységértékű mozgások, valamint ilyen értékű forgás létesítéséhez a mozgások irányában szükségelt erők és nyomaték reciprok értékei

$$\frac{1}{H} = J_h = \int_A^B \frac{y^2 \cdot ds}{E \cdot I} \quad \frac{1}{V} = J_v = \int_A^B \frac{x^2 \cdot ds}{E \cdot I} \quad (1)$$
$$\frac{1}{M} = \varphi = \int_A^B \frac{ds}{E \cdot I}$$

Az J_h , J_v és φ értékeket a rugalmas pontok módszere rugók állandóinak tekinti. Ez az elmélet a σ pontot ugyanis egy rugóházzal és abban a főtengelek, illetve a forgás irányában elhelyezett rugókkal ruházza fel. Állandó keresztmetszetű, egyenes tengelyű rúd esetében a σ pont a rúd felezőjében van (1b ábra) és

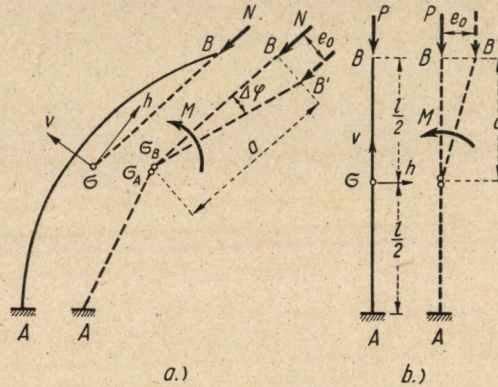
$$J_h = 0 \quad J_v = \frac{l^3}{12E \cdot I} \quad \varphi = \frac{l}{E \cdot I} \quad (2)$$

* Változatlan keresztmetszetű egyenes tengelyű rúdnál a többletteher mintegy 20%-a a rugalmas pontok módszerével meghatározott kritikusk tehernek.

Az új elmélet alapelveit a szerző ismertette „Die Knickung im Lichte der Methode der elastischen Punkte” című értekezésében. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae. Tomus. XII. Fasciculi 3—4).

Jól ismert tulajdonsága a σ pontnak, hogy a konzól szabad B jelű végén támadó erőt a σ ponton hatónak vehetjük és a B pont mozgását tökéletesen meghatározza az e ponthoz mereven kötött σ ponti rugóhátrész mozgása. Az elképzelt rugóház másik részét merev rúd a mozdulatlan A ponthoz köti és így ez a rugóhátrész is mozdulatlan.

A konzól B jelű végén hat az 1a ábrába bejelölt N jelű erőösszetevő, valamint az 1b ábra rúdjának P jelű terhe. A tartókat arra az esetre vizsgáljuk, ha azoknak B végpontját valamilyen külső ok (például megrázkódtatás), a bár-



1. ábra

milyen kicsinek képzelhető e_0 értékkel B' -be kitéríti. A kitérítést a σ ponton működő

$$M = \frac{1}{\varphi} \cdot \Delta \varphi = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{e_0}{a} \quad (3)$$

nyomatéknak tulajdoníthatjuk, amely támadása helyén a

$$\Delta \varphi = \frac{e_0}{a}$$

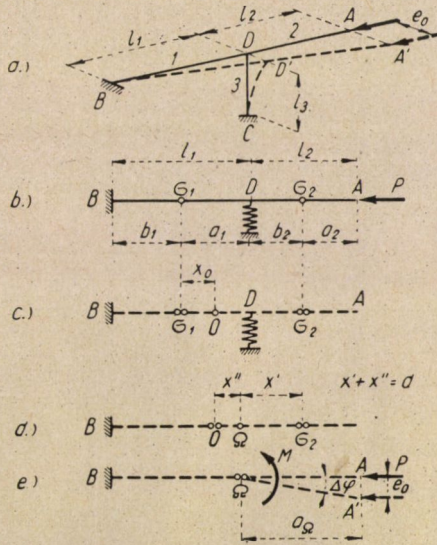
forgást létesíti. Ilyen külső ok hatása után a konzól általában lengésbe jut. Ilyen lengés be nem következik és a B' pont eredeti B helyére vissza már nem tér, vagyis az N , illetve a P erő kritikus, ha

$$P_k \cdot e_0 = M = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{e_0}{a}$$

$$P_k = \frac{1}{a \cdot \varphi} \quad (4)$$

Ez a kritikus erő független az e_0 kitérés értékétől. Ilyen teher alatt a tartó egy indifferens egyensúlyi állapotban van, amit az is jellemez, hogy önrézsze száma zérus. Utóbbi tény az erő kritikus voltát különösen jól érzékelteti. A feszített rúd rezgésszáma és hangmagassága ismeretesen a feszítés mértékével nő, és ezért nem kétséges, hogy a rúd rezgésszámát a nyomás csökkenti és feltétlenül különleges helyzet áll elő, ha rezgésszáma zérus lesz.

Megfigyelhetjük, hogy a rugalmas pontok módszere a kritikus erőt olyan merev tartó segítségével határozza meg, amely csak egy pontján rugalmas.



2. ábra

A nyitott híd nyomott övének kihajlásvizsgálata a rugalmas pontok módszerével hosszabb értékezés, amelynek csak alapelveit és eredményeit ismerethetjük. Bevezetőnek a 2a ábrán vázolt kérdést oldjuk meg. A kérdés az, hogy milyen P_k erő alatt áll a vázolt keret alakú rúdrendszer a kihajlás veszélyében. A kérdésre a válasz megfogalmazását azzal kezdjük, hogy az A pontot külső erőszakkal A' -be kitérítjük és ezzel az egész rudazatot deformáljuk. Vizsgálat tárgyává azt tesszük, hogy a tartó milyen körülmények között nem tér vissza eredeti hajlítatlan alakjába, az erőszak megszüntetése után. Ha az így megfogalmazott kérdésre a válasz azzal adható meg, hogy a keresett állapot egyedül P -nek bizonyos P_k értékétől függ, akkor nyilvánvaló, hogy P_k a kihajlás kritikus terhe.

A 2b ábrán felvázoltuk az ADB rudat. A D ponti rugalmas támaszt egy rugó jelképezi. A rugó tényezője legyen c_D . A D pont a rudat az 1. és 2. jelű szakaszokra bontja. E szakaszok terheletlenek és ezért igénybevételeiket σ jelű rugalmas pontjaik igénybevételei tökéletesen leírják. Vagyis számításaink alapja

a 2c ábrán vázolt merev rúd lehet, amelyet a σ_1 és σ_2 ponti rugóházak tesznek rugalmassá.

Ha ezt a rudat a D jelű pontján tetszőleges módon terheljük, akkor az erő csak a σ_1 és a D ponti rugókat terheli, a σ_2 pontiakat nem. Ez esetben a rugalmas pontok módszere a σ_1 és D pontokat párhuzamosan kapcsoltaknak nevezi és mind sztatikai, mind kinetikai számítások céljára azokat egy rugalmas ponttal helyettesíti. A helyettesítő rugalmas O jelű pontnak a σ_1 ponttól értett távolsága

$$x_0 = \frac{\frac{1}{c_D}}{\frac{1}{J_{v1}} + \frac{1}{c_D}} \cdot a_1 \quad (5)$$

és rugóállandói

$$\varphi_0 = \frac{1}{\frac{1}{\varphi_1} + \frac{x_0^2}{J_{v1}} + \frac{(a-x_0)^2}{c_D}} \quad J_{v0} = \frac{1}{\frac{1}{J_{v1}} + \frac{1}{c_D}} \quad (6)$$

Ha a D pont terheletlen és erő egyedül csak az A ponton támad, akkor mind a σ_1 és a σ_2 pontok rugói, mind pedig a D ponti rugó szenved igénybevételt. Nem kétséges, hogy a σ_2 pont a teljes erőt közvetíti A -ról D felé, és az erő ott bomlik fel reakcióira, amelyek azonosak a σ_1 pont rugózatának és a D ponti rugónak erőivel. Az utóbb említett rugókat az O pont rugózata helyettesíti. Ilyen esetben (2d ábra) az O és a σ_2 pont sorbakapcsolásáról beszélünk, amelyeket az Ω rugalmas ponttal helyettesíthetünk. E pont helyét és rugóállandóit meghatározzák az alábbi képletek.

$$x' = d \cdot \frac{\varphi_0}{\varphi_0 + \varphi_2} \quad x'' = d \cdot \frac{\varphi_2}{\varphi_0 + \varphi_2} \quad (7)$$

$$\varphi_\Omega = \varphi_0 + \varphi_2 \quad (8)$$

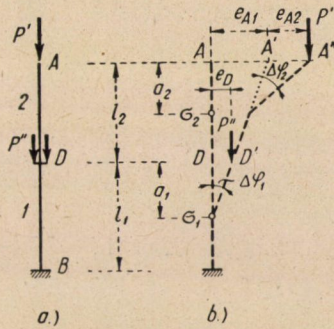
$$J_{v\Omega} = J_{v0} + J_{v2} + \varphi_0 \cdot x''^2 + \varphi_2 \cdot x'^2 \quad (9)$$

Végeredményben előállott a 2e ábrán vázolt ama helyzet, hogy egy rugalmas ponttal megszakított, egyik végén befogott merev rudunk van, amelynek másik szabad végén a P erő támad. Vagyis a kihajlásnak a 2a ábra szerinti feladatát visszavezettük a kihajlásnak a rugalmas pontok módszere szerinti alapesetére, amelyet már ismertettünk és amelynek értelmében a kitűzött feladat megoldása, vagyis a keresett kritikus erő

$$P_k = \frac{1}{a_\Omega \cdot \varphi_\Omega} \quad (10)$$

Nem foglalkoztunk itt a kérdéssel, hogy milyen értékű a D ponti rugalmas támaszt helyettesítő rugó c_D jelű állandója. Ez ismeretesen azonos értékű annak az erőnek reciprokjával, amely a C -nél befogott tartó D végpontját egység értékű mozgásra kényszeríti az AB tartóra merőleges irányban. E rugóállandó számítása is különösen egyszerű a rugalmas pontok módszerével.

Nyitott hidak nyomott övével kapcsolatos további alapfeladat a 3a ábrán vázolt eset, ahol egy rúd terhe szakaszosan változik és kérdések az így terhelt rúdnak kritikus terhei. A feladatot a rugalmas pontok módszere a 3b ábrán lát-



3. ábra

ható, a σ_1 és a σ_2 rugalmas pontokkal megszakított merev rúd stabilitásának vizsgálata útján oldja meg.

A rugalmas pontokkal megszakított merev rudazatot az M nyomaték lengesse ki helyéből. Ennek megszüntetése után a rugók a nyomatékot ellenkező forgásértelemmel szolgáltatják és a rúd eredeti egyenes alakjába visszatér, ha

$$\left. \begin{aligned} M_2 &= M - P' \cdot e_A > 0 \\ M_1 &= M - P' \cdot e_{A1} - P'' \cdot e_D > 0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

A nyomatékot minden esetben a σ pont eredeti eltolódástól mentes helyzetére értjük és azokról a nyomatékokról van szó, melyek a rugalmas pontoknak a B befogás felé eső rugóhátrészeit terhelik. Az M_1 nyomaték felírásakor feltételeztük, hogy a P' erő az A' ponton hat, mert a σ_2 ponti torziósrugó az erőnek az A'' pontról az A' pontba való mozgatását még biztosan eszközli.

A kihajlás veszélye akkor kezdődik, ha a fenti képletek szerinti M_2 és M_1 nyomatékok közül legalább az egyik zérus értékű. Az ábrából leolvasható

$$\begin{aligned} e_{A1} &= (a_1 + l_2) \cdot \Delta\varphi_1 = (a_1 + l_2) \cdot \varphi_1 \cdot M \\ e_A &= (a_1 + l_2) \cdot \Delta\varphi_1 + a_2 \cdot \Delta\varphi_2 = [(a_1 + l_1) \cdot \varphi_1 + a_2 \cdot \varphi_2] \cdot M \\ e_D &= a_1 \cdot \Delta\varphi_1 = a_1 \cdot \varphi_1 \cdot M \end{aligned}$$

értékek behelyettesítésével a képletekből számított kritikus erők:

$$P'_k = \frac{1}{(a_1 + l_2) \cdot \varphi_1 + a_2 \cdot \varphi_2} \quad (12)$$

$$P''_k = \frac{1 - P'_k (a_1 + l_2) \cdot \varphi_1}{a_1 \cdot \varphi_1} \quad (13)$$

Ezek a teljes kihajlás kritikus terhei. Részleges kihajlásról beszélünk, ha P' kisebb a kritikus értéknél, vagyis a rúdnak csak az l_1 hosszú része van határhelyzetben. Ez esetben

$$P''_k = \frac{1}{a_1 \cdot \varphi_1} - P' \cdot \frac{a_1 + l_2}{a_1} \quad (14)$$

A továbbiakban vizsgálat tárgyává tesszük a több rugalmas támasszal rendelkező rúd kihajlását.

Megállapíthatjuk, hogy a 4a ábra szerinti két rugalmas támasszal rendelkező rúd egyensúlya csak akkor biztosított, ha az A és a B ponti rugók egymással azonos, de ellenkező irányú erőt szolgáltatnak. A

$$P \cdot p = V \cdot l$$

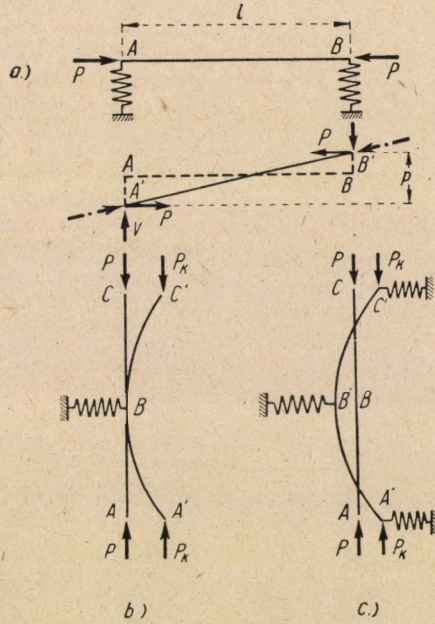
egyensúlyi feltételnek ki kell elégülnie, vagyis, az ilyen rúd mindig központosan terhelt és úgy hajlik ki, mint a két végén csuklós rúd.

A továbbiakban, ha V jelű rugóerőről van szó, akkor az erő az itt tárgyalt-hoz hasonlóan a tartó terhét csak központosítja, de a kihajlást nem befolyásolja.

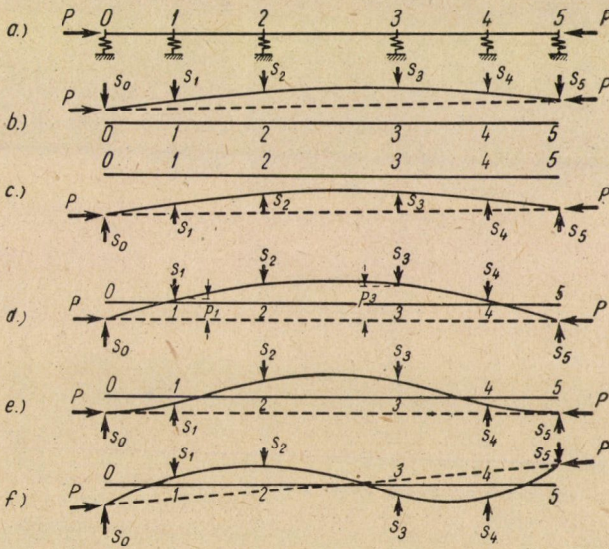
Az 4b ábra esetében feltételeztük, hogy csak a B ponti támasz rendelkezik rugóval, az A és a C pontok pedig szabad elmozdulhatnak. Ilyen tartónak a vizsgálata oda vezet, hogy kihajlása csak egy hullámban úgy lehetséges, hogy a B pont a helyén marad, e pont rugója tehát erőt nem szolgáltat. Az egymagában ható vízszintes erő ugyanis egyensúlyozó erők nélkül van, tehát aktív erő, amely támadáspontját mindaddig mozgatja, míg a rugó eredeti feszítetlen nyugalmi helyzetébe nem jut. A B ponti rugó tehát a B pontot a helyéhez köti és a rudat az A és C pontok között egy hullámban való kihajlásra kényszeríti.

Ugyancsak egy hullámban hajlik ki a 4c ábra tartója, amelynek mindhárom támasza rugalmas. Ez esetben a B ponti rugóerő egyensúlyban van az A és C ponti ilyen erőkkel. Egy központos nyomás és egy hajlítás egymásrahajlmo-

zásának az esete forog fenn. A hajlítást a kihajlás folyamata váltja ki, vagyis amíg nincs kihajlás, addig nyomaték sincs. A kihajlás kezdetét tehát rugóerők nem befolyásolhatják, mert kihajlás nélkül rugóerők sincsenek, de a kihajlás lefolyását bizonynyal hátráltatják. Ha tehát a kritikus erő alatt azt az állapot-

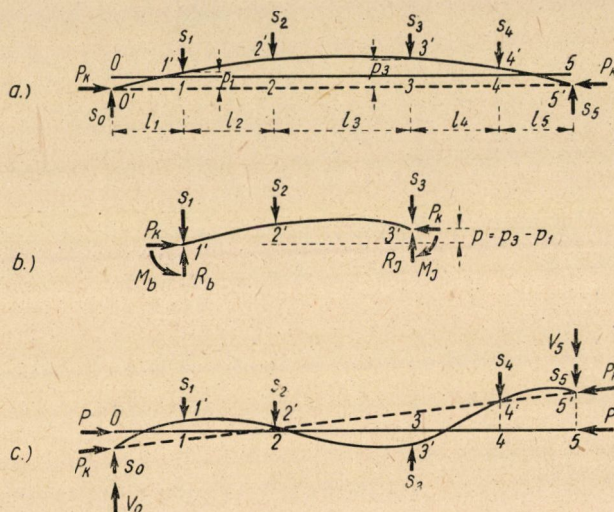


4. ábra



5. ábra

jellemzőt értjük, amelynél a kihajlás kezdetét veszi, és amely állapot független minden deformációtól, akkor azt kell mondanunk, hogy a rugalmas támaszok ez esetben is az egy hullámban való kihajlást biztosítják, de a kritikus erő értékére befolyásuk egyébként nincs. Más kérdés, amelyet nyitva hagyunk, hogy mérnöki szempontból a kihajlás kezdetét vagy a törést létesítő erőt kell-e kritikusnak minősíteni. Ez a kérdés ugyanis alapkérdés, ha a rugalmas pontok elméletére felépített és az Euler-féle kihajláselmélet között kell a mérnöki gyakorlat részére dönten.



6. ábra

Az 5. ábrán a több rugalmas támasszal rendelkező tartót és kihajlásának feltételezhető különböző eseteit látjuk.

Ez a rúd egy hullámban való kihajlása során többek között az 5b vagy az 5c ábrák szerinti alakot veheti fel. Az egyik esetben az összes támaszponti rugó húzott, a másik esetben pedig nyomott. Az ábrába bejelölt S jelű rugóerők szabad erők. Az erőrendszer megszűnését vagy átcsoportosulását semmi sem akadályozza és ezért az ugyanúgy ki sem alakulhat, mint az előző ábra egy támaszrugós tartójánál. A rúdnak ilyen viszonyok közötti kihajlását tehát el kell vetni, az lehetetlen.

Látszólag más a helyzet akkor, ha az 5d, 5e vagy az 5f ábrák szerint, illetve más olyan viszonyok között képzeljük el a rúd kihajlását, amikor a támaszponti rugók közül egyesek húzottak, mások nyomottak, amikor is az S erők egyensúlyban álló inaktív erőrendszert alkotnak. Könnyen belátható azonban, hogy a felvázolt esetek egyike sem stabil erőrendszer. Ennek bizonyítására ki-metszettük az 5d ábra rúdjából, amelyet újra látunk a 6a ábrán, az 1., 2., 3. csomópontokkal alkotott rúdrészt. Ezt a 6b ábrán vázoltuk fel azokkal az erők-

kel, amelyek egyrészt mint belső erők a metszetekre és másrészt mint támaszponti rugóerők közvetlenül a rúdra hatnak. A három csomóponttal alkotott rúdrész helye természetesen tetszőleges, a lényegen a rúdrész helye semmit sem változtat.

Az M_b nyomaték két erő nyomatékának a különbsége, nevezetesen (6b ábra)

$$M_b = P_k \cdot p_1 - S_0 \cdot l_1$$

és hasonlóan

$$M_j = P_k \cdot p_3 - S_5 (l_5 + l_4) + S_4 \cdot l_4.$$

Ilyen nyomatékkal a kimetszett rúdrész egyensúlya azonban nincs biztosítva, az összes erők nyomatékösszege általában $P \cdot p$ értékkel különbözni fog a zérustól, ahol $p = p_3 - p_1$. Az S jelű erőrendszer nyugalomban csak akkor lehet, ha úgy mint a hajlított tartónál

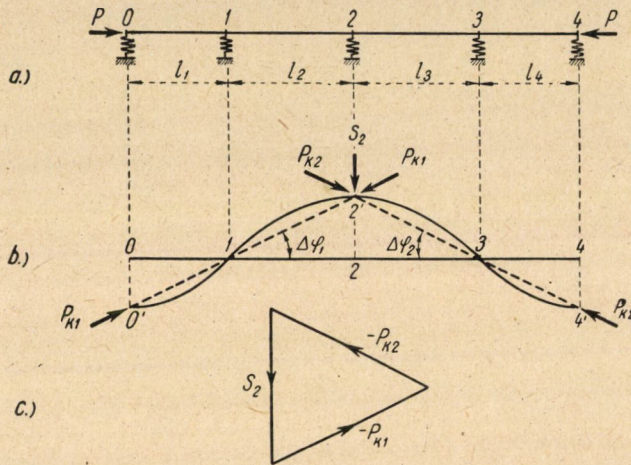
$$M_b = S_0 \cdot l_1 \quad M_j = S_5 \cdot (l_5 + l_4) - S_4 \cdot l_4.$$

A sztatikának elemi követelménye tehát kielégítetlen és ezért az indifferens egyensúlyi helyzetről — ami a kihajlás jellemzője — szó sem lehet, vagyis az S erőknek az 5d, 5e és 5f ábrákon feltételezett csoportosulásai is lehetetlenek. Ezen semmit sem változtat az, ha a tartón kivételesen három olyan csomóponttal alkotott szakasz is van, amely esetben $p = 0$. Vizsgálatunk ugyanis a háromnál több rugalmas támasszal rendelkező rúdra vonatkozik és ezért az egy hullámban való kihajlás esetén bizonyosan van egy más rúdszakasz is, amelynél a $p = 0$ követelmény már nincs kielégítve.

A 6c ábra tanulmányozása útján azonban megállapíthatjuk, hogy a kihajlás több hullámban lehetséges, ha az egyes hullámok legfeljebb csak két szomszédos támaszköz összhosszával egyenlők. A kihajlott vonalat az jellemzi, hogy a hullámvonal inflexiós pontjai és a rúdvégpontok egy egyenesen fekszenek. Ennek a helyzetnek feltétele az, hogy a 0 és az 5 jelű támaszok rugói olyan V erőket is szolgáltatnak, amelyekkel a nyomóerő iránya az $O'5'$ egyenes lesz. A V jelű erők a kihajlással egyidejűleg alakulnak ki, ezért azok részei az S jelű erőrendszernek is. Így a P erő és a támaszok rugói által szolgáltatott erők olyan egymással szoros kapcsolatban álló erőrendszert alkotnak, amely minden sztatikai követelményt kielégít, vagyis a 6g ábrán magyarázott sztatikai hiba ez esetben már nem jelentkezik.

Tehát kétséget kizáróan megállapíthatjuk, hogy a nyitott híd nyomott öve vagy két csomópont között, vagy két egymást követő csomópont közötti rúdhosszra kiterjedő hullámokban hajolhat ki. Utóbbi eset összes feltételének minden részletére ki nem térve, a mérnöki gyakorlat szempontjából lényeges magyarázattal még a 7. ábra szolgál.

A 7a ábra rúdja öt rugalmas támasszal alkotott négy csomóponti közzel rendelkezik. Feltételezzük, hogy kezdeti külpontosságok miatt a rúd az l_1 és l_2 szakaszokon a $\Delta\varphi_1$, az l_3 és l_4 jelű szakaszokon pedig a $\Delta\varphi_2$ szöggel forog el a 7b ábra értelmében. Ilyen helyzetben az 1 és a 3 jelű támaszponti rugók erőket nem szolgáltatnak. A 0, a 2 és a 4 jelű támaszok rugóiból kiváltott erők pedig olyanok lehetnek, hogy a sztatikai ellentmondás ne jelentkezzen. A 7c ábra tanúsodik arról, hogy a 2 jelű támaszponti S_2 erő mind a $\Delta\varphi_1$ szöggel elforgatott 0–2, mind pedig a $\Delta\varphi_2$ szöggel elforgatott 2–4 jelű rúdrészt



7. ábra

központosan terheltté teheti, mert a kimetszett 2' pontra nehezedő erők egyensúlyban álló erőrendszert alkotnak. E helyzetből kiindulva a kihajlott rúd folytonos vonalúnak is elképzelhető. Ezt a vonalat a 7b ábra szemlélteti.

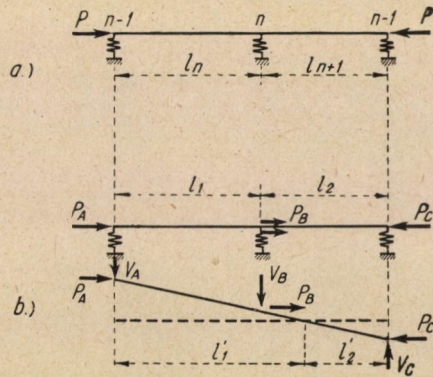
Végeredményben látjuk, hogy helyes a mai mérnöki gyakorlat, amely a rugalmas támaszoktól olyan merevséget követel meg, hogy az övek csak a csomóponti távolságokkal meghatározott hullámhosszokon hajoljanak ki. De helytelen az az eljárás, amely az överőnek bizonyos kisebb hányadát, mint az övre merőlegesen ható ún. „C” erőt veszi számításba a megfelelően merev, tehát kevésbé rugalmas támasz kialakítása érdekében. Helyesebb eljárás, ha a rugalmas támaszok rugótényezőinek ismeretében külön vizsgálat tárgyává tesszük azt, fenáll-e a két egymást követő csomóponti köz egy hullámban való kihajlásának a veszélye, vagy sem?

Ilyen esetre a kritikus erő meghatározásának módját csak alapelveiben ismertettük, de az előadás e hiányát pótolja a Magyar Tudományos Akadémiához benyújtott dolgozat. A számításra a mérnöki gyakorlatnak ugyanis ritkán lesz szüksége, mert rendszerint úgy méretez, hogy a két egymást követő csomóponti köz összégén, mint hullámon, a kihajlás be ne következzen. És egyszerű

képletek azok, amelyek segítségével meggyőződhetünk arról, hogy ennek a veszélye fenáll-e vagy sem. A kihajlásnak ezzel az esetével már számolni kell, ha a két csomópont közötti hullámon való kihajlásra nyert P_k kritikus erő nagyobb az alábbi P_{kH} határerőnél.

Két szomszédos l_n és l_{n+1} csomóponti köz (8a ábra) összegének hullámhossza és változatlan överő esetén

$$P_{kH} = \frac{1}{l} \cdot \left(\frac{l_n^2}{c_{n-1}} + \frac{l_{n+1}^2}{c_{n+1}} \right), \quad l = l_n + l_{n+1}. \quad (15)$$



8. ábra

Ha pedig az igénybevétel változó, vagyis ha az l_n jelű csomóponti közön a rúd-erő nem azonos az l_{n+1} csomóponti köz rúdjának terbével (8b ábra)

$$P_{kAH} = \frac{1}{l_1} \cdot \left[\frac{l_1^2}{c_A} + \frac{(l_2 - l'_2)^2}{c_B} - \frac{(l_2 - l'_2) \cdot l'_2}{c_C} \right] \quad (16)$$

$$P_{kBH} = \frac{1}{l_1} \cdot \left[\frac{l'_2 \cdot l'_1}{c_C} - \frac{l_1^2}{c_A} - \frac{(l_2 - l'_2)^2}{c_B} \right] \quad (17)$$

ahol

$$l'_2 = P_C \cdot c_C.$$

A mérnöki gyakorlat részére egyelőre azonban ajánlható a méretezés úgy, hogy

$$P_{kH} \geq 1,5 \cdot P_k$$

legyen.

Előadásomat ezzel befejeztem. A rendelkezésemre álló rövid időre tekintettel az nem lehetett minden részletre kiterjedő. Remélem azonban, hogy a rövid ismertetés érzékeltette, mennyire egyszerű a kihajlásnak a rugalmas

pontok módszerére felépített elmélete és milyen könnyedén lehet segítségével olyan kihajlási kérdéseket megoldani, amelyek az Euler-féle elmélet szerint még ma is vitatott, nehéz matematikai segédlettel kezelt és ezért csak kivételes egyének által tökéletesen megértett problémák.

Az előadáshoz hozzászóltak :

PALOTÁS LÁSZLÓ

az előadott elméletet Hencky elméletével hasonlította össze és azt állapította meg, hogy az utóbbi valószínűleg pontosabb eredményekre vezet.

V. Z. VLASZOV

arra hívta fel a figyelmet, hogy a kihajlás kérdéseit nemesak síkbeli, hanem a térbeli kihajlás szempontjából is lényeges volna tárgyalni, mert a kihajlás a hajlítással egyidejű csavaró hatások következtében is bekövetkezhetik, s ez az eddigi biztonságot csökkentheti.

MENYHÁRD ISTVÁN

szerint nem lehet azt mondani, hogy egy rúd kritikus erejét meg lehetne határozni egyszerűen abból a tulajdonságból, hogy a rúd véglapja bizonyos erők hatására hogyan mozog.

KERETEK STABILITÁSVIZSGÁLATA VÁLTOZÓ INERCIANYOMATÉKÚ RUDAK ESETÉN

SZMODITS KÁZMÉR,
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK KANDIDÁTUSA
(ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI INTÉZET, BUDAPEST)

Keretszerkezetek stabilitásvizsgálata során, mint ismeretes, a keret adott terhének azt a szorzóját határozzuk meg, mellyel szorzott teher hatására a szerkezet egyensúlyi állapota indifferenssé válik és a kihajlás bekövetkezhetik. E szorzó nem más, mint a szerkezet stabilitási biztonságának mértékszám.

A következőkben ismertetett eljárás ún. karcsú rudakat tartalmazó keretekre vonatkozik, amikor a tiszta rugalmas kihajlás esete áll fenn, tehát az eljárás során a maradó alakváltozások figyelembevétele nem szükséges. Ezenkívül az egyszerűbb tárgyalás céljából alkalmazzuk az Euler-képlet levezetésénél bevezetett egyszerűsítéseket, ún. az axiális erők és a nyíró erők okozta alakváltozások elhanyagolását, valamint a rúd görbületének kifejezését a második differenciálhányadossal. E feltételek mellett az eljárást az alapesetekre alkalmazva, az ismert Euler-féle képleteket kapjuk. Mivel e közelítések esetén, mint ismeretes, a rudakra merőleges irányú tehernek a kritikus erő értékére kihatása nincs, a vizsgálatnál csupán az axiális erőket vesszük figyelembe.

Az eljárás metodikai szempontból ún. mozgásmódszer, mert a szerkezet mozgási (alakváltozási) adatait tekinti ismeretlennek, és ezekből határozza meg a keresett kritikus terhet. Mivel statikailag sokszorosán határozatlan szerkezetek feszültségi állapota az ismeretlen metszeti erők számánál jóval kevesebb alakváltozási adattal határozható meg, a megoldáshoz szükséges lineáris egyenletek száma a mozgásmódszernél kevesebb, és ezért ez az eljárás sokszorosán határozatlan kereteknél gyakorlati szempontból előnyösebb.

Az alapösszefüggések levezetése céljából vizsgáljunk egy, a keretszerkezetből kiragadott általános keretrudat, és írjuk fel ennek differenciálegyenletét.

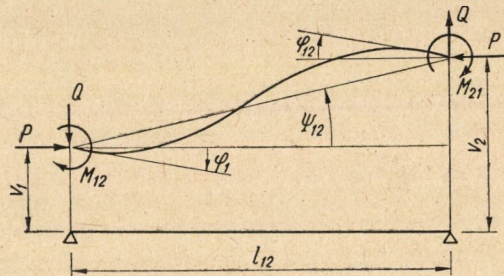
Legyen a rúd végein levő csomópontok jele 1 és 2, az 1 csomópontban ható nyomaték M_{12} , a 2 csomópontban ható nyomaték M_{21} és az axiális nyomóerő P , valamint az 1 illetve 2 pont elmozdulása v_1 illetve v_2 , végpelfordulása φ_1 , illetve φ_2 , és végül a rúdtengely elfordulása ψ_{12} . Az ábrán bejelölt alakváltozások és nyomatékok pozitívek, és így felállítható az az előjelszabály, hogy a nyomatékok akkor pozitívek, ha az órajárással azonosan forognak, φ_1 és φ_2 pedig akkor pozitív, ha az órajárással azonos elfordulással, míg ψ_{12} akkor pozitív, ha az órajárással ellentétes elfordulással áll elő (1. ábra).

Az u, v koordináta-rendszer kezdőpontját az 1 csomópont alakváltozás előtti helyén vesszük fel. Az u tengely pedig egybeesik az alakváltozás előtti rúttengellyel. Alakváltozás után a rúd valamely u, v pontjában a hajlítónyomaték

$$M = M_{12} - u - P (v - v_1)$$

Ha Q -t a rúd $M_{12} + M_{21} = Ql + P (v_2 - v_1)$ egyensúlyi feltételének figyelembevételével kiküszöböljük, a nyomatéki egyenlet

$$M = M_{12} \left(1 - \frac{u}{l}\right) - M_{21} \frac{u}{l} + P \frac{u}{l} (v_2 - v_1) + P v_1 - P v$$



1. ábra

Az $I(u)$ változó inercianyomatékú tartó rugalmas vonalának $\frac{d^2v}{du^2} = -\frac{M}{EI(u)}$ differenciálegyenlete pedig:

$$EI(u) \frac{d^2v}{du^2} + P v - \left[M_{12} \left(1 - \frac{u}{l}\right) - M_{21} \frac{u}{l} + P \frac{u}{l} (v_2 - v_1) + P v_1 \right] = 0$$

E differenciálegyenlet általános megoldása a következő alakú:

$$v = C_1 F_1(u) + C_2 F_2(u) + \frac{1}{P} \left[M_{12} \left(1 - \frac{u}{l}\right) - M_{21} \frac{u}{l} + P \frac{u}{l} (v_2 - v_1) + P v_1 \right]$$

ahol C_1 és C_2 állandók, $F_1(u)$ és $F_2(u)$ pedig az $EI(u) \frac{d^2v}{du^2} + P v = 0$

homogén differenciálegyenlet ismertnek feltételezett partikuláris megoldásai.

A kerületi feltételek szerint $u = 0$ helyen $v = v_1$ és $u = l$ helyen $v = v_2$. E feltételek a fenti megoldással kifejezve

$$v_1 = C_1 F_1(0) + C_2 F_2(0) + \frac{M_{12}}{P} + v_1,$$

$$v_2 = C_1 F_1(l) + C_2 F_2(l) + \frac{M_{21}}{P} + v_2,$$

vagyis

$$C_1 F_1(0) + C_2 F_2(0) = -\frac{M_{12}}{P}$$

$$C_1 F_1(l) + C_2 F_2(l) = -\frac{M_{21}}{P}$$

Az egyenleteket a C_1 és C_2 állandóra megoldva

$$C_1 = \frac{F_2(l)M_{12} + F_2(0)M_{21}}{P [F_1(l)F_2(0) - F_1(0)F_2(l)]}; \quad C_2 = -\frac{F_1(l)M_{12} + F_1(0)M_{21}}{P [F_1(l)F_2(0) - F_1(0)F_2(l)]}$$

Ha bevezetjük a következő jelöléseket :

$$\varrho = F_1(l)F_2(0) - F_1(0)F_2(l)$$

$$\omega_1 = \frac{F_2(l)}{\varrho} l; \quad \omega_1^* = \frac{F_2(0)}{\varrho} l; \quad \omega_2 = \frac{F_1(l)}{\varrho} l; \quad \omega_2^* = \frac{F_1(0)}{\varrho} l;$$

a C_1 és C_2 állandók a következő alakba írhatók :

$$C_1 = \frac{1}{Pl} (\omega_1 M_{12} + \omega_1^* M_{21}); \quad C_2 = -\frac{1}{Pl} (\omega_2 M_{12} + \omega_2^* M_{21})$$

Képezzük a nyert megoldásból $\varphi_1 = -\frac{dv}{du} \Big|_{u=0}$ és $\varphi_2 = -\frac{dv}{du} \Big|_{u=l}$ véglapelfordulásokat. Ha felső vesszőindex u szerinti differenciálást jelent

$$\frac{dv}{du} = C_1 F_1'(u) + C_2 F_2'(u) + \frac{1}{Pl} [P(v_2 - v_1) - M_{12} - M_{21}] \quad \text{és}$$

$$\varphi_1 = -C_1 F_1'(0) - C_2 F_2'(0) - \frac{1}{Pl} [P(v_2 - v_1) - M_{12} - M_{21}]$$

$$\varphi_2 = -C_1 F_1'(l) - C_2 F_2'(l) - \frac{1}{Pl} [P(v_2 - v_1) - M_{12} - M_{21}]$$

A C_1 és C_2 állandók fenti értékeinek beírásával

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \frac{v_1 - v_2}{l} + \frac{1}{Pl} [1 - \omega_1 F_1'(o) + \omega_2 F_2'(o)] M_{12} + \\ &+ \frac{1}{Pl} [1 - \omega_1^* F_1'(o) + \omega_2^* F_2'(o)] M_{21} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= \frac{v_1 - v_2}{l} + \frac{1}{Pl} [1 - \omega_1 F_1'(l) + \omega_2 F_2'(l)] M_{12} + \\ &+ \frac{1}{Pl} [1 - \omega_1^* F_1'(l) + \omega_2^* F_2'(l)] M_{21} \end{aligned}$$

A nyomatékok zárójeles együtthatóit jelöljük rendre α_1 , $-\beta_1$, $-\beta_2$, és α_2 -vel és így

$$\varphi_1 = -\psi_{12} + \frac{\alpha_1}{Pl} M_{12} - \frac{\beta_1}{Pl} M_{21}; \quad \varphi_2 = -\psi_{12} - \frac{\beta_2}{Pl} M_{12} + \frac{\alpha_2}{Pl} M_{21}$$

A bevezetett paraméterek részletesen kiírva a következők:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1 - \frac{F_2(l)F_1'(o) - F_1(l)F_2'(o)}{\varrho} l; & \alpha_2 &= 1 - \frac{F_2(o)F_1'(l) - F_1(o)F_2'(l)}{\varrho} l, \\ \beta_1 &= -1 + \frac{F_2(o)F_1'(o) - F_1(o)F_2'(o)}{\varrho} l; & \beta_2 &= 1 - \frac{F_2(l)F_1'(l) - F_1(l)F_2'(l)}{\varrho} l \end{aligned}$$

Ha a véglapelfordulások képleteiből a végnyomatékokat az alakváltozások függvényében fejezzük ki, kapjuk

$$\begin{aligned} M_{12} &= Pl \left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1 \alpha_2 - \beta_1 \beta_2} \varphi_1 + \frac{\beta_1}{\alpha_1 \alpha_2 - \beta_1 \beta_2} \varphi_2 + \frac{\alpha_2 + \beta_2}{\alpha_1 \alpha_2 - \beta_1 \beta_2} \psi_{12} \right) \\ M_{21} &= Pl \left(\frac{\beta_2}{\alpha_1 \alpha_2 - \beta_1 \beta_2} \varphi_1 + \frac{\alpha_1}{\alpha_1 \alpha_2 - \beta_1 \beta_2} \varphi_2 + \frac{\alpha_1 + \beta_1}{\alpha_1 \alpha_2 - \beta_1 \beta_2} \psi_{12} \right) \end{aligned}$$

Ha az alakváltozások zárójelen belüli együtthatóit rendre A_{12} , B_{12} , C_{12} és B_{21} , A_{21} , C_{21} betűkkel jelöljük

$$M_{12} = Pl (A_{12} \varphi_1 + B_{12} \varphi_2 + C_{12} \psi_{12})$$

$$M_{21} = Pl (A_{21} \varphi_2 + B_{21} \varphi_1 + C_{21} \psi_{12})$$

Az A , B , C paraméterek meghatározásához szükséges az $F_1(u)$ és $F_2(u)$ partikuláris megoldások ismerete. Mivel a probléma homogén differenciálegyenletének két egymástól lineárisan független képlettel felírható partikuláris megoldása nem ismeretes, e partikuláris megoldásokat numerikus úton állítjuk elő, a differenciálegyenletnek differenciaegyenlettel való helyettesítésével. Az eljárás matematikai alapgondolata tehát a problémát kifejező differenciálegyenlet általános megoldásának két numerikusan kiszámított partikuláris megoldás lineárkombinációjával való előállítás.

Az $F_1(u)$ és $F_2(u)$ függvények meghatározása során $u = 0$ helyen tetszés szerinti v és v' értékekbe átmenő megoldások Δu egyenközű u értékekhez tartozó értékészleteit állítjuk elő, vagyis kezdeti érték feladatokat oldunk meg. Az eljárás a kezdeti értéket tartalmazó differencia táblázatnak a kezdeti értékekből kiinduló továbbfejlesztéséből áll. Az egyes érték helyek kitöltése úgy történik, hogy minden két egymásfeletti érték különbségének és Δu -nak hányadosa (differenciahányados) a következő oszlopban e két értéket közrefogó érték helyre kerüljön. A táblázat utolsó oszlopában a $\frac{\Delta^2 v}{\Delta u^2}$ értékeket a már meghatározott v_n értékek felhasználásával a

$$\frac{\Delta^2 v_n}{\Delta u} + \frac{P}{EI(u)} v_n = 0$$

homogén differenciaegyenletből számítjuk. Az alábbi táblázatban egyszerűsítés céljából $\Delta u = 1$ és közelítőleg $v_{0.5} \sim v_0'$

| u | $v \sim F(u)$ | $\frac{\Delta v}{\Delta u} \sim F'(u)$ | $\frac{\Delta^2 v}{\Delta u^2}$ |
|-----|--------------------------------|--|---------------------------------|
| 0 | v_0 | | v_0'' |
| 1 | $v_0 + v_0'$ | v_0' | v_1'' |
| 2 | $v_0 + 2v_0' + v_1''$ | $v_0' + v_0''$ | v_2'' |
| 3 | $v_0 + 3v_0' + 2v_1'' + v_2''$ | $v_0' + v_1'' + v_2''$ | |

Ha a táblázat kitöltését $u = l$ -ig folytatjuk, ezzel a paraméterek kiszámításához szükséges $F_{1(0)}$, $F'_{1(0)}$, $F_1(l)$, $F'_1(l)$ értékeket meghatároztuk. Ugyanígy határozzuk meg más tetszés szerint felvett kezdeti értékekből kiindulva a másik partikuláris megoldás $F_{2(0)}$, $F'_{2(0)}$, $F_2(l)$, $F'_2(l)$ értékeit is.

Mivel az M_{12} és M_{21} végnyomatékok és a φ_1 , φ_2 , ψ_{12} alakváltozások közti összefüggés ugyanolyan alakú, mint állandó inercianyomatékú rudak esetén, csupán az A , B , C paraméterek értéke más, az állandó inercianyomatékú rudakból álló keretek stabilitásvizsgálatára szolgáló mozgásmódszer közvetlenül alkalmazható változó inercianyomatékú rudakból álló keretek vizsgálatára is.

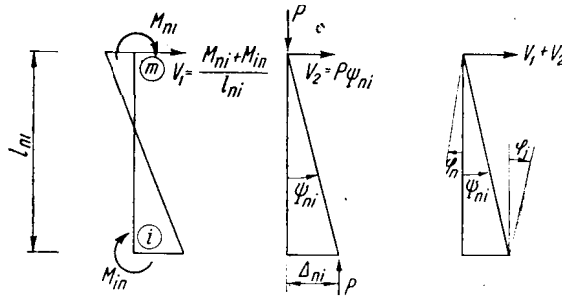
Kiegészítésképpen közöljük a végnyomatékok és alakváltozások közti összefüggést a következő két különleges esetben.

Ha a 2 végpont tökéletesen befogott, az 1 végpont pedig részlegesen befogott, $\varphi_2 = 0$ és így

$$M_{12} = Pl(A_{12}\varphi_1 + C_{12}\Psi_{12})$$

$$M_{21} = Pl(B_{21}\varphi_1 + C_{21}\Psi_{12})$$

Ha a 2 végpont csuklós, az 1 végpont pedig részlegesen befogott, $M_{21} =$



2. ábra

$= 0$. M_{12} és M_{21} általános egyenleteiből φ_2 -et kiküszöbölve kapjuk

$$M_{12} = Pl \left[\left(A_{12} - \frac{B_{12} B_{21}}{A_{21}} \right) \varphi_1 + \left(C_{12} - \frac{B_{21} C_{21}}{A_{21}} \right) \Psi_{12} \right]$$

A továbbiakban a vizsgálatot úgy végezzük, hogy a megbecsült kritikus axiális erőkből számított A , B , C paraméterekkel és az ismeretlen alakváltozásokkal felírjuk a keret egyensúlyi feltételét. E feltétel két egyenletcsoportból, az ún. nyomatéki és eltolódási egyenletekből áll.

A nyomatéki egyenletek kifejezik az egyes csomópontok egyensúlyát, melyek a nyomatékok függvényében így írhatók fel:

$$\sum_{ni} M_{ni} = 0$$

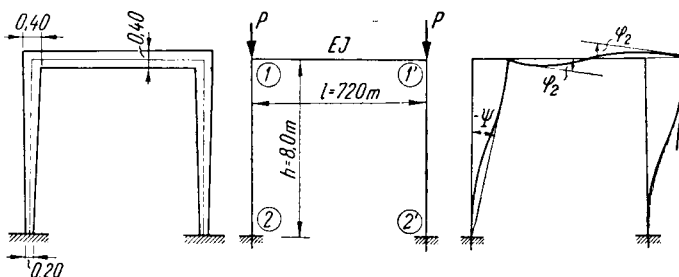
ahol n a vizsgált csomópont jele, i pedig a csomópontba befutó n_i rudaknak a csomóponttal ellentétes végpontjai.

Az eltolási egyenletek kifejezik a kilendülő rudak egyensúlyát (2. ábra). Vízszintes gerendákra az arra merőleges ni oszlopokról, a kihajlás során átadódó kilendítő erő a rudak végnyomatékából és axiális húzóerőből

$$\sum_{ni} \frac{1}{l_{ni}} (M_{ni} + M_{in} - P \Psi_{ni} l_{ni}) = 0$$

ahol az n_i oszlopok n csomópontjai a kilendülő vízszintes rudak végpontjaira esnek (2. ábra).

Az alakváltozások függvényében tehát a nyomatéki és csomóponti egyenletek egy homogén egyenletrendszert képeznek, melynek akkor van triviálístól különböző megoldása, ha az egyenletrendszer koefficiens determinánsa eltűnik. E determináns, az ún. kihajlási determináns eltűnési feltétele az indifferens egyensúly kritériuma. Azt az axiális erőrendszert, melynél e követelmény teljesül, csak közvetve, a kritikus teher becslés alapján történő felvételével és a determináns eltűnési feltételének kísérleti igazolásával tudjuk meghatározni. A Maxwell-féle reciprocitási tétel segítségével igazolható, hogy $B_{12} = B_{21}$.



3. ábra

Abban a különleges esetben, ha a vizsgált rúd inercianyomatéka állandó, a P axiális erő A , B , C függvényei zárt alakban előállíthatók. A keret állandó inercianyomatékú rúdjaiknak megfelelő függvényeit a leírt numerikus eljárás helyett tehát képletekből számíthatjuk, vagy táblázatokból nyerhetjük.

Az állandó inercianyomatékú rudakból álló emeletes keretek vizsgálatát mozgásmódszerrel először Chwalla közölte. Ennek az eljárásnak részletes feldolgozását és általánosítását, valamint a számításhoz szükséges táblázatokat az Építéstudományi Intézetnek a rúdrendszerek méretezésével foglalkozó, kiadás alatt álló kiadványa tartalmazza.

Szám példa

Alkalmazzuk az ismertett eljárást egy változó inercianyomatékú két-oszlopos befogott keret stabilitásvizsgálatára.

A keret vastagsága $b = 15$ cm, anyaga vasbeton, $E = 250\,000$ kg/cm², a kritikus erő megbecsült értéke $P = 97$ t. A változó inercianyomatékú oszlop lineárisan sudaras. Felső szélessége 40 cm, alsó szélessége 20 cm (3. ábra).

Ezekkel az adatokkal az oszlop $u = F(u)$ rugalmas vonalát az ismertett módon numerikus úton meghatározzuk. Tetszés szerinti $F(0)$ és $F(0,5)$

$$v'' = -\frac{P}{EI(u)} v$$

I. táblázat

| $\frac{u}{n}$ | $v = \Psi(u) \ m$ | $v' = \Psi'(u)$ | $v'' = \Psi''(u) \ \frac{l}{m}$ | $-\frac{P}{EY(u)} \ \frac{l}{m^2}$ |
|---------------|-------------------|------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| 0 | + 1,00 | + 0,32425 + 0,30 | - 0,04850 | - 0,04850 |
| 1 | + 1,30 | + 0,22348 | - 0,07652 | - 0,05886 |
| 2 | + 1,52348 | + 0,11320 | - 0,11028 | - 0,07239 |
| 3 | + 1,63668 | - 0,03479 | - 0,14799 | - 0,09042 |
| 4 | + 1,60189 | - 0,21894 | - 0,18415 | - 0,11496 |
| 5 | + 1,38295 | - 0,42533 | - 0,20639 | - 0,14925 |
| 6 | + 0,95762 | - 0,61557 | - 0,19024 | - 0,19866 |
| 7 | + 0,34205 | - 0,70878 | - 0,09321 | - 0,27251 |
| 8 | - 0,36673 | - 0,63763 - 0,56649 | + 0,14229 | - 0,38800 |

$$v'' = -\frac{P}{EI(u)} v$$

II. táblázat

| u | $v = \Psi(u) \ m$ | $v' = \Psi'(u)$ | $v'' = \Psi''(u) \ \frac{l}{m}$ | $-\frac{P}{EI(u)} \ \frac{l}{m^2}$ |
|-----|-------------------|------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| 0 | + 1,20 | + 0,52910 + 0,50 | - 0,05820 | - 0,04850 |
| 1 | + 1,70 | + 0,39994 | - 0,10006 | - 0,05886 |
| 2 | + 2,09994 | + 0,24793 | - 0,15201 | - 0,07239 |
| 3 | + 2,34787 | + 0,03564 | - 0,21229 | - 0,09042 |
| 4 | + 2,38351 | - 0,23837 | - 0,27401 | - 0,11496 |
| 5 | + 2,14514 | - 0,55853 | - 0,32016 | - 0,14925 |
| 6 | + 1,58661 | - 0,87372 | - 0,31519 | - 0,19866 |
| 7 | + 0,71289 | - 1,06799 | - 0,19427 | - 0,27251 |
| 8 | - 0,35510 | - 0,99910 - 0,93021 | + 0,13778 | - 0,38800 |

kezdeti értékekből kiindulva ezt az eljárást kétszer elvégezve két különböző $F_1(u)$ és $F_2(u)$ megoldást állítunk elő. A két numerikus műveletet az I. és II. táblázat tünteti fel.

A táblázatok kitöltése után a $\Psi_1'(0)$, $\Psi_1'(l)$ és $\Psi_2'(0)$, $\Psi_2'(l)$ értékeit interpolálással meghatározzuk.

Az így nyert értékek $u = 0$ és $u = l$ helyen

$$\begin{array}{ll} F_1(0) = +1,000 & m \\ F_1'(0) = +0,32425 & \\ F_1(l) = -0,36673 & m \\ F_1'(l) = -0,63763 & \\ F_2(0) = +1,200 & m \\ F_2'(0) = +0,52910 & \\ F_2(l) = -0,35510 & m \\ F_2'(l) = -0,99910 & \end{array}$$

Ezeknek az értékeknek behelyettesítésével a megfelelő képletekből

$$\alpha_1 = +8,42756, \quad \alpha_2 = +23,02660, \quad \beta_1 = \beta_2 = +12,17924,$$

és ezekből:

$$\begin{array}{ll} A_{12} = +0,50360, & B_{12} = B_{21} = +0,26636, \\ A_{21} = +0,18431, & C_{12} = 0,76996, \quad C_{21} = 0,45067 \end{array}$$

A keret nyomatéki képletei

$$\begin{aligned} M_{12} &= Ph(A_{12}\varphi_1 + C_{12}\Psi_{12}); & M_{21} &= Ph(B_{21}\varphi_1 + C_{21}\Psi_{12}) \\ M_{11'} &= \frac{6EI}{l}\varphi_1 \end{aligned}$$

A szerkezet szimmetriája miatt a legkisebb kritikus erőnek megfelelő kihajlott alak esetén $\varphi_1 = \varphi_{11'}$, és így elegendő csak az 1 jelű csomópontra egy nyomatéki egyenletet felírni. Ezenkívül felírjuk az 1, 1' rúd egyensúlyát kifejező eltolási egyenletet. Ezek az egyenletek:

$$\begin{aligned} M_{12} + M_{11'} &= 0 \\ \frac{2}{h}(M_1 + M_{21}Ph\Psi_{12}) &= 0 \end{aligned}$$

A nyomatéki képletek behelyettesítése és egyszerűsítés után

$$A_{12} + \frac{6EI}{Phl} + C_{12}\Psi_{12} = 0$$

$$(A_{12} + B_{12})\varphi_1 + (C_{12} + C_{21} - 1)\Psi_{12} = 0$$

Ahol

$$\frac{6EI}{Phl} = 2,18$$

A koefficiensok számértékeinek behelyettesítése után felírt koefficiens-determináns

$$\begin{vmatrix} 2,68 & 0,77 \\ 0,77 & 0,220 \end{vmatrix} = 0$$

tehát a megbecsült $P = 97 t$ kritikus erő helyes.

Az előadáshoz hozzászóltak :

PALOTÁS LÁSZLÓ

úgy véli, hogy a bemutatott eljárásnál egyszerűbb eljárás is kidolgozható, amely a komplikált goniometriai függvény helyett a kihajlítási vonal és a deformációs vonal affinitásán épül fel. Ezt egyébként a Műegyetem tudományos ülészakájának keretén belül maga is ismertetni kívánja. Végül pedig javasolta, hogy az igen érdekes stabilitási törvényt az előadó olyan formában mélyítse tovább, hogy a megadott táblázatok a plasztikus tartományra nézve is ki legyenek dolgozva

V. Z. VLASZOV

a bemutatott számítások egyszerűsítése érdekében egy példa keretén belül egyszerű módszert mutat be a terhelés kritikus értékének meghatározására.

SCHWERTNER ANTAL

az előadó által felrajzolt keretszerkezet stabilitás számításának nehézkességére mutat rá és helyette saját rugalmasponti módszerét ajánlja.

BARTA JÓZSEF és PELIKÁN JÓZSEF

Palotás hozzászólását nem teljesen idevágónak, illetve szigorúnak találták. Pelikán az előadás értékeinek kiemelése mellett arra mutat rá, hogy bizonyos esetekben nem a legnagyobb teher adja kihajlás szempontjából a veszélyes helyzetet, hanem amikor pl. a rúd egyik részén maximális, másik részén pedig minimális terhelés van. Javasolja a kérdést ebben az irányban is továbbfejleszteni.

A vitában még több kisebb hozzászólás hangzott el.

NYOMATÉKMENTES FORGÁSHÉJAK KINEMATIKAI HATÁROZATLANSÁGÁNAK FELTÉTELE*

V. Z. VLASZOV,
KÉTSZERES SZTÁLIN-DÍJAS AKADÉMIKUS (MOSZKVA)

előadása alapján írta

GARAI TAMÁS,
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK KANDIDÁTUSA

(ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI INTÉZET)

Bevezetés

Nyomatékmentes héjaknak, más szóval membránhéjaknak azokat a vékonyfalú térbeli tartószerkezeteket nevezzük, amelyek hajlítónyomatékoknak ellenállni nem tudnak. Külső terhelések hatására a nyomatékmentes héjakban csak a héj középsíkjával párhuzamos igénybevételek : normális és tangenciális igénybevételek keletkeznek. Ezekből az igénybevételekből származó feszültségek a héj vastagságában egyenletesen oszlanak meg.

A nyomatékmentes héjak teherbírása tetszőleges külső erőrendszerrel szemben általában jelentős ; bizonyos geometriai feltételek mellett azonban a héjak elvesztik külső terheléssel szembeni teherbíróképességüket és végtelen kis elmozdulásokat megengedő, térbeli, kinematikailag határozatlan rendszerré (mechanizmussá) lesznek. V. Z. Vlaszov kimutatja [1] a kinematikai határozatlanság feltételeit ; alábbiak ennek ismertetését szolgálják.

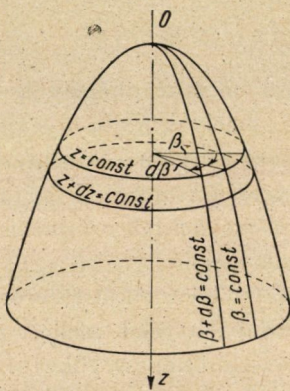
A nyomatékmentes forgáshéjak elméletének alapegyenletei

Vizsgáljunk egy olyan héjat, melynek alakja valamely forgásfelületnek felel meg. A forgásfelület meridiánja az $r = r(z)$ egyenlettel jellemezhető, amely képletben z a forgástengelyen mért koordináta, r pedig a párhuzamos kör sugara (1. ábra).

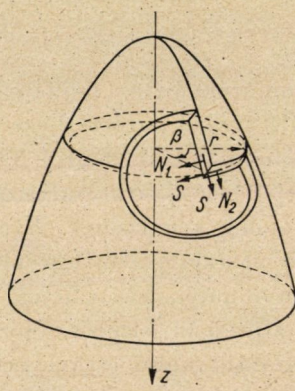
* V. Z. Vlaszov kongresszusi előadásában munkásságának több olyan részével foglalkozott, amelyek a magyar mérnöki körökben részben már ismertek és a hozzáférhető irodalomban is fellelhetők. E helyen Vlaszov akadémikus által az előadásban csak röviden érintett problémát ismertetünk.

A héj egyensúlyi egyenletét a következő alakban írhatjuk fel (lásd [2]):

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial z}(r N_1) - r' N_2 + A \frac{\partial S}{\partial \beta} &= - A r p_z \\ A \frac{\partial N_2}{\partial \beta} + \frac{\partial}{\partial z}(r S) + r' S &= - A r p_\eta \\ - \frac{r r''}{A^2} N_1 + N_2 &= - A r p_\zeta \end{aligned} \quad (1)$$



1. ábra



2. ábra

A képletben N_1 , N_2 és S a feszültségtenzor komponensei, melyek közül az első kettő a két főirányba vett normális feszültséget, S pedig a nyírófeszültséget jelenti. Az

$$A = \sqrt{1 + r'^2}$$

az első négyzetes alaknak az együtthatója, a p_ξ , p_η és p_ζ felületi terhelés komponensei. Ezekkel a statikai egyenletekkel a külső terhelés hatására a forgáshéjban keletkező belső erők meghatározhatók. Az erők pozitív irányát a 2. ábra mutatja. A képletben r és r' a z szerinti differenciálhányadosokat jelenti, mivel — forgáshéjról lévén szó — r a másik β koordinátától független.

Vizsgáljuk azt az esetet, amikor az egyenletek jobboldala nullával egyenlő:

$$p_\xi = p_\eta = p_\zeta = 0$$

vagyis a külső terhelés a héjnak bizonyos elszigetelt pontjain koncentrált erő formájában hat. Így a belső erőkre vonatkozólag a statikai egyensúly inhomogén differenciálegyenletei homogén differenciálegyenletekbe mennek át:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial z} (r N_1) - r' N_2 + A \frac{\partial S}{\partial \beta} &= 0 \\ A \frac{\partial N_2}{\partial \beta} + \frac{\partial}{\partial z} (r S) + r' S &= 0 \\ - \frac{r r''}{A^2} N_1 + N_2 &= 0. \end{aligned} \quad (2)$$

E három egyenletből álló egyenletrendszert két egyenletből álló rendszerré alakíthatjuk át, ha az N_1 , N_2 és S helyett új ismeretlen függvényeket vezetünk be az alábbi értelmezés szerint :

$$N_1 = \frac{A}{r} V ; \quad N_2 = \frac{r''}{A} V ; \quad S = \frac{1}{r^2} U. \quad (3)$$

Ekkor a (2) homogén differenciálegyenletek a

$$\frac{\partial V}{\partial z} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial U}{\partial \beta} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial V}{\partial \beta} + \frac{1}{r r''} \frac{\partial U}{\partial z} = 0$$

alakba mennek át.

E két egyenletből álló rendszert egy új $F = F(z, \beta)$ függvénynek az

$$U = - r^2 \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{F}{r} \right). \quad (5)$$

$$V = \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \beta}$$

helyettesítés útján való bevezetésével egyetlen differenciálegyenletté alakíthatjuk át, melyben az egyetlen ismeretlen függvény : az $F(z, \beta)$, a feszültségfüggvény szerepét tölti be :

$$\frac{\partial^2 F}{\partial z^2} - \frac{r''}{r} \left(F + \frac{\partial^2 F}{\partial \beta^2} \right) = 0 \quad (6)$$

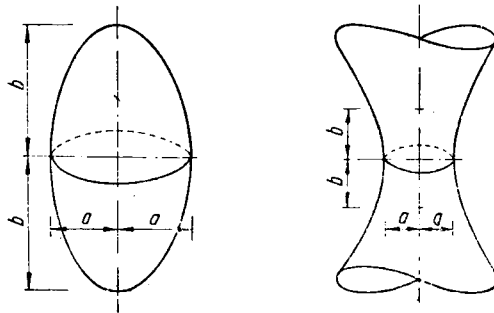
A forgáshéj belső erői az $F(z, \beta)$ függvényből az alábbi egyszerű képletekkel számíthatók :

$$N_1 = \frac{A}{r^2} \frac{\partial F}{\partial \beta} ; \quad N_2 = \frac{r''}{A r} \frac{\partial F}{\partial \beta} ; \quad S = - \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial z} + \frac{F r'}{r^2} \quad (7)$$

Ezek után a forgáshéjakra vonatkozó bármilyen statikai feladatot a (6) egyenlet és az ehhez csatolt kerületi feltételek alapján meg tudunk oldani.

Elliptikus és hiperbolikus héjak

Az olyan másodrendű felület szerint kialakított nyomatékmentes héjak esetében, amelyeknek minden pontja elliptikus, tehát pozitív szorzatgörbülettel (Gauss-görbülettel) rendelkezik, a feszültségfüggvény a komplex változós függ-



3. ábra

vénytan Cauchy—Riemann egyenletének vagy, ami ezzel egyenértékű, egy harmonikus egyenletnek megoldása útján található meg. A héjaknak ebbe a csoportjába az ellipszoid, különleges esetben gömb, az elliptikus paraboloid és a kétköpenyű hiperboloid felület szerint kialakított héj tartozik. Az elliptikus héjra (3/a ábra) vonatkozó harmonikus egyenlet

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial \alpha^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \beta^2} = 0 \quad (8)$$

ahol β mint előbb is a szögkoordináta, α pedig a z koordinátának

$$\alpha = \ln \sqrt{\frac{b+z}{b-z}} \quad (9)$$

szerinti függvénye. Az elliptikus héjra vonatkozóan

$$r = \frac{a}{\operatorname{ch} \alpha}; \quad r' = -\frac{a}{b} \operatorname{sh} \alpha; \quad r'' = -\frac{a \operatorname{ch}^3 \alpha}{b^2}$$

és

$$A = \sqrt{1+r'^2} = \frac{1}{b} \sqrt{b^2 + a^2 \operatorname{sh}^2 \alpha}.$$

A belső erőkre ezek alapján az alábbi képleteket kapjuk:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{1}{ab} \operatorname{ch} a \sqrt{b^2 + a^2 \operatorname{sh}^2 a} \frac{\partial \varphi}{\partial a} \\
 N_2 &= -\frac{a}{b} \frac{\operatorname{ch}^3 a}{\sqrt{b^2 + a^2 \operatorname{sh}^2 a}} \frac{\partial \varphi}{\partial a} \\
 S &= \frac{1}{b} \operatorname{ch}^2 a \frac{\partial \varphi}{\partial \beta}.
 \end{aligned} \tag{10}$$

A képletek — mint látható — a belső erőket a harmonikus egyenlet alapján meghatározott $\varphi(\alpha, \beta)$ feszültségfüggvénnyel fejezik ki. Az elliptikus héj problémája így megoldottnak tekinthető.

Hiperbolikus héjnak az olyan héjakat nevezzük, amelyeknek minden pontja negatív szorzatgörbülettel rendelkezik. A másodrendű felület szerint kialakított héjak közül a hiperbolikus paraboloid és az egyköpenyű hiperboloid tartozik e csoportba.

A hiperbolikus héjakra (3/b ábra) vonatkozó képleteket az elliptikus héjakra vonatkozó képletekből vezethetjük le, ha azokban a b valós féltengelyt az ib képzetes féltengellyel helyettesítjük. Ennek megfelelően képleteinkben a helyére ia értéket kell helyettesítenünk. Más fogalmazásban ez azt jelenti, hogy a harmonikus egyenlet helyett a feszültségfüggvényt a hullámmozgás ismert

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial a^2} - \frac{\partial^2 \psi}{\partial \beta^2} = 0 \tag{11}$$

differenciálegyenletéből kell meghatároznunk.

Ebben az esetben

$$r = \frac{a}{\cos \alpha}; \quad r' = \frac{a}{b} \sin \alpha; \quad r'' = \frac{a \cos^3 \alpha}{b^2}$$

és

$$A = \frac{1}{b} \sqrt{b^2 + a^2 \sin^2 \alpha}$$

felhasználásával a héj belső erőire az alábbi képleteket nyerjük, melyek azokat a $\psi(\alpha, \beta)$ feszültségfüggvényből származtatják le.

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{1}{ab} \cos \alpha \sqrt{b^2 + a^2 \sin^2 \alpha} \frac{\partial \psi}{\partial a} \\
 N_2 &= \frac{a}{b} \frac{\cos^3 \alpha}{\sqrt{b^2 + a^2 \sin^2 \alpha}} \frac{\partial \psi}{\partial a} \\
 S &= \frac{1}{b} \cos^2 \alpha \frac{\partial \psi}{\partial \beta}.
 \end{aligned} \tag{12}$$

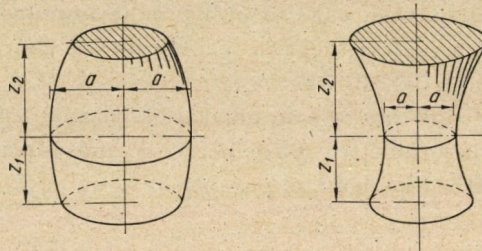
Sík véglapokkal határolt ellipszoid és hiperboloid héjak

Vizsgáljuk meg olyan ellipszoid és hiperboloid hég egyensúlyi feltételeit, amely a z tengelyre merőleges, síkjukban merev diafragmákkal van határolva a

$$z = z_1 \quad \text{és} \quad z = z_2$$

magasságban (4. ábra). A hég tehát egy

$$h = z_1 + z_2$$



4. ábra

magasságú, zárt térbeli alakzatot képez. A héjak véglapjaira vonatkozóan az a változó értékét elliptikus héjak esetében az

$$\alpha_1 = \operatorname{arsh} \frac{z_1}{\sqrt{b^2 - z_1^2}} ; \quad \alpha_2 = \operatorname{arsh} \frac{z_2}{\sqrt{b^2 - z_2^2}} \quad (13)$$

hiperbolikus héjak esetében

$$\alpha_1 = \arcsin \frac{z_1}{\sqrt{b^2 + z_1^2}} ; \quad \alpha_2 = \arcsin \frac{z_2}{\sqrt{b^2 + z_2^2}} \quad (14)$$

képletek adják meg. A harmonikus, illetve hullámegyenlet megoldását, amely a héjakra vonatkozólag φ , ill. ψ feszültségfüggvényt adja meg, a

$$\varphi(\alpha, \beta) = \sum f_n(\alpha) \cos n\beta \quad (15)$$

$$\psi(\alpha, \beta) = \sum g_n(\alpha) \cos n\beta \quad (16)$$

alakban, egyszeres trigonometrikus sorok útján fogjuk keresni. Az egyenleteknek az együtthatóit az

$$f_n(\alpha) = A_n \operatorname{sh} n\alpha + B_n \operatorname{ch} n\alpha \quad (17)$$

$$g_n(\alpha) = C_n \sin n\alpha + D_n \cos n\alpha \quad (18)$$

képletekkel fejezhetjük ki, ahol A_n , B_n , C_n és D_n a külső terhektől függő

állandók. A feszültségfüggvények (15), ill. (16) képleteibe való behelyettesítés után az alapegyenlet általános megoldását az alábbi alakban nyerjük

$$\varphi(a, \beta) = \sum (A_n \operatorname{sh} n a + B_n \operatorname{ch} n a) \cos n \beta \quad (19)$$

$$\psi(a, \beta) = \sum (C_n \sin n a + D_n \cos n a) \cos n \beta. \quad (20)$$

Ezeknek a függvényeknek α és β szerinti parciális deriváltjait a (10) és (12) képletekbe behelyettesítve, az összes statikai mennyiségekre mindkét héjtípus esetében trigonometrikus sorok formájában előállított megoldást kapunk. Ezek a megoldások olyan pontossági fokkal bírnak, amilyen pontossággal a feszültségfüggvények általános alakjában a trigonometrikus sorok állandóit meghatározzuk.

Tételezzük fel, hogy az adott héjra külső erők csak a héjat lezáró diafragma kerületén hatnak. A külső erők a kerület mentén változhatnak és az $\alpha = \alpha_1$, és $\alpha = \alpha_2$ diafragma mentén külön-külön a koordinátáknak valamely elliptikus héjnál $p(\beta)$ és $q(\beta)$, ill. hiperbolikus héjnál $r(\beta)$ és $s(\beta)$ függvényével adhatunk meg. Ennek a terhelésnek természetesen az egész héjra vonatkozólag egyensúlyban levő erőrendszert kell képeznie. A diafragmák kerületén ható függőleges terheket két komponensre bonthatjuk fel. Ezek közül az egyik a héjfelület csatlakozó érintőjének irányában hat, a másik vízszintes komponenst pedig a diafragmák veszik fel, tekintve, hogy nyomatékmentes héj csak az érintősíkban ható belső erőhatások viselésére képes. A feladat megoldása most abból áll, hogy egy olyan, β szerint periodikus φ , ill. ψ feszültségfüggvényt kell keresni, melynek α szerinti parciális deriváltja, amely a meridián irányú belső erővel arányos, az $\alpha = \alpha_1$, és $\alpha = \alpha_2$ helyen a terhelésnek $p(\beta)$ és $q(\beta)$, ill. $r(\beta)$ és $s(\beta)$ függvényformában megadott értékeit adja. A diafragma kerületén ható külső erőket a $\cos n \beta$ szerinti trigonometrikus sor formájában adja meg, majd azokat a φ és ψ függvények $\alpha = \alpha_1$ és $\alpha = \alpha_2$ helyen vett α szerinti parciális deriváltjainak egyenlőire téve a trigonometrikus sor minden egyes tagjára vonatkozóan lineáris algebrai egyenletrendszert kapunk. Pl. az n -dik tagra vonatkozóan elliptikus héjra az egyenletrendszer a

$$\begin{aligned} A_n \operatorname{ch} n a_1 + B_n \operatorname{sh} n a_1 &= \frac{1}{n} p_n \\ A_n \operatorname{ch} n a_2 + B_n \operatorname{sh} n a_2 &= \frac{1}{n} q_n \end{aligned} \quad (21)$$

alakot, hiperbolikus héjra pedig a

$$\begin{aligned} C_n \cos n a_1 + D_n \sin n a_1 &= \frac{1}{n} p_n \\ C_n \cos n a_2 + D_n \sin n a_2 &= \frac{1}{n} q_n \end{aligned} \quad (22)$$

alakot veszi fel. Hasonló egyenleteket kapunk a trigonometrikus sor többi tagjára is. Az egyenleteknek a megoldása — ismét csak az n -dik tagra vonatkozó képleteket írva fel — a következő:

elliptikus héj esetében

$$\begin{aligned} A_n &= \frac{1}{n} \frac{p_n \operatorname{sh} n a_1 - q_n \operatorname{sh} n a_2}{\operatorname{sh} n (a_1 + a_2)} \\ B_n &= \frac{1}{n} \frac{q_n \operatorname{ch} n a_1 - p_n \operatorname{ch} n a_2}{\operatorname{sh} n (a_1 + a_2)}; \end{aligned} \quad (23)$$

hiperbolikus héj esetében

$$\begin{aligned} C_n &= \frac{1}{n} \frac{s_n \sin n a_1 - r_n \sin n a_2}{\sin n (a_1 - a_2)} \\ D_n &= \frac{1}{n} \frac{s_n \cos n a_1 - r_n \cos n a_2}{\sin n (a_1 - a_2)}. \end{aligned} \quad (24)$$

Ezek a képletek a peremen ható adott terhelés függvényében a φ és ψ feszültségfüggvények trigonometrikus sorokban felírt alakjának együtthatóit adják meg. Ezzel tehát a φ és ψ feszültségfüggvényeket ismerteknek tekintjük.

Az A_n, B_n, C_n, D_n együtthatóknak a vizsgálata érdekes jelenségre világít rá. A (23) és (24) képletekből látható, hogy elliptikus héjak esetében az A_n és B_n együtthatók nevezőjében szereplő

$$\operatorname{sh} n (a_1 + a_2) \quad (25)$$

az n semmilyen egész értéke mellett nem válhatik nullává. Ez más szavakkal azt jelenti, hogy véges $p(\beta)$ és $q(\beta)$ terhelések mellett az A_n és B_n együtthatóknak is véges értékei lesznek. Tehát a feladat megoldását adó harmonikus függvény az adott kerületi feltételek mellett egyértelmű, határozott megoldást fog adni. Ha a diafragma kerületén külső terhelés nem hat, vagyis a (21) egyenletrendszer homogén lesz, akkor a belső erők értékei mindenütt nullára adódnak.

A hiperbolikus héjakra vonatkozó képleteket elemezve azt lehet megállapítani, hogy a (24) képletek nevezőjében szereplő $\sin n (a_1 - a_2)$ érték az a_1 és a_2 bizonyos értékei mellett nullává válhat. Ezek az értékek az

$$n (a_1 - a_2) = m\pi \quad (26)$$

egyenletből határozhatók meg, amelyekben n és m tetszés szerinti egész számok lehetnek. E feltétel kielégítése esetében a $\psi(\alpha, \beta)$ feszültségfüggvény C_n és D_n együtthatói hiperbolikus héjaknál tehát végtelen nagy értékeket vehetnek fel. Ha pedig a diafragma kerületén terhelés nem hat, a feszültségfüggvény értékei nem lesznek egyértelműen nullával egyenlők, hanem különböző határozatlan értékeket vesznek fel. Ez pedig a szerkezet kinematikai határozatlanságának statikai kritériuma.

Mint láttuk tehát, elliptikus héjak minden esetben szilárd térbeli rendszert alkotnak, míg hiperbolikus héjak az adott kerületi feltételek mellett, a geometriai méretek bizonyos meghatározott arányainál terhelések felvételére alkalmatlanok.

Ez az utóbbi eset a hullámmozgás egyenletének homogén kerületi feltételek melletti fundamentális megoldásainak felel meg, s így a jelenség matematikai analógiát mutat valamely rugalmas rúd rezgéseinek saját értékeivel.

A hiperbolikus héjak kinematikai határozatlansága az

$$a_1 - a_2 = \frac{m\pi}{n}$$

esetben áll elő; fenti összefüggés a

$$\sin(a_1 - a_2) = \sin \frac{m\pi}{n}$$

formában is felírható. Ha az a_1 és a_2 értékeit a héj véglapjainak a koordináta-rendszer kezdőpontjától mért z_1 , ill. z_2 távolságaival fejezzük ki, akkor a kinematikai határozatlanság feltétele

$$\frac{(z_1 - z_2)b}{\sqrt{(b^2 + z_1^2)(b^2 + z_2^2)}} = \sin \frac{m\pi}{n} \quad (27)$$

lesz. Ezt a feltételt a héj viszonylagos méreteivel, azaz $\zeta_1 = z_1/b$, $\zeta_2 = z_2/b$ értékekkel a

$$\frac{(\zeta_1 - \zeta_2)}{\sqrt{(1 + \zeta_1^2)(1 + \zeta_2^2)}} = \sin \frac{m\pi}{n} \quad (28)$$

formában is felírhatjuk. Az így megadott viszonylagos méretek mellett a hiperbolikus héj megoldása határozatlanná válik. Ezeket a viszonylagos méreteket a héj kritikus magasságainak nevezhetjük. Mivel az m és n értékek tetszőszerinti egész értékeket felvehetnek, így a hiperbolikus héjnak végtelen sok h_{kr} kritikus magassága van.

Ha a z koordináta kezdőpontját a hiperbolikus héj szimmetriasíkjában vesszük fel, a héj magasságát $2h$ -val jelölve előző képleteink a

$$\frac{2b h_{kr}}{b^2 + h_{kr}^2} = \sin \frac{m\pi}{n}$$

alakba mennek át. Ebből

$$h_{kr} = b \frac{1 \pm \cos m\pi/n}{\sin m\pi/n} \quad (29)$$

Ha e képletben $n = 1$, akkor a h_{kr} végtelenre adódik, ami azt jelenti, hogy a trigonometrikus sor első tagját vizsgálva csak, képleteink hiperbolikus héjra

is terhelés esetében határozott, nullától különböző véges, terhelés nélkül pedig triviális nulla megoldást adnak.

Ha képletekben $n = 2m$, ahol $m = 1, 2, 3 \dots$, a kritikus magasság értéke :

$$h_{kr} = b .$$

Ez tehát azt mutatja, hogy ha a hiperbolikus héj félmagassága a képzetes tengely félhosszával egyenlő, akkor a trigonometrikus sorban minden páros sorszámú tag különleges határozatlan megoldást fog adni, amelynek végtelen értékei vannak inhomogén egyenletrendszer, vagyis külső terhelés esetében és határozatlan értékei vannak homogén feladat esetében, vagyis terhelés hiányában.

Ha $n = 3m$, ahol $m = 1, 2, 3 \dots$, akkor a (29) képlet a kritikus magasságra

$$h_{kr} = \sqrt{3b} \quad \text{és} \quad h_{kr} = \frac{\sqrt{3b}}{3}$$

értékeket adja. Ez értékek mellett a 3 többszöröseinek megfelelő sorszámú tagok a trigonometrikus sorban végtelen nagyok lesznek, ill. határozatlanokká válnak, ha a terhelés működik, ill. hiányzik.

Ha $n = 4m$, ahol $m = 1, 2, 3 \dots$, akkor a kritikus magasságokra

$$h_{kr} = (\sqrt{2} + 1)b \quad \text{és} \quad h_{kr} = (\sqrt{2} - 1)b$$

értékeket kapjuk.

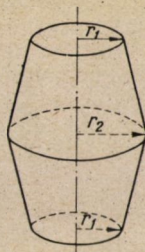
Ebben az esetben a trigonometrikus sor negyedik és a négy többszöröseinek megfelelő sorszámú tagjai végtelen nagyokká, ill. határozatlanokká válnak aszerint, hogy a peremen külső terhelés van, ill. nincs. Megjegyezzük azt, hogy a trigonometrikus sor n -dik tagja a h magasság nem egy, hanem $n-1$ értéke mellett mutat ilyen különleges tulajdonságokat. A legutóbbi esetben például a két említett kritikus magasság mellett egy harmadik kritikus magasság; a $h_{kr} = b$ is lehetséges, tekintve, hogy a 4 a 2-nek egész számú többszöröse.

Nyomatékmentes forgáshéjak kinematikai határozatlansága más esetekben

Az elliptikus és hiperbolikus héjakra vonatkozó ismertett tulajdonságok nemcsak másodfokú felületek szerint kialakított héjakra vonatkoznak. Általában bebizonyítható az, hogy a domború, mindenütt pozitív Gauss-görbülettel rendelkező héjak bármilyen terhelés esetében is határozott megoldást adnak, a homorú felületű, mindenütt hiperbolikus, negatív Gauss-görbületű pontokkal rendelkező héjak esetében pedig a geometriai méretek meghatározott viszonyai-

nál kinematikai határozatlanság léphet fel, és véges külső terhelések hatására végtelen nagyságú belső erők alakulhatnak ki. Fentiek vonatkoznak folytonos vonallal megadott meridiánnal rendelkező forgásfelületekre, vagy olyanokra, amelyeknek meridiánja több egyenlettel megadott és érintőlegesen csatlakozó vonalból áll.

Olyan forgáshéjak esetében, amelyeknek meridiángörbéje több, nem érintőlegesen csatlakozó vonalszakaszból áll, szintén megállapíthatók a kinematikai határozatlanság feltételei. Amennyiben a meridiángörbe törését tetszés szerinti kis sugarú körívvel lekerekítjük, azaz a két forgásfelület csatlakozásánál keletkező élt egy toruszgyűrű megfelelő érintőlegesen csatlakozó szakaszával helyet-

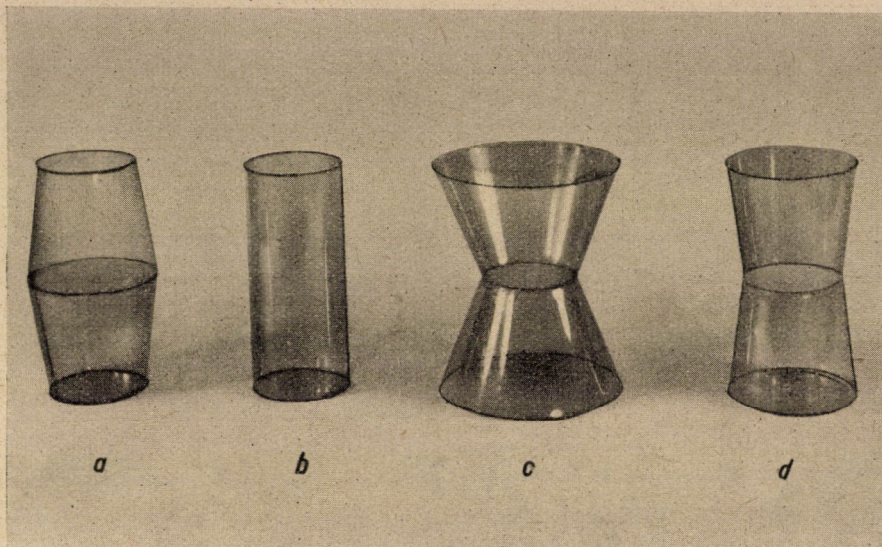


5. ábra

tesítjük, akkor a két felületrész érintkezésénél levő pontokat szintén az elliptikus vagy hiperbolikus, más szavakkal pozitív, illetve negatív Gauss-görbületű pontok osztályába sorolhatjuk aszerint, hogy a toruszgyűrű hiperbolikus vagy elliptikus része volt alkalmas a felületek csatlakozásánál kialakult törésvonal eltüntetésére. Kimutatható az, hogy az olyan héjszerkezetek, amelyek elliptikus felületek szerint vannak kialakítva, de helyi hiperbolikus pontjaik vannak, bizonyos kerületi feltételek esetében a geometriai méretek bizonyos arányainál szintén végtelen kis mozgásokat megengedő kinematikailag határozatlan rendszerekké válhatnak. Az olyan héjak, amelyek a törésvonal mentén is csak elliptikus, pozitív szorzatgörbületű pontokkal rendelkeznek, tetszés szerinti geometriai méretarányok mellett kinematikailag határozottak, és így külső terhelések felvételére alkalmasak lesznek.

Példaképpen két kúpfelülethől összetett héjat említünk meg, amelyet a kúpok tengelyére merőlegesen két diafragmával zárunk le (5. ábra). Ha a kúpokat oly módon tesszük össze, hogy az alap- és fedőkör sugara kisebb a két kúp csatlakozásánál levő kör sugaránál, olyan rendszert kapunk, melynek minden pontja, így a törésvonalnál levő pontjai is nulla, illetőleg pozitív értékű szorzatgörbülettel rendelkeznek. Amint celluloid modelleken könnyen elvégezhető kísérletek is mutatják, az ilyen szerkezet bármilyen geometriai méretek mellett külső terhelések felvételére alkalmas, kinematikailag határozott rendszer.

Ha azonban a két kúpot olymódon illesztjük össze, hogy az alap- és fedőkör átmérője nagyobb a csatlakozásnál levő kör átmérőjénél, azaz a törésvonal mentén hiperbolikus, negatív szorzatgörbületű pontok vannak, akkor a geometriai méretek bizonyos arányainál a szerkezet kinematikailag határozat-



6. ábra

lan, terhelések viselésére alkalmatlan lesz. A geometriai méreteknek a kritikus aránya az

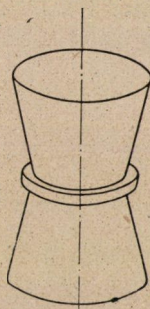
$$n^2 + \frac{r_1}{r_2 - r_1} \quad (30)$$

képletből határozható meg, amely képletben n tetszés szerinti pozitív egész szám lehet. Így például, ha $n = 2$, azaz $r_2 = \frac{3}{4}r_1$, akkor kinematikailag határozatlan rendszert kapunk, amelyben véges nagyságú külső terhelések esetében végtelen nagyságú belső erők léphetnek fel, és terheletlen állapotban a belső erők határozatlan értékűek lesznek. A 6. ábrán ábrázolt celluloid modellek közül a d jelű elégíti ki a kinematikai határozatlanság (30) alatti kritériumát, és ez a látható modelleken kísérletileg is bizonyítható.

A kinematikai határozatlanságot ilyen esetekben oly módon lehet megszüntetni, hogy a csatlakozási vonalak mentén a membránhéjakkal hajlítási merevséggel rendelkező gyűrűket építünk össze (7. ábra).

Hiperbolikus pontokkal rendelkező héjak a gyakorlatban sokszor nyernek alkalmazást; így például az Intze-rendszerű tartályokban is vannak hiper-

bolikus felületelemek. Ezeknek tervezésénél a geometriai méretek megválasztásával kell biztosítani azt, hogy a héjelem kinematikai határozatlanságának esete ne álljon elő.



7. ábra

IRODALOM

1. В. З. ВЛАСОВ: К теории безмоментных оболочек вращения (Известия ОН АН СССР, 1955 № 5.)
2. В. З. ВЛАСОВ: Общая теория оболочек (Москва 1950.)

Az előadáshoz hozzászóltak :

BARTA JÓZSEF,

aki Vlaszov professzor alapvető tudományos munkásságát méltatta és kiemelte a vékonyfalu szerkezetek viselkedésében az öblösödés, vagyis a síkok elgörbülésének jelentőségét.

CSONKA PÁL

a tudományág fejlődésének keretében méltatta Vlaszov akadémikus munkásságát és rámutatott az analógiák nagy szilárdságtani jelentőségére.

EGYENLŐTLENSÉGI RELÁCIÓ A CSAVARÁSI MEREVSÉG ÉS A HAJLÍTÁSI MEREVSÉG KÖZÖTT

BARTA JÓZSEF,
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK DOKTORA
(ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI INTÉZET, BUDAPEST)

E tanulmány rugalmas prizmatikus rudakra vonatkozik. A rudak keresztmetszete akár egyszeresen, akár többszörösen összefüggő tartomány. Jelöljük a csavarási merevséget R_t -vel, a hajlítási merevséget R_f -fel. (A csavarási merevség az az érték, amellyel a csavaró nyomatékot osztani kell, hogy megkapjuk a rúdnak a hosszegységre vonatkoztatott elcsavarodását. A hajlítási merevség hasonlóképpen definiálható: a hajlítási merevség az az érték, amellyel a hajlító nyomatékot osztani kell, hogy megkapjuk a görbületet.)

E tanulmány célja bebizonyítani azt, hogy fennáll az

$$R_t < \frac{R_{f\min} + R_{f\max}}{2} \leq R_{f\max} \quad (1)$$

reláció. $R_{f\min}$ és $R_{f\max}$ jelentik R_f legkisebb és legnagyobb értékét.

A bizonyítás végső fokon a Saint-Vénat-féle elmélet eredményein alapul. Jelöljük a keresztmetszeti területet f -fel, annak súlypontját O -val, a poláris tehetetlenségi nyomatékát (az O pontra vonatkoztatva) I_o -val, az axiális tehetetlenségi nyomatékát (az O ponton átmenő tengelyre vonatkoztatva) I -vel, a rugalmassági állandókat E -vel, G -vel és ν -vel. Amint tudjuk, a hajlítási merevség definíciójából az

$$R_{f\min} = E I_{\min} ,$$

$$R_{f\max} = E I_{\max}$$

egyenletek következnek. A Saint-Vénat-féle elmélet eredményeiből, Diaz és Weinstein [1] egyszeresen és többszörösen összefüggő tartomány esetére levezették az

$$R_t \leq G I_o$$

képletet. Behelyettesítvén ide a jól ismert

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ,$$

$$I_o = I_{\min} + I_{\max}$$

kifejezéseket,

$$R_t \leq \frac{E I_{\min} + E I_{\max}}{2(1 + \nu)}$$

vagyis

$$R_t \leq \frac{R_{f\min} + R_{f\max}}{2(1 + \nu)}$$

adódik, amiből közvetlenül az (1) reláció következik.

M e g j e g y z é s : Az (1) képlet (a hajlítási merevség felhasználásával) felső korlátot ad meg a csavarási merevségre. Hasonló képlet, amely (szintén a hajlítási merevség felhasználásával) alsó korlátot adna a csavarási merevségre, nem létezik. Az utóbbi állítás igazolásául, mint extrém példát, az egyenlőszárú kereszt alakú tartományt említjük meg, amelynek egységnyi hosszúságú igen keskeny szárai vannak. E példában a vonatkozó számítás [2] szerint

$$R_f = \frac{2}{3} E \delta , \quad R_t = \frac{4}{3} G \delta^3 ,$$

ahol δ a szárok szélessége. Látjuk, hogy e példában R_f végtelenszer nagyobb, mint R_t .

IRODALOM

- [1] J. B. Diaz and A. Weinstein, The torsional rigidity and variational methods, American Journal of Mathematics, vol. 70, p. 107 (1948).
 [2] Lásd pl.: S. Timoshenko, Theory of elasticity, sec. 81.

Az előadáshoz hozzászólt CSONKA PÁL.

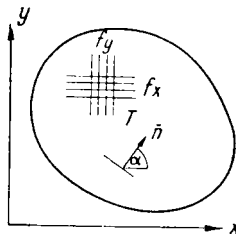
VASBETONLEMEZEK HATÁREGYENSÚLYÁRÓL

HALÁSZ OTTÓ

(ÉPÍTŐIPARI ÉS KÖZLEKEDÉSI MŰSZAKI EGYETEM)

I. Bevezetés. Kiindulási feltételek. A feladat megfogalmazása

Jelen dolgozat a rugalmas-plasztikus anyagú szerkezetek teherbírásának meghatározására szolgáló általános elmélet — az ún. határegyensúlyi elmélet — egyik alaptételét kívánja alkalmazni vasbetonlemezek törőterhelésének megállapítására az alábbi feltételek fennforgása esetén :



1. ábra

a) A vasbetonlemez szélein szabadon felfekvő, kerülete kívülről domború, alsó (húzott) vasalása két merőleges x és y irányban elhelyezett vasbetétekből áll. Az alsó vasalás intenzitása a két irányban f_x , ill. f_y ; egy-egy irányon belül állandó.

b) A lemezre ható terhelés eloszlása állandó és egy $p_0(x, y)$ megoszló alapteherrel rögzített; a terhelés folyamata során ez alapteher ordinátái minden pontban egyazon p paraméter monoton növekvő értékeivel sokszorozódnak meg. E paraméternek a törés pillanatához tartozó értékét p_t -vel jelöljük és törési paraméternek nevezzük. Az alapteher a lemez síkjára merőleges és azonos értelmű terhelés legyen. A törőterhelést e szerint a törési paraméterrel szorzott alapteher szolgáltatja.

c) A terhelés folyamata során nem lépnek fel olyan nagy negatív nyomatékok, melyek a felső vasalásban folyást okoznak. A nyíróerőknek és csavarónyomatékoknak hatását a plasztikus jelenségek kialakulására elhanyagoljuk.

Feltételezzük továbbá, hogy a törés a vasbetétek megfolyása útján a beton összemorzsolódása nélkül jön létre.

Fenti feltételek alapján vegyük vizsgálat alá a lemez egy \bar{n} normálissal jellemzett, egységnyi hosszú metszetét. A lemezelmélet feltevései szerint minden metszetre m_n fajlagos hajlítónyomaték és m_{nt} fajlagos csavarónyomaték hat, melyek egy

$$\bar{M} = \begin{pmatrix} m_x & m_{xy} \\ m_{xy} & m_y \end{pmatrix}$$

ún. nyomatéki tenzor komponensei (m_x , m_y és m_{xy} az x , ill. y irányhoz tartozó fajlagos hajlító, ill. csavarónyomatékot jelentik). Tehát

$$m_n = \bar{n} \bar{M} \bar{n} .$$

A nyomatéki tenzor komponensei eleget kell tegyenek a lemez statikai differenciálegyenletének :

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = - p \cdot p_0(x, y) \dots \quad (1)$$

Ezenkívül a kerületre merőleges fajlagos hajlítónyomatékok (\tilde{m}_n) zérus értéket vesznek fel.

E feltételeknek eleget tevő nyomatékeloszlást *statikailag lehetséges* nyomatékeloszlásnak nevezzük.

Állapítsuk meg m_n lehetséges legnagyobb értékét, az \bar{n} normálishoz tartozó fajlagos törőnyomatékot. A vasalás intenzitása a vizsgált metszetben

$$f_n = f_x \cos \alpha + f_y \sin \alpha .$$

Amennyiben mindkét irányú vasalásban éppen folyási feszültség keletkezik, úgy megkapható a metszetre merőleges legnagyobb fajlagos húzóerő :

$$h_{\max} = \sigma_f (f_x \cos^2 \alpha + f_y \sin^2 \alpha) .$$

Ha csekély elhanyagolással a törőnyomatékhoz tartozó húzó-nyomó erők karját minden metszetben állandónak vesszük és q -val jelöljük, úgy m_n legnagyobb értékére (m_{nH}) az alábbi kifejezést nyerjük :

$$m_{nH} = q f_x \sigma_f \cos^2 \alpha + q f_y \sigma_f \sin^2 \alpha .$$

Az x , ill. y normálisú metszethez tartozó fajlagos hajlítónyomaték legnagyobb értéke ezek szerint :

$$m_{xH} = qf_x \sigma_f \quad \text{ill.} \quad m_{yH} = qf_y \sigma_f .$$

Ezek alapján

$$m_{nH} = m_{xH} \cos^2 \alpha + m_{yH} \sin^2 \alpha .$$

Ezek alapján felírható az alábbi „folyási korlátozás” :

$$m_n \leq m_{nH} . \quad (2)$$

A fajlagos hajlítónyomatékok nem léphetik túl a fajlagos törőnyomaték értékét. Bevezetve az

$$\bar{M}_H = \begin{pmatrix} m_{xH} & 0 \\ 0 & m_{yH} \end{pmatrix}$$

törőnyomatéki tenzort, fenti folyási korlátozás így is írható :

$$m_{nH} - m_n = \bar{n}(\bar{M}_H - \bar{M})\bar{n} \geq 0 \quad (2,1)$$

A folyási korlátozásnak eleget tevő nyomatékeloszlást *fizikailag lehetséges* nyomatékeloszlásnak nevezzük.

Fenti elnevezések felhasználásával a határegyensúlyi elméletnek a kikötéseinknek eleget tevő vasbeton lemezek esetére vonatkozó, alkalmazni kívánt alaptétele így fogalmazható meg :

A lemez egy $p \cdot p_0(x, y)$ terhelése nem haladhatja meg a $p_t \cdot p_0(x, y)$ törőterhelést, ha hozzárendelhető a fajlagos nyomatékoknak statikailag és fizikailag lehetséges eloszlása.

E tételből világosan következik, hogy az alaptehernek a törés pillanatahoz tartozó szorzója (p_t) azonos avval a legnagyobb paraméter értékkel, melyhez még hozzárendelhető a fajlagos nyomatékoknak statikailag és fizikailag lehetséges eloszlása.

Feladatunk tehát p_t meghatározása.

II. A feladat megoldása

1. A folyási korlátozás segítségével a p_t paraméter számára tetszőleges számú felső korlátot állíthatunk elő. Írjuk fel ugyanis a szabadon felfekvő lemez virtuális munkáinak tételét. (A lemezre éppen a $p_t \cdot p_0(x, y)$ törőterhelés hat ; melyhez hozzárendelünk egy statikailag lehetséges m_x, m_y, m_{xy} nyomatékeloszlást.) Ha a virtuális lehajlásokat egy tetszőleges folytonos $z(x, y)$ függvénynek adjuk meg (a kerületén $\tilde{z} = 0$), úgy a virtuális munkák tétele szerint :

$$p_t \iint_{\Gamma} p_0 z dF = \int_S \varphi m'_n ds - \iint_{\Gamma} [m_x z_{xx} + 2m_{xy} z_{xy} + m_y z_{yy}] dF ;$$

ahol is S jelenti a felület olyan szinguláris vonalainak vetületét, melyek mentén törések állnak fenn; φ e törésszögek nagyságát (pontosabban a normálderiváltak különbségét), és m'_n a szinguláris vonal vetületeire merőleges hajlítónyomatékot. A baloldali a törőterhelés külső munkáját adja meg; a jobboldali belső munka két részből tevődik össze: a szinguláris vonal vetületére merőleges hajlítónyomatékoknak a vonalak mentén ébredő elfordulásokkal (φ) végzett munkájából és a törés nélküli tartományban az m_x, m_y, m_{xy} nyomatékoknak a $-z_{xx}, -z_{yy}$, ill. $-z_{xy}$ ún. közelítő görbületekkel, ill. elcsavarodással végzett munkájából.

Vezessük be pontonként a közelítő görbületek főirányait (röviden „főirányokat”), illetve a közelítő főgörbületek értékeit:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2z_{xy}}{z_{xx} - z_{yy}};$$

$$\frac{z_{11}}{z_{22}} = \frac{z_{xx} + z_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{z_{xx} - z_{yy}}{2}\right)^2 + z_{xy}^2}.$$

Ezek segítségével a tétel átalakítható:

$$p_t \int_T p_0 z dF = \int_S \varphi m'_n ds - \int_T [z_{11} m_{n1} + z_{22} m_{n2}] dF.$$

E képletben m_{n1} és m_{n2} a főirányokhoz tartozó hajlítónyomatékot jelentik.

Kössük ki, hogy $z, \varphi, -z_{11}, -z_{22}$ mindenütt pozitív (a felület mindenütt domború). Ez esetben — figyelembe véve, hogy p_t -hez csak fizikailag lehetséges, tehát a fajlagos törőnyomatékot meg nem haladó m_{n1} és m_{n2} nyomatékok tartozhatnak — p_t -re az alábbi korlátozás kapható:

$$p_t \leq \frac{\int_S \varphi m'_{nH} ds - \int_T z_{11} m_{n1H} dF - \int_T z_{22} m_{n2H} dF}{\int_T p_0 z dF}. \quad (3)$$

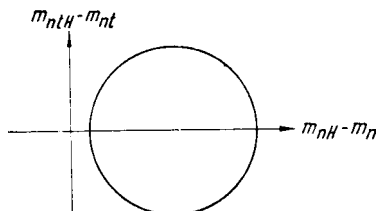
E korlátozás úgy áll elő, ha a képletben szereplő valamennyi nyomaték helyébe azok legnagyobb lehetséges értékét helyettesítjük. Ez egyenlőtlenség egyenlőség formájában azonban csak akkor állhat fenn, ha a törőterheléshez hozzárendelhető olyan statikailag lehetséges nyomatékeloszlás, melyen belül minden pontban a felület két merőleges főirányához tartozó m_{n1} és m_{n2} nyomaték éppen eléri az m_{n1H} és m_{n2H} törőnyomatéki értéket. Ez azonban statikailag általában lehetetlen. Rajzoljuk fel ugyanis az $\bar{M}_H - \bar{M}$ tenzor Mohr-körét (2. ábra).

A vízszintes tengelyre ez esetben az $m_{nH} - m_n$ értékek mérendők fel (m_{nH} az \bar{n} irányhoz tartozó törőnyomaték); a függőleges tengelyre pedig az $m_{ntH} - m_{nt}$ értékek; ahol is m_{ntH} az \bar{M}_H tenzornak \bar{n} irányhoz tartozó „csavaró” komponense.

$$[m_{ntH} = (m_{yH} - m_{xH}) \sin a \cos a] .$$

A 2,1 jelű korlátozás azt fejezi ki, hogy e Mohr-kör a függőleges tengelytől jobbra csik. Ha mégis előírjuk, hogy két merőleges irányban

$$m_{n1H} - m_{n1} = 0 \quad \text{ill.} \quad m_{n2H} - m_{n2} = 0 ,$$



2. ábra

akkor szükségképpen a Mohr-kör egyetlen ponttá zsugorodik össze és így

$$\bar{M} \equiv \bar{M}_H .$$

Tehát fenti kikötés — a terheléstől függetlenül — meghatározza a teljes nyomatékeloszlást és e nyomatékeloszlás a lemez 1. jelű statikai egyenletének figyelembevételével csak $p_0 \equiv 0$ esetben lehetséges.

Ezért tetszőleges z lehajlásfüggvény esetében a 3. jelű korlátozás csak el nem érhető felső korlátot szolgáltat p_t számára. Ha elérhető felső korlátot kívánunk p_t számára előállítani, akkor olyan z függvényeket kell a munkaegyenletben szerepeltetni, melyek esetén pontonként nem két, hanem csak egy hajlítónyomaték értékének előírása szükséges. Ez nyilván akkor következik be, ha m_{n1} és m_{n2} szorzói közül az egyik zérus, tehát ha

$$z_{11} \cdot z_{22} \equiv z_{xx} \cdot z_{yy} - z_{xy}^2 = 0 \quad (\tilde{z} = 0). \tag{4}$$

E differenciálegyenlet megoldásait z_0 -val jelölve, a 3. jelű korlátozás valamely z_0 felület esetében így hangzik :

$$p_t \leq \frac{\int_S \varphi m'_{nH} ds - \iint_T (z_0)_{22} m_{n2H} dF}{\iint_T p_0 z_0 dF} , \tag{5,1}$$

ahol is $(z_0)_{22}$ a z_0 felület zérustól különböző közelítő főgörbületét jelenti.

Tekintettel arra, hogy ez egyenlőtlenségnek minden z_0 függvény esetében fenn kell állnia, egyenlőség csak azon z_0 esetében változhat, melynél a jobboldali tört minimális értékű. E függvényt z_{00} -val jelölve :

$$p_t = \frac{\int_S \varphi m'_{nH} ds - \iint_T (z_{00})_{22} m'_{n2H} dF}{\iint_T p_0 z_{00} dF} \quad (5,2)$$

Ez egyenlőség felírása azonban — az előzőekhez hasonlóan — csak akkor jogosult, ha p_t -hez hozzárendelhető olyan statikailag lehetséges igénybevétel-eloszlás, melyen belül minden pontban a z_{00} felület főirányához tartozó m_{n2} nyomaték felveheti az m_{n2H} törőnyomatéki értéket. Ha e főirányt az \bar{n}_2 ($\begin{smallmatrix} \cos \\ \sin \end{smallmatrix} \alpha$) egységvektorral jellemezzük, akkor e feltétel így írható fel :

$$\bar{n}_2 (\bar{M}_H - \bar{M}) \bar{n}_2 = 0 \quad (6)$$

Mivel azonban a folyási korlátozás miatt minden más irányban

$$m_{nH} - m_n > 0,$$

tehát a 2. ábrán feltüntetett Mohr-kör éppen érinti a függőleges tengelyt. E két feltétel a következő két egyenletet szolgáltatja :

$$m_{n2H} - m_{n2} = (m_{xH} - m_x) \cos^2 \alpha + (m_{yH} - m_y) \sin^2 \alpha - 2 m_{xy} \sin \alpha \cos \alpha = 0,$$

$$m_{n2tH} - m_{n2t} = [(m_{yH} - m_y) - (m_{xH} - m_x)] \sin \alpha \cos \alpha - m_{xy} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) = 0. \quad (7)$$

Tehát az $m_{n2H} = m_{n2}$ kikötés — a tenzor tulajdonságok figyelembevételével — nemcsak az \bar{n}_2 irányhoz tartozó hajlítónyomaték, de a csavarónyomaték nagyságát is meghatározza. A 7 jelű két egyenlet az 1 jelű statikai egyenlettel együtt éppen három egyenletet szolgáltat a p_t -hez tartozó és m_x , m_y , m_{xy} nyomaték eloszlás meghatározására.

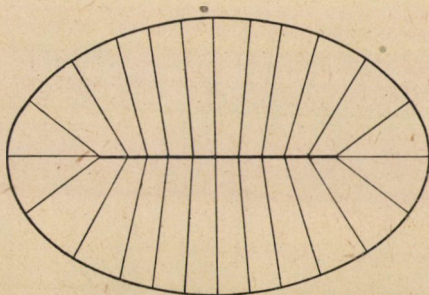
Ha az így meghatározott nyomatékeloszlásról még kimutatjuk, hogy eleget tehet a kerületi feltételeknek ($\tilde{m}_n = 0$), és ezzel egyidőben a szinguláris vonal vetülete mentén előírt $m'_n = m_{nH}$ egyenlőségnek, akkor az 5,2 jelű korlátozásban tett $m_{n2} = m_{n2H}$ és $m'_n = m_{nH}$ helyettesítések statikailag és fizikailag lehetségesek, és így az 5,2 jelű egyenlet valóban a törési paraméter értékét szolgáltatja.

A kerületi feltételeknek és a szinguláris vonal mentén tett előírásoknak kielégítése a z_{00} felület esetén valóban egyidőben lehetséges. E kijelentés bizonyítását — a tanulmány szűkreszabott keretei miatt — mellőzzük. A bizonyítás

megtalálható szerzőnek „A határegyensúlyi elmélet tételeinek alkalmazása tartórácsok és lemezek törőterhelésének megállapítására” c. kandidátusi disszertációjában.

2. Az eddigieknek szemléletes tartalmat tulajdoníthatunk.

Ugyanis a 4 jelű differenciálegyenlet z_0 megoldás-felületeinek legfontosabb jellemzőit — levezetés mellőzésével — a következőkben foglalhatjuk össze: Valamennyi z_0 felület a lemez kerületére illeszkedő egyenes alkotókból áll; ez alkotóknak a lemez síkjával bezárt hajlásszöge tetszőlegesen vehető fel; e hajlásszög azonban meghatározza az alkotók vízszintes vetületeinek (melyek szintén egyenesek) a kerülettel bezárt szögét. A kerülettől kiinduló alkotók a



3. ábra

lemeztartomány belsejében egy térbeli görbe mentén metsződnek össze; e szinguláris vonal mentén tehát a felületben törés következik be. (Ellipszis kerületű lemez esetén egy lehetséges z_0 felület alaprajzát — alkotóinak és szinguláris vonalának vetületét l. a 3. ábrán.)

E tulajdonságok alapján a 4 jelű differenciálegyenlet megoldásait, a z_0 felületeket a merev-plasztikus lemez törésképeinek nevezzük.

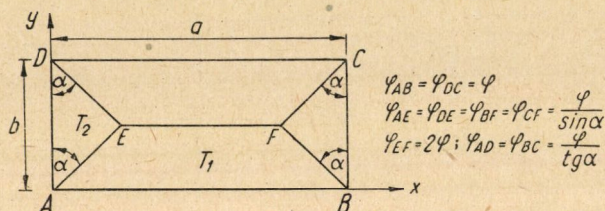
Merev-plasztikus lemeznek olyan lemezt nevezünk, melynél a vas és beton rugalmassági modulusa végtelen nagy; és melyben ezért alakváltozás (görbület) csak abban a pontban és olyan \bar{n} irányban következhet be, ahol az m_n fajlagos hajlítónyomaték éppen eléri a törőnyomatéki értéket. Előbbi levezetéseink értelmében — szinguláris vonalaktól eltekintve — minden pontban csak egy ilyen irány létezik; ez irány megadja a merev-plasztikus lemez törés után felvett lehajlási felülete, az ún. töréskép, egyik közelítő főgörbületének irányát; míg az erre merőleges főgörbület zérus értékű. Ezért a 4 jelű differenciálegyenlet megoldásai, a z_0 felületek valóban a merev-plasztikus lemez törésképét állítják elő.

Ezek szerint előző levezetésünk így is fogalmazható: A törőterhelés számításakor a rugalmas-plasztikus lemez merev-plasztikus lemezzel helyettesítendő. Meghatározandó az egyes z_0 törésképekhez a virtuális munkák tétele

útján [5,1 egyenlet] hozzárendelt p érték és a rugalmas-plasztikus lemez törési paraméterét (p_t) az a z_{00} töréskép fogja szolgáltatni, melyhez a legkisebb p paraméter tartozik [5,2 egyenlet].

III. példa. Egyenletesen megoszló terheléssel terhelt derékszögű-négyszög kerületű lemez

Általában sokszögkerületű lemez esetén a 4 jelű differenciálegyenlet z_0 megoldásai a sokszög oldalaira illeszkedő, a lemez síkjával tetszőleges szöget



4. ábra

bezáró síkობól állanak. E síkok metszésvonalai vetületét törésvonalaknak nevezzük. Alaprajzukat a szimmetria figyelembevételével a 4. ábra szemlélteti.

E z_0 felületek esetén az 5,1 jelű egyenlet így hangzik ($p_0 \equiv 1$):

$$p_t \leq \frac{\sum m_{nH} \varphi_i s_i}{\iint_T z_0 dF} \quad (8)$$

ahol is φ_i a törésvonalak mentén fellépő törésszögek nagyságát, s_i a törésvonalak hosszát, m_{nH} pedig a törésvonalakra merőleges törőnyomatékokat jelenti. φ_i értékeit a 4. ábra foglalja össze, m_{nH} értéke az a hajlású törésvonalak mentén $m_{nH} = m_{xH} \cos^2 a + m_{yH} \sin^2 a$; az EF vetület mentén $m_{nH} = m_{yH}$. Akár ez értékek behelyettesítésével, akár a külső-belső munkák egyenlőségével 8 jelű képlet átalakítható:

$$p_t \leq \frac{2(\varphi_{AB} \cdot a \cdot m_{yH} + \varphi_{AD} \cdot b \cdot m_{xH})}{2 \left(\iint_{T_1} z_0 dF + \iint_{T_2} z_0 dF \right)}$$

Keressük ki a z_{00} felületet, melynek esetében a jobboldali tört a legkisebb értékű.

Erre vonatkozólag (5,2) szerint fennáll :

$$p_t = \frac{2(\varphi_{AB} \cdot a \cdot m_{yH} + \varphi_{AD} b \cdot m_{xH})}{2 \left(\iint_{T_1} z_{00} dF + \iint_{T_2} z_{00} dF \right)} . \quad (9)$$

Mivel a z_0 felület megváltoztatása csak φ_{AB} vagy φ_{AD} megváltoztatása útján lehetséges; a szélső érték feltétele azt fejezi ki, hogy e mennyiségek $\delta \varphi_{AD}$ vagy $\delta \varphi_{AB}$ megváltoztatásával — a másodrendű változástól eltekintve — a jobb-oldal értéke ne változzék. E feltételt az alábbi két (egymástól nem független) egyenlet fejezi ki :

$$\frac{(\varphi_{AB} + \delta \varphi_{AB}) a m_{yH} + \varphi_{AD} b m_{xH}}{\iint_{T_1} (z_{00} + \delta \varphi_{AB} y) dF + \iint_{T_2} z_{00} dF} - \frac{\varphi_{AB} a m_{yH} + \varphi_{AD} b m_{xH}}{\iint_{T_1} z_{00} dF + \iint_{T_2} z_{00} dF} = 0$$

$$\frac{\varphi_{AB} a m_{yH} + (\varphi_{AD} + \delta \varphi_{AD}) b m_{xH}}{\iint_{T_1} z_{00} dF + \iint_{T_2} (z_{00} + \delta \varphi_{AD} x) dF} - \frac{\varphi_{AB} a m_{yH} + \varphi_{AD} b m_{xH}}{\iint_{T_1} z_{00} dF + \iint_{T_2} z_{00} dF} = 0 .$$

A műveleteket elvégezve és 9 jelű egyenletet felhasználva :

$$a m_{yH} - p_t \iint_{T_1} y dF = 0 \quad (10)$$

$$b m_{xH} - p_t \iint_{T_2} x dF = 0 \quad (11)$$

E két egyenletből p_t és a z_{00} -át meghatározó a szög meghatározható. Vizsgáljuk meg e két egyenlet tartalmát! (l. 5. ábra.)

Az előzőekben megállapítottuk, hogy az AE és DE oldalon ható fajlagos hajlítónyomaték nagysága

$$m_n = m_{nH} = m_{xH} \cos^2 \alpha + m_{yH} \sin^2 \alpha .$$

Ugyanakkor a 7 jelű egyenletek figyelembevételével DE és AE oldalra ható fajlagos csavarónyomaték :

$$m_{nt} = m_{ntH} = (m_{yH} - m_{xH}) \sin \alpha \cos \alpha ; \quad (\text{DE mentén}) \quad (12)$$

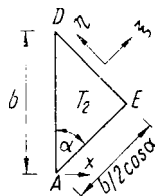
$$m_{nt} = m_{ntH} = - (m_{yH} - m_{xH}) \sin \alpha \cos \alpha \quad (\text{AE mentén}) .$$

Ezek szerint a törésvonal mentén nemcsak hajlító, — de csavarónyomaték is működik. (Ez utóbbit szokásos az A, B, C, D, E, F pontokon működő statikailag ekvivalens, ún. csomóponti erőrendszerrel pótolni.)

A törésvonal mentén nyíróerő ellenben nem működik. Ugyanis a törésvonal mentén a nyíróerőkre vonatkozó statikai egyenleteket felírva :

$$q_{\xi} = \frac{\partial m_n}{\partial \xi} + \frac{\partial m_{nt}}{\partial \eta} .$$

E képlet jobboldala zérus, mert m_n a törésvonal mentén szélső értéket vesz fel, m_{nt} pedig a törésvonal mentén állandó. Így a T_2 tartományra a töréskor



5. ábra

p_t intenzitású terhelés hat ; ezenkívül az AE és DE oldalak mentén az előbb kiszámított hajlító és csavarónyomatékok. Az AD oldalra — mivel szabadon felfekvő lemezről van szó — hajlítónyomaték nem hat. Ezért a T_2 tartomány egyensúlyának feltételét egy, az AD oldalra felírt nyomatéki egyenlettel fejezhetjük ki.

A 12 jelű összefüggésből az AE és DE oldalra ható hajlító és csavarónyomatékok eredőjét kiszámítva

$$M = b m_{xH}$$

nagyságú és AD irányú nyomatékvektort kapunk. Tehát a T_2 tartomány egyensúlyának feltétele :

$$b m_{xH} - p_t \iint_{T_2} x dF = 0 ;$$

mely egyenlet a 11 jelű összefüggéssel azonos. Hasonló megfontolással kimutatható, hogy a 10 jelű egyenlet a T_1 tartomány egyensúlyát fejezi ki, törés pillanatában. Így kimutattuk, hogy a z_{00} felülethez a 9 jelű egyenlet által hozzárendelt p_t esetében a statikai egyenletek, a törésvonalak mentén tett előírások és a kerületi feltétel egyidejűleg kielégíthető.

Így p_t valóban a statikailag és fizikailag lehetséges legnagyobb paraméter értéket, a törési paramétert szolgáltatja. A levezetés során eltekintettünk attól,

hogy a sarkokon statikai ellentmondás áll fenn, mert a befutó törésvonal előírja az $m_n = m_{nH}$ és $m_{nt} = m_{ntH}$ értékeket, ezenkívül e pontban az oldalakra merőleges \tilde{m}_n hajlítónyomatékok zérus értéket kell hogy felvegyenek. E négy előírás általában összeegyeztethetetlen. A valóságban ez ellentmondás a törésvonal villás szétágazódása útján küszöbölődik ki. E jelenség vizsgálata azonban nem képezi jelen tanulmány tárgyát.

Az előadáshoz hozzászóltak :

MENYHÁRD ISTVÁN,

aki szerint különleges érdeme a dolgozatnak, hogy a törési elmélet felhasználói által általánosságban használt igénybevétel meghatározási módszert Halász előadásában levezette. Ugyanis bebizonyította, hogy a geometriailag és statikailag lehetséges törésindex közül azt kell számításba venni, amelyhez a legkisebb törő terhelés tartozik.

BARTA JÓZSEF

a munkatételek összegyűjtésére tett javaslatot,

V. Z. VLASZOV

az elméletnek lapos héjak esetére való kiterjesztését javasolta.

VASBETONÉKEK ALKALMAZÁSA AZ ÉPÍTÉSBN

Dr. Ing. JOSEF WÜNSCH
EGYETEMI TANÁR, BRATISLAVA

Az előadásában az építmények úgynevezett teljes megfeszítésének ékekkel végrehajtott módszerét kívánja ismertetni.

Betontartószerkezetek feszítéséhez nem kell minden esetben értékes acélt alkalmazni.

Mesterségesen előidézett erőket a talajról is lehet a betonba átvinni és a feszítőhatás ebben az esetben is állandósítható.

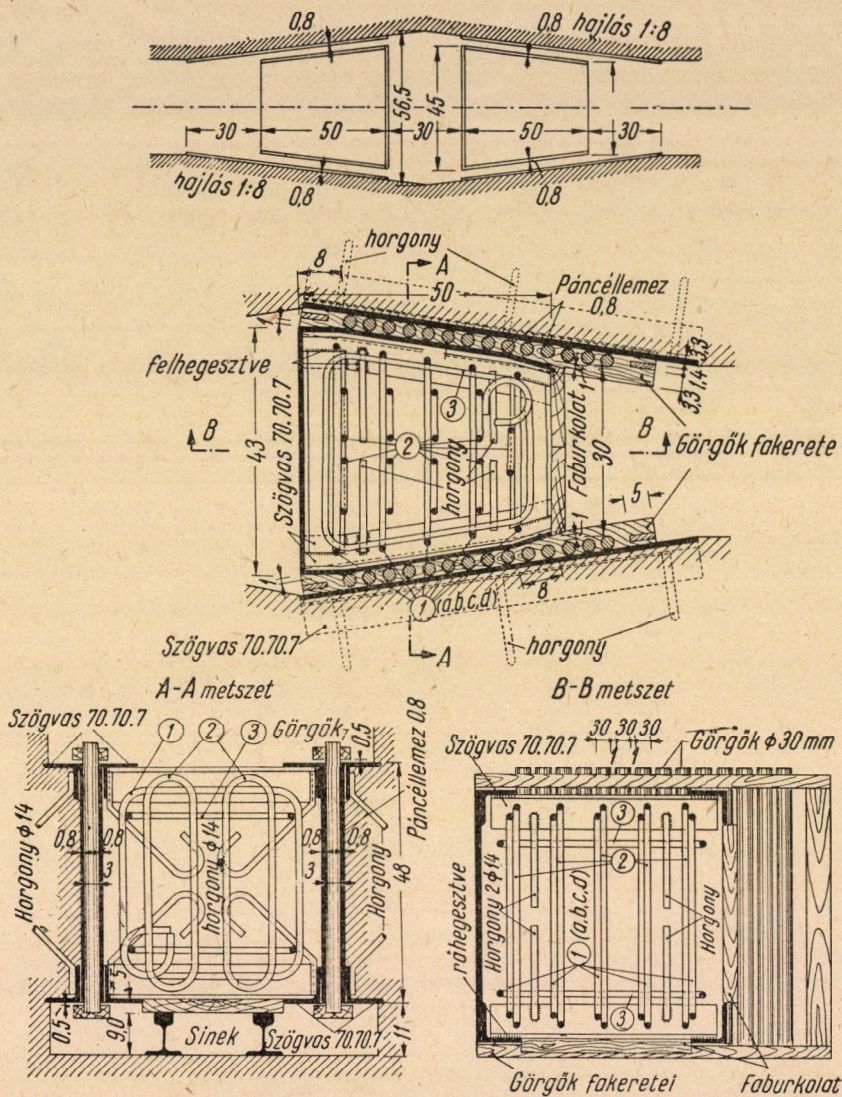
Míg a szokásos acélbetétekkel eszközölt feszítést rendszerint már a műtárgy létesítése előtt, azaz a feszítendő betonelemek szerelése előtt végzik el, az említett acél nélküli feszítésre csak a műtárgy megépítése után kerülhet sor. Ezzel az eljárással a műtárgyat mint egészet feszítik, és ezért a feszítésnek ez a módja „teljes megfeszítésnek” nevezhető. A szokványos feszített betonelemek feszítésére, valamint helyszíni feszítéskor a hatalmas kábelek megfeszítésére már évek óta alkalmas berendezések állnak rendelkezésre. Teljes megfeszítést, amennyiben azt egyáltalán megkockáztatták, csak nagyon kezdetleges módon, hidraulikus sajtókkal végeztek.

Franciaországban Freyssinet acélból készült olajzsákok segítségével működő, használható teljes megfeszítési módszert dolgozott ki. Ezek a zsákok azonban költségesek és az építés helyén nem nagyon állíthatók elő.

A hidraulikus sajtók hátránya az, hogy teljes megfeszítések esetében, amikor aránytalanul nagyobb erők hatnak, azokból sok darabra van szükség, továbbá az, hogy tartós feszítésre, ami gyakran szükséges, nem alkalmasak. Szerző egy teljes megfeszítésre alkalmas berendezést ismertet, amelyet Csehszlovákiában dolgoztak ki és a gyakorlatban többször kipróbáltak. Ez a berendezés acéllemezekkel borított vasbetonékekből áll, amelyeket különleges pályák mentén, úgynevezett „ékfészkekben” hidraulikus sajtókkal egymástól szétnyomnak, miközben azok görgőkön elmozdulnak. A sajtókkal kifejtett erő az ékoldalak 1 : 8, 1 : 10, általában 1 : n hajlása által nyolcszorozódik, tízszeresedik, illetve n-szeresedik.

Az ékek vasbetonból készülnek, térbeli vasvázuk keresztirányú húzófeszültségre méretezett, oldalaik 8–10 mm vastag kazánlemezzel vannak borítva és néha homlokoldalait is hasonlóképpen acéllemezekkel védik.

Ezeknek az ékeknek a segítségével eddig 1000, 10 000, sőt több tonna erőhatást fejtettek ki, amelyeket az építményben fenn is tartottak.



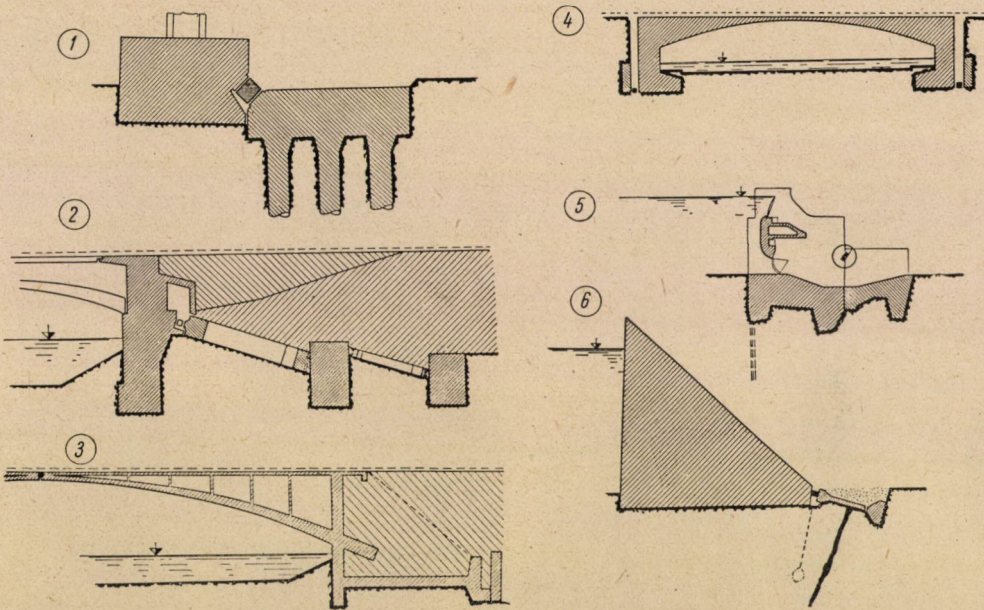
1. ábra. 800 t-ás ékpár részletrajza

Az építőiparban ezeket az ékeket széleskörűen alkalmazzák. Segítségükkel a következő problémák oldhatók meg:

1. A megbízhatatlan talajban megdőlt vagy elmozdult építmények visszaállítására eredeti helyzetükbe.

A 2. ábra 1 alábráján talajsüllyedés folytán veszélyeztetett keretszerkezet alapja előtt új betontömböt készítenek. Az új és a régi tömbalap között kiképzett ékfészekben hidraulikus sajtó segítségével vasbetonékpárokat nyomnak szét egymástól: a műtárgy így eredeti helyzetébe kerül vissza.

2. *Elmozdult oszlop visszaállítása eredeti helyzetébe és az elmozdulás okozta mellékfeszültségek megszüntetése.*



2. ábra. Ékekkel megoldható építési feladatok

A 2. ábra 2. alábráján egy ívhíd hídfőjét a vállap hossz tengelye körül fordítják el. Míg a mesterségesen előállított nyomóhatás a boltozatba megy át, a reakcióerőket különleges támaszrendszer veszi fel, amelyet a hídfő mögött képeztek ki.

3. *Statikailag határozatlan szerkezetekben a hőmérsékletváltozás okozta feszültségek és a beton zsugorodásából és lassú alakváltozásából eredő tengelymegrövidülések okozta mellékfeszültségek kiküszöbölése.*

A 2. ábra 3. alábrája mutatja azt a példát, ahol egy boltozat záradékában a betonozáskor kb. 1 m széles kereszthézagot kihagynak. A beton megszilárdulása után azt szétfeszítik. A szükséges szétfeszítő erőt a kiképzett hézagban elhelyezett ékpárokkal létesítik, amelyeket a záradékban utólag bebetonozott bordák megszilárdulása után onnan görgőkkel együtt eltávolítanak.

4. *Szerkezetek megfeszítése (teljes megfeszítés).*

Ennél a feszítési eljárásnál mesterségesen nyomófeszültséget halmoznak fel azokban a keresztmetszetekben, amelyekben később a külső terhek húzófeszültségeket idéznek elő.

A 2. ábra 4. alábrája azt az esetet mutatja be, amikor egy változó lemezvastagságú lapos kerethíd, amelynek vasalása csak az önsúly okozta igénybevételek felvételére elégséges, a végrehajtott teljes megfeszítés révén válik teherhordóvá.

A feszítést ékekkel hajtják végre. Az erőhatás a két alaptömb hátoldalán érvényesül. A nyomóerőkből keletkező reakcióerőket a szádfalak és a földnyomás együtt veszik át.

5. *A természetes feszültségeloszlás megváltoztatása a váll-lapban, amely annak méreteivel és terhelésével, valamint az altalaj elasztoplasztikus tulajdonságai révén előre determinált. A változtatást oly módon végzik, hogy annak a tartóra lehetőleg kedvező hatása legyen.*

A 2. ábra 5. alábráján bemutatott esetről egy földzárógát fenékkiürítőjének főtömbjét a sziklás folyómederre támasztva képezték ki. Mesterségesen előidézett nyomóerők bevezetésével a felfekvési keresztmetszetben erőátrendeződést idéznek elő. Ezáltal a víz felőli oldalon a szükséges tömítőréteg biztosítva van. Az ékfészkekben végrehajtott szétfeszítéssel a vízdoldali nyomófeszültségeket éppen a tömítőréteg felett sikerül összpontosítani.

6. *Jelentékeny erők bevezetése olyan felfekvési helyeken, amelyek egyébként valamely oknál fogva az erőjátékban nem vehetnének részt.*

A 2. ábra 6. példájánál a duzzasztómű levegő felőli oldalán létesített, el nem mállott sziklára épült és nagy, rugalmas agyagrétegeket átívelő támasztópillér feszítés nélkül nem volna alkalmas a fal biztonságának növelésére. A támasz elkészülte után feszültségmentes marad. A vízmedence fokozatos feltöltése esetében is a hidrosztatikus nyomás csak nagyon csekély hosszirányú erőt válthat ki a támaszban. Ez a támasz csak a fal és a támasz közötti hézagban mesterséges nyomóerőknek vasbetonékekkel végrehajtott bevezetése után válik teljesen hatékonyá.

Az ékeket hidraulikus sajtókkal préselik be; a sajtók reakcióját az egyes ékeken drótkötél veszi át, amelyet az éken keresztül a talajba vezetnek és kb. 20 m mélyen lehorgonyoznak.

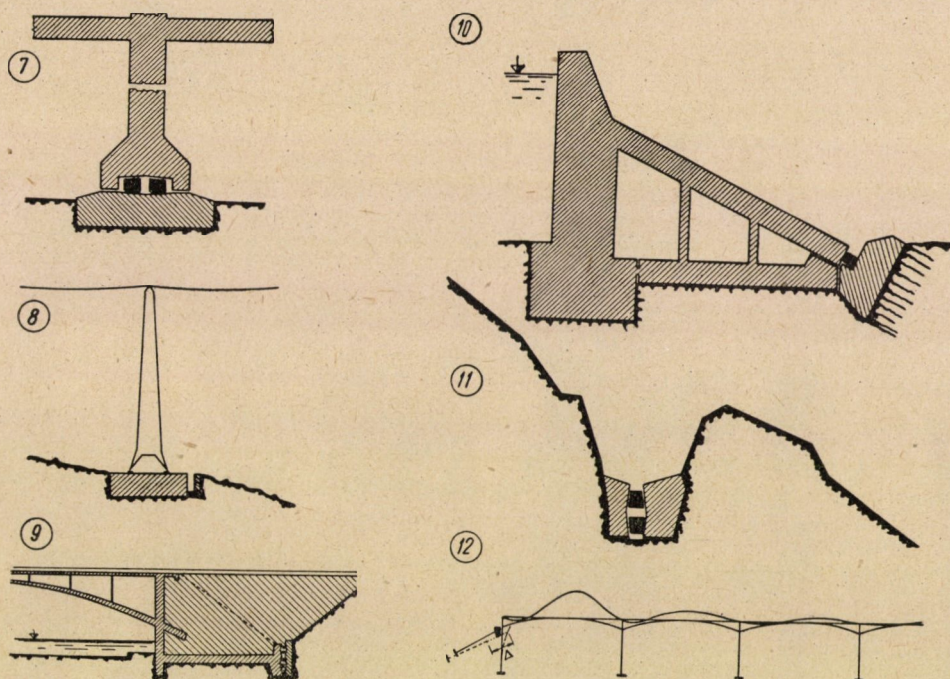
7. *Süppedékeny altalajon és geológiaiilag előzőleg nem kellőképpen megvizsgált területeken gazdaságos, statikailag határozatlan szerkezetek kialakítása.*

A 7. számú példán (3. ábra) az az eset van bemutatva, amikor egy keretszerkezetű ipari építménynél a talaj az egyik szögletben megbízhatatlannak bizonyul, ahol nagyobb talajsüppedések várhatók. A szerkezetnek több részre való bontása nem lenne gazdaságos és számos terv átdolgozását és a megrendelt gépi berendezés teljes átrendezését tenné szükségessé.

A veszélyeztetett sarokpillért ezért különleges alapra helyezik, amelyet vasbetonékekből álló kiigazító taggal látnak el. Egyenlőtlen talajsüppedéseket ily módon ártalmatlanná lehet tenni. A talaj teljes stabilizálódása után az ékfészket az ékekkel együtt ki lehet betonozni.

8. *Építési kérdések megoldása csúszó és alábányászott területeken.*

A 8. példa (3. ábra) azt mutatja be, ahol csúszó területen át vezetett drótkötélpálya tartóoszlopait a talaj nemkívánatos csuszamlása után üzem közben,



3. ábra. Ékekkel megoldható építési feladatok

üzemzavar nélkül, hidraulikus sajtók és vasbetonékek segítségével ismét eredeti helyzetükbe hozzák.

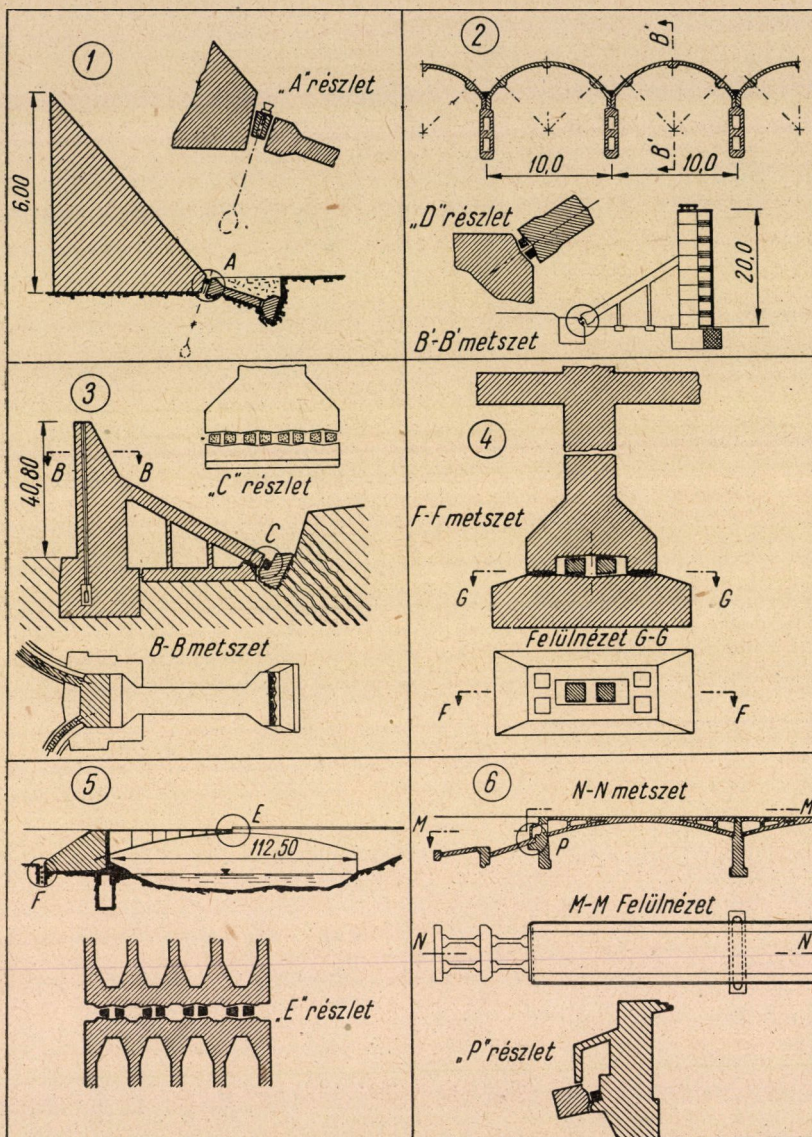
9. *A talaj összenyomása és az aktív földnyomás átváltoztatása annak többszörösét kitevő passzív földnyomássá.*

A 9. példa (3. ábra) a már említett ívhídat mutatja be, melynek hídfője mögötti talajt a hídfő hátoldalán levő külön ékfészkekbe áthelyezett vasbetonékek segítségével mesterségesen összenyomták. Az aktív földnyomás így passzív földnyomássá alakult át.

10. *Cement bepréssel vagy cölöpözéssel végrehajtott költséges talajszilárdítási módok helyett a talaj tömörítése mesterségesen előidézett nyomóerőkkel.*

A 10. példa (3. ábra) azt az esetet mutatja be, amikor egy íves duzzasztómű főpillérét olyan helyen kellett megépíteni, ahol a talaj merevségét különösen a levegő felőli oldalon hatalmas agyagrétegek csökkentették. Cementbepréssel

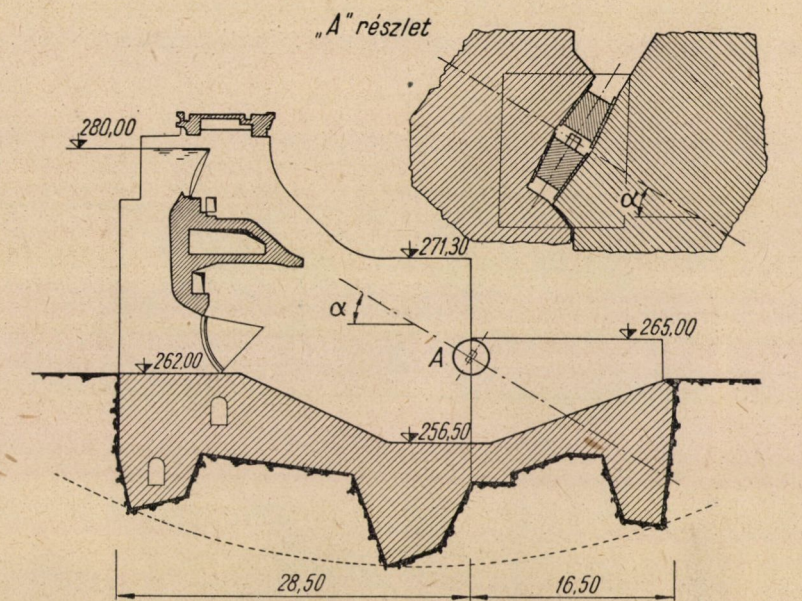
talajszilárdítást kellett volna végrehajtani. Egyszerűbb építési megoldás a falszerű pillérháromszög felbontása, amellyel a ferde támaszt az erős alaptól tel-



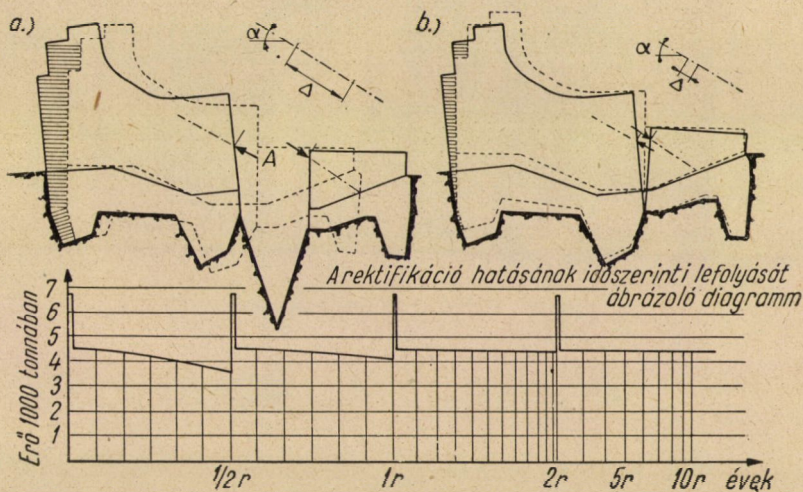
4. ábra. Vasbetonékek alkalmazása kivitelezett műtárgyakon

jesen különválasztják. A szétfeszítés ennek a tömbalapnak a felületén végezhető el. A talaj teljes összenyomása így egyszerűbben végrehajtható és az tartósan megbízható marad.

11. Csúszási kísérletek, passzív kőzetnyomási kísérletek és különböző terhelési próbák végrehajtása szokatlanul nagy, tetszés szerint növelhető, minden vizsgálati



Hatásábra létesítése 1:1 méretarányú mintán



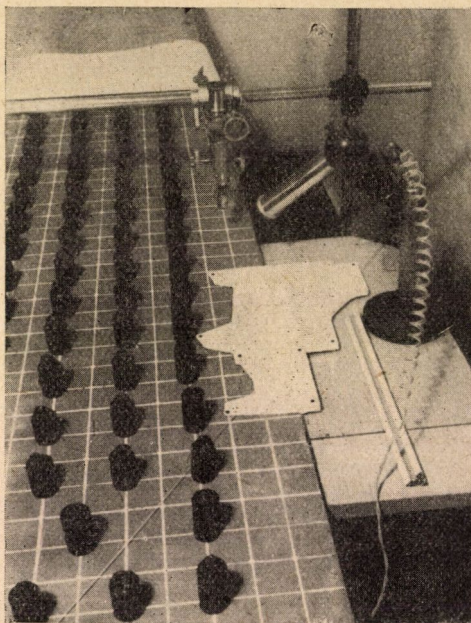
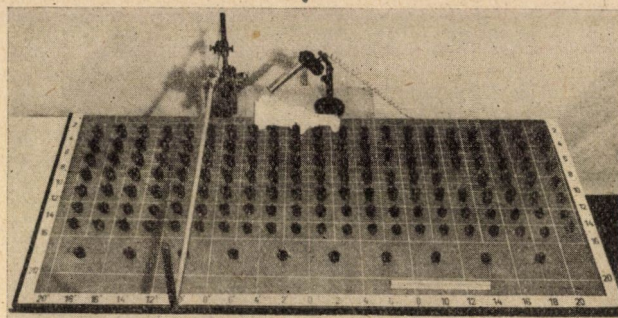
5. ábra. Vasbetonékek alkalmazása völgyzárógát fenékiürrítő berendezésénél

szakaszban pontosan ellenőrizhető és a kívánt értéken állandósítható erők létesítésével.

A 11. vázlat szerint (3. ábra) sziklás lejtőn különválasztották a szikla-

nyúlványt a tömzstől, amelyet csúszási kísérlet céljából le akartak nyírni. Az elválasztó hézagban ékfészkeket és vasbetonékeket képeztek ki, amelyek 13 000 t mesterséges erők létesítését is lehetővé tették.

12. *Tartókon, mint 1 : 1 méretarányú erőtani mintákon alakváltozások létesítése*

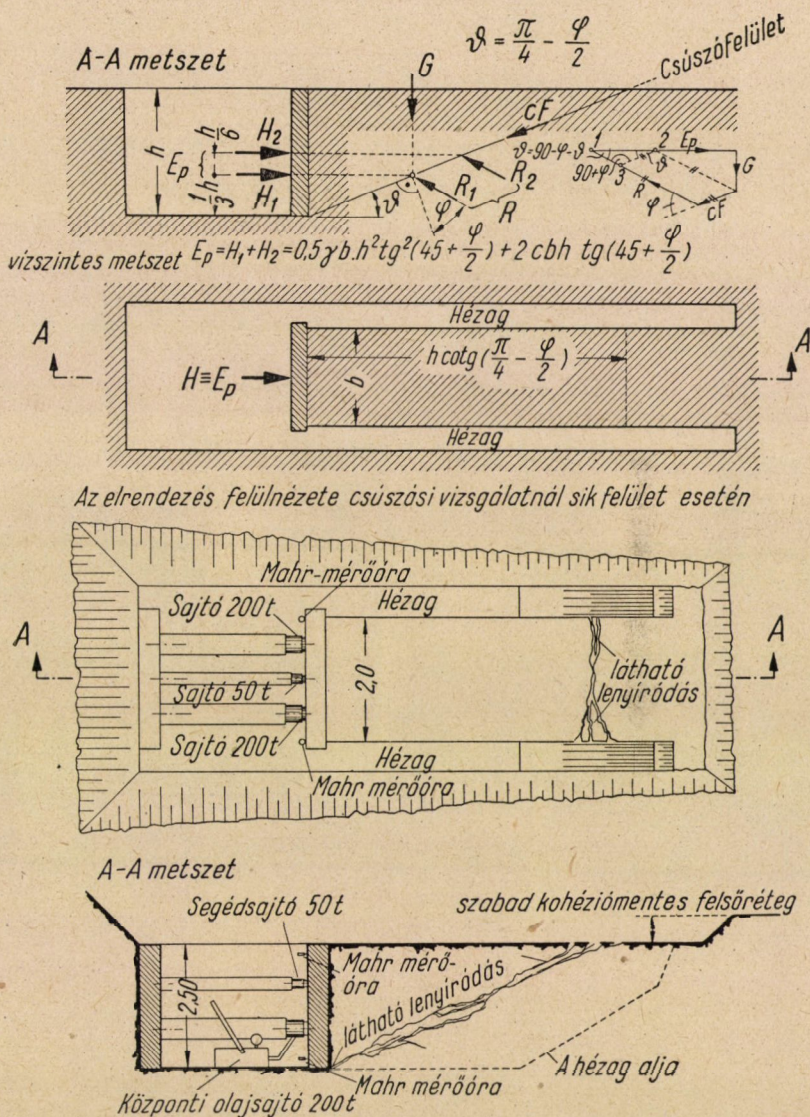


6. ábra. Az 5. ábra völgyzárógátjánál alkalmazott vasbetonékek hatását tisztázó kismintakísérletek elrendezése

úgy, hogy a deformációk fontos keresztmetszetek hatásordinátáinak mérését tegyék lehetővé. Ily módon lehet szilárdsági vizsgálatokat ellenőrizni és kiindulási feltételeiket igazolni.

Erre egy példát mutat a 12. vázlat (3. ábra), ahol a boltívsor hídfője mögött a feszítőékek szétnyomása a Beggs—Schaechterle-féle kisminta kísérleti eljárás

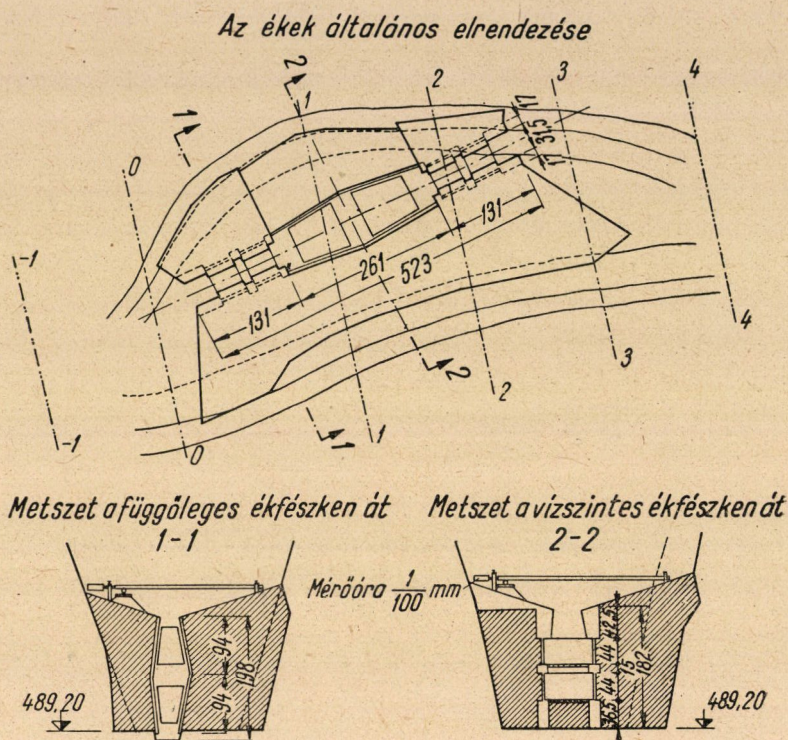
szerinti alakváltozást hoz létre a tartón. A függőleges elmozdulások, melyek szintezéssel legalább tizedmilliméternyi pontossággal mérhetők, a hídfő mögött kiképzett oszloprendszer ferde oszlopának rúderő hatásordinátái. A hatásábra egységértéke a szétfeszítés mértéke, amely a helyszínen szintén pontosan mérhető.



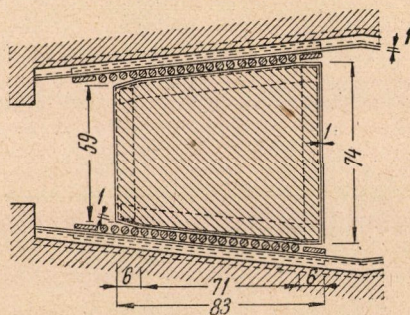
7. ábra. A passzív földnyomás meghatározásának kísérleti elrendezése nem sziklás terepen

A hatásvonal értékelése megadja a hasznos teher hatását és lehetővé teszi a hőokozta feszültségek megbízható becslését a feszítés mértékének a feszítőerőtől függő, a feszítés alkalmával megállapított adatai alapján.

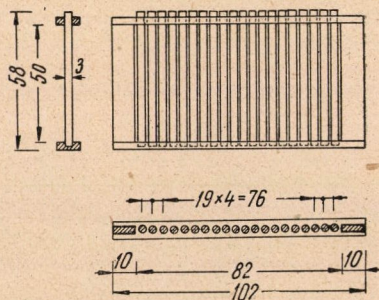
A 4. ábra néhány kivitelezett, vagy építés alatt álló szerkezet vázlatos elrendezését mutatja, amelyeknél a feszítést borított vasbetonékkal irányozták elő.



Egy ék vízszintes metszete



Görgőcsapágy



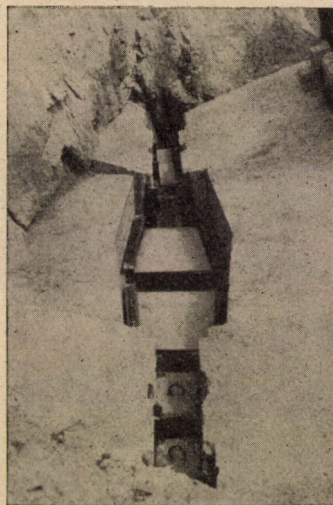
8. ábra. Nyírókísérletek elrendezése Viriben

Az 1. vázlat a már említett duzzasztómű, mely egy Morvaországban létesített völgyzárógáthoz tartozik. Az ékelés hatása nemcsak az egyébként veszélyeztetett faltömb lenyíródásával szembeni biztonságát fokozza, hanem víz-

szintes nyomófeszültségeket is felhalmoz a legalsóbb betonrétegekben, amelyek repedezettek voltak.

A 2. vázlat egy, a tervezés állapotában levő előregyártott betonelemből álló íves duzzasztóművet ábrázol. A vízfelőli oldalon a ferde támaszokba mesterségesen bevezetett hosszanti erők tartósan és bármely terheléssel szemben nyomófeszültségtartalékokat fognak biztosítani.

A 3. vázlaton a már említett íves duzzasztómű főpillére látható. Ez az



9. ábra. Részletek a viri kísérletekről

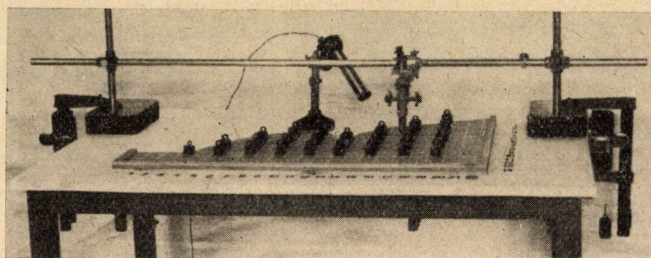
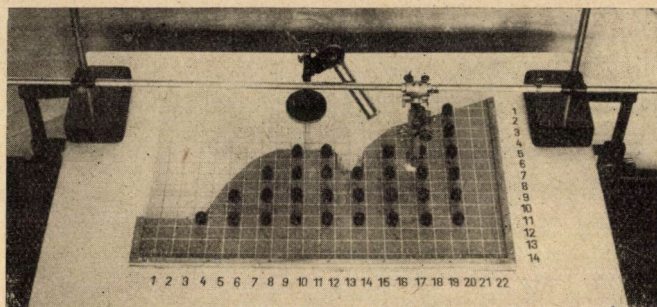
egyetlen terv az itt tárgyalt építmények közül, amelyet a csehszlovák hatóságok nem hagytak jóvá. A pillér helyzetét függővel állandóan ellenőrizni kellene.

A 4. vázlat a 3. ábra 7. példáján már ugyancsak ismertetett keretlábát mutatja. Talajtörés és a talajnak oldalirányú kitérésével szembeni biztonság a talajmechanikai állandókkal (súrlódás: $tg \varphi$ és tapadó szilárdság: c) adva van; az alap aránytalanul nagyobb süllyedését a beiktatott, vasbeton kiigazító szerkezettel egyenlítik ki.

Az 5. vázlat a Vág folyó egyik ívhídját mutatja a csehszlovák—magyar határon (Bechyně akadémikus terve, Prága). A feszítést a záradékon és a hídfők mögött eredetileg közönséges hidraulikus sajtókkal kellett volna elvégezni. Kivitelezésnél acéllemezzel borított betonékeket alkalmaztak. Egyes részleteket az E részletrajz tüntet fel.

A 6. vázlat a Vágon átvezető, előregyártott elemekből készülő többnyílású új vasbeton ívhíd hídfőjét ábrázolja. A teljes megfeszítéshez a hídfők hátoldalán, a P részletrajznak megfelelően ékfészkeket képeznek ki betonékekkel.

Az 5. ábrán a Vág középfolysán épített völgyzárógát fenékürítő berendezése főtömbjének elhelyezése látható. A tervezett feszítés célja már ismert, működése az ábráról látható. A vízfelőli oldal pontjainak vízszintes eltolódásai a hosszanti erő hatásordinátái a két tömb összekötő tagjában. Ezek az eltolódások az 1 : 1 méretarányú mintán (a tényleges faltömbön) távesővel mérhetők, hasonlóképpen könnyen meghatározható a hatásábra egységértéke is.



10. ábra. A viri nyíró kísérletek kisminta kísérleteinek elrendezése

Amennyiben a talajt az ékek szétfeszítése után cement bepréslésével szilárdítják, a *b* vázlat érvényes. Ebben az esetben a hatásordinátákat a bepréslt cement megszilárdulása után, lehetőleg az ékek tehermentesítésekor ellenőrizni kell.

Az ékfészkekben végrehajtott feszítés hatását kismintákon vizsgálták. A vizsgálat választ adott arra a kérdésre is, milyen nagy nyomóerők keletkeznek emelkedő vízszint esetében az ékekben, természetes úton (mesterséges feszítés nélkül). A kisminta kísérlet elrendezését a 6. ábra mutatja be.

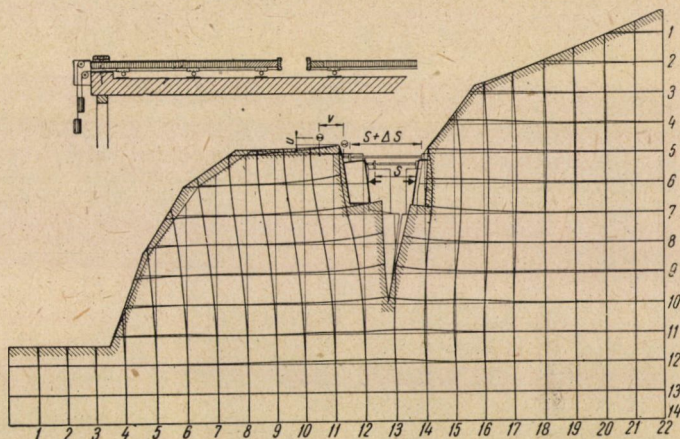
1955 június—szeptember hónapokban alkalom nyílt a vasbetonékek alapos kipróbálására, éspedig a Virben épített völgyzárógáttal kapcsolatosan végzett csúszási kísérletek alkalmával.

Míg a passzív földnyomás meghatározására végzett vizsgálatokhoz közönséges talajoknál hidraulikus sajtók is megfelelnek, a szikla lenyírásához kizárólag vasbetonékeket lehetett alkalmazni. Engedékeny talajoknál a passzív föld-

nyomás meghatározásakor a talajból egy külön sávot elkülönítenek, amelyet sajtókkal lenyírnak (7. ábra).

Ilyen vizsgálatból a következő talajmechanikai állandók nyerhetők: súrlódási együttható $\tan \varphi$ és tapadószilárdság c . Ezek az állandók a csúszófelületeknek a helyszínen, lenyírás után mért lejtési szögéből és az alkalmazott H erőből kiszámíthatók; utóbbi a sáv nyírószilárdságának felel meg.

A 8. ábrán hasonló csúszási vizsgálat elrendezése látható, mely vizsgálatot azonban szilárd sziklatömbben hajtották végre.



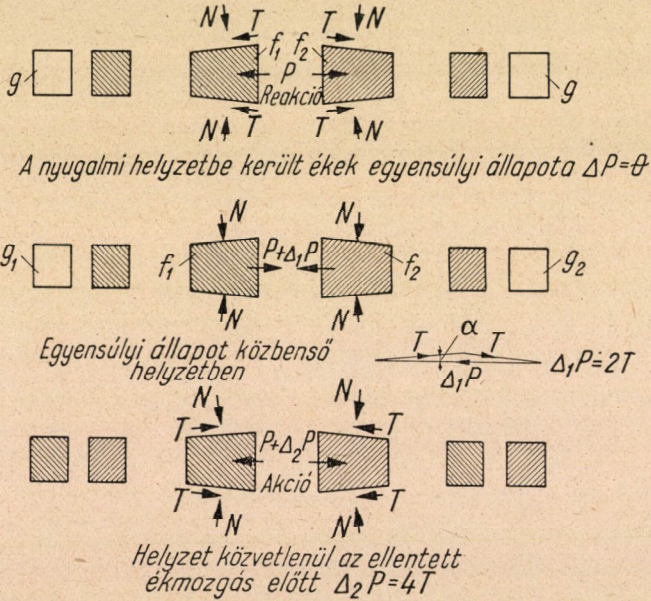
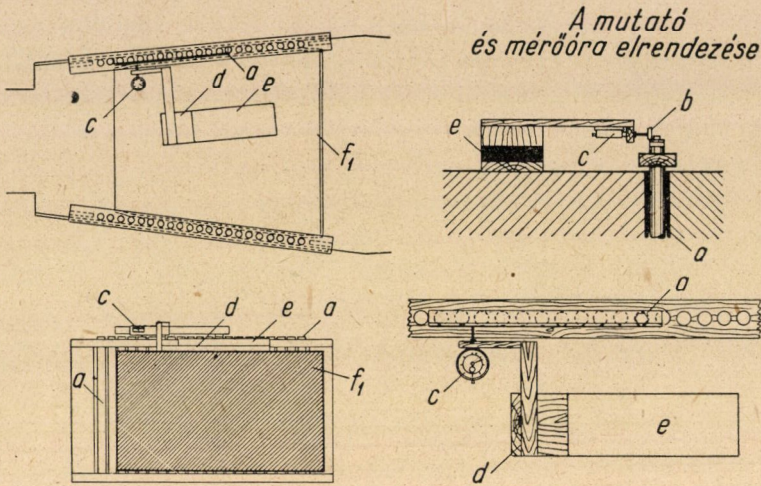
11. ábra. A deformált kisminta

A 9. ábrán e kísérletről készített fényképek láthatók. A lenyírandó sziklatömb körül előzőleg kitöréssel kiképzett résben vasbetontámfalakat képeztek ki ékfészekkel. A tulajdonképpeni feszítőrendszer két vízszintes és négy függőleges ékpárból állt. A rendszert 13 000 t erő kifejtésre méretezték. A kísérlet folyamán kiderült, hogy már 6600 t erőnél elérték a szilárdsági határt.

Minthogy e kísérlet célja volt a közet rugalmassági tényezőjének meghatározása is, a szükséges elméleti alapokat és matematikai összefüggéseket kismintán kellett meghatározni. Ezeket a méréseket, amelyek elrendezését a 10. ábra mutatja, a vizsgálat előtt végezték el. A sziklatömböt falszerű lemezzel helyettesítették. A csaknem sík alakváltozási állapotot ily módon sík feszültségállapottá változtatták át. A sík feszültségállapotot egy gumilemezen vizsgálták, melyre a betontámfal kismintája rá volt ragasztva és egy négyzethálólal volt ellátva.

A vasbetonékeknek a támasztópilléreket szétfeszítő hatását fonalak meghúzásával érték el. A belülről ható nyomást ezzel kívülről ható húzóerővel helyettesítették. A fonalakat az asztal széléig vízszintesen vezették, ahová görgőket szereltek. A húzóerőt a fonalakra akasztott súlyok szolgáltatták. A kismintán

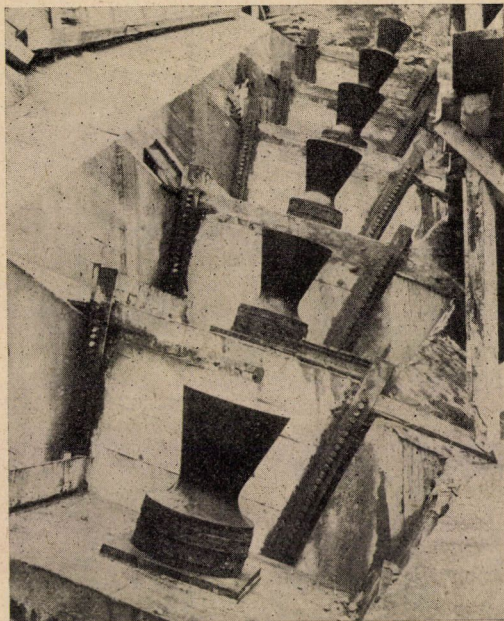
összefüggést találtak az ékek valóságos nyomóhatását jelképező súlyok húzóereje és a gumifal összes alakváltozásai között. Minthogy a gumilap rugalmassága



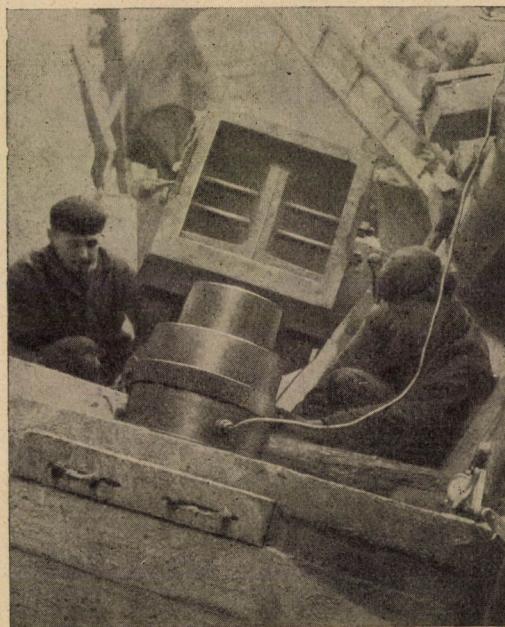
12. ábra. Vasbetonékek súrlódási ellenállásának mérése

ismeretes volt és a természetben minden alakváltozást közvetlenül mérték, a szikla rugalmasságának mértékét is kellő pontossággal becsülni lehetett.

A segédhálózat csomópontjainak eltolódását, valamint a vájat szétnyílását



13. ábra. Ékrendszer egy duzzasztómű alapozásán



14. ábra. Ékek előfeszítése egy duzzasztóműnél

a kismintán mikroszkóppal $1/1000$ mm pontossággal mérték. A deformált hálózatot a 11. ábra mutatja.

A csúszási vizsgálatkor az ékek súrlódási ellenállásának hatását is meg



15. ábra. Drótkötél rögzítőfeje bebetonozás előtt

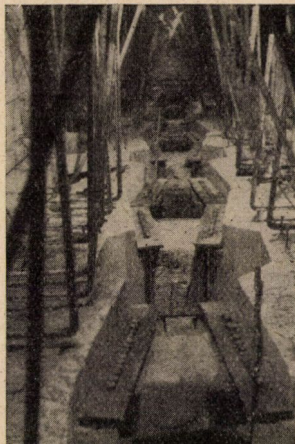


16. ábra. Bechyně akadémikus terve szerint épült ívhíd

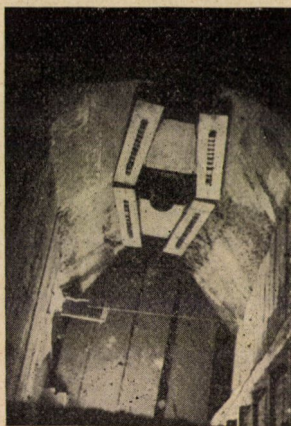
lehetett állapítani. Az ékeket e célból váltakozva ellentétes irányban mozgatták ; a hidraulikus sajtók manométerein leolvasott nyomáskülönbségekből adódott az ékgörgők súrlódási ellenállása (12. ábra). A mozgások kezdetét és végét Mahr-mérőóra regisztrálta, amely a görgőn levő mutatóra volt beállítva. Ezt

a mérőórát állványra szerelték. Ily módon beigazolódott, hogy az ékrendszerek súrlódási ellenállása egy százalékot sem tesz ki.

Végül néhány ábrát mutatok be építési helyekről, ahol vasbetonékeket alkalmaztak.



17. ábra. Vasbetonékek az ívhíd záradékában



18. ábra. Vasbetonékpár a hídfő hátoldalán

A 13. ábra a 4. ábra 1. vázlatán ábrázolt duzzasztómű alapján alkalmazott ékrendszert mutatja.

A 14. ábra ékek előfeszítését mutatja két, egyenkint 200 t-ás sajtóval. A sajtók hatása lefelé, az előfeszítendő vasbetonékre, felfelé az éken átfutó és a talajba horgonyzott drótkötél rögzítő fejére adódik át.

A 15. ábra a drótkötél rögzítőfejének részleteit mutatja. A fej acélöntvényből készült ; a kötéldrótjainak végei el vannak választva egymástól és koncentrikus körökben elhelyezett beton vasakhoz kis kampókkal vannak rögzítve. Végül a rögzítőfej egész belsejét nagyszilárdságú betonnal töltik ki. Középre kis csövet helyeznek, amelyet a drótkötél alsó végéhez vezetnek. Ez az alsó drótkötél-lehorgonyzás cement bepréselésére szolgál.

A 16. ábrán a 4. ábra 5. vázlatán bemutatott ívhíd látható. A feszítést a híd záradékan a 17. ábrán mutatott négy vasbetonékpár segítségével végezték el. A 18. ábra egy vasbetonékpárt mutat beépítése után.

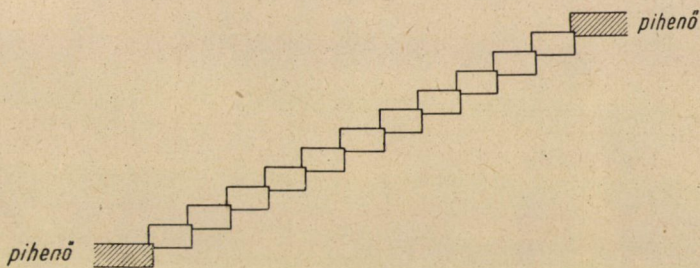
Az előadással kapcsolatban GYENGŐ TIBOR, KORÁNYI IMRE, MÉHES GYÖRGY és SCHWERTNER ANTAL tettek fel egyes részletkérdéseket, melyekre az előadó válaszolt.

HORONNYAL KAPCSOLT TÖMBLÉPCSŐFOKOK ERŐJÁTÉKA

CSONKA PÁL
KOSSUTH-DÍJAS, A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK DOKTORA
(ÉPÍTŐIPARI ÉS KÖZLEKEDÉSI MŰSZAKI EGYETEM)

1. Bevezetés

Ez a tanulmány egyeneskarú gyámolított lépcsők egymáshoz horonnyal kapcsolódó tömblépcsőfokainak számításával foglalkozik (1. ábra). A gyakorlat az ilyen lépcsőfokokat szabadon támaszkodó egyszerű kéttámaszú tartóknak



1. ábra. Horonnyal kapcsolódó tömblépcsőfokokból álló lépcsőkar metszete

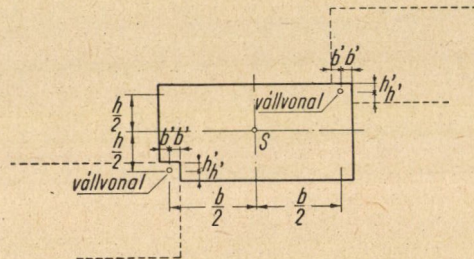
tekinti s nem veszi figyelembe az egymáshoz kapcsolódó lépcsőfokok együttdolgozását. Minthogy ez a számításmód túl kedvezőtlen feltevésekből indul ki, kívánatosnak tűnik oly számító eljárás kidolgozása, mely tekintettel van a lépcsőfokok kétségtelen együttdolgozására.

Az egyeneskarú lépcsők erőjátékával jelen tanulmányt megelőzően már F. CHEMELKA is foglalkozott [1], de tanulmánya nem a gyámolított, hanem a lebegő lépcsők esetére vonatkozik. Ő idevonatkozó számításaiban egyszerűen — horony nélkül — egymásra támaszkodó lépcsőfokokat tételezett fel, a jelen tanulmány viszont az egymáshoz horony közvetítésével kapcsolódó lépcsőfokok esetét tárgyalja. Az ilyenfajta lépcsőfokok erőtani viselkedése sok tekintetben hasonló az olyan szerkezetek viselkedéséhez, melyek sűrűn egymásmellé helyezett, egymással csuklószerűen összekapcsolt azonos alakú párhuzamos gerendákból állnak [2].

2. Feltevések, kikötések

Kikötjük, hogy a vizsgált lépcsőkar lépcsőfokai azonos alakú oly hasábok legyenek, melyek a lépcsőkarokon kialakított hornyok és esetleges tagozatok aránylag kis méreteire való tekintettel a számításokban — számottevő hiba nélkül — derékszögű négyzöghasáboknak tekinthetők. Feltesszük, hogy a lépcsőfokok a végeiken szabadon támaszkodnak, a lépcsőfokok támaszkeresztmetszetei azonban a lépcső tengelyvonala körül nem fordulhatnak el.

Számításainkban a lépcsőfokok hornyait egy-egy tengelyirányú egyenessel — a lépcsőfokok tengelyvonalaéhoz képest antimetrikusan elhelyezkedő



2. ábra. A vállvonalak kijelölése

vállvonallal — helyettesítjük, s feltesszük, hogy a lépcsőfokok csak ezen vállvonalak mentén érintkeznek egymással. A vállvonalakot súrlódásmentes oly csuklóknak tekintjük, melyek körül a szomszédos lépcsőfokok egymáshoz képest szabadon elfordulhatnak (2. ábra). Hasonló kapcsolatot tételezünk fel a legalsó, illetve legfelső lépcsőfoknak a pihenő lemezekhez való csatlakozásánál is. A pihenőlemezeket nem süllyedő merev szerkezeteknek tekintjük.

A lépcsőfokok anyagát tökéletesen rugalmasnak tételezzük fel. Ezenkívül feltesszük, hogy a lépcsőfokok keresztmetszeti alakja a terhelés hatására nem szenved változást, a keresztmetszetek öblösödésének gátolt volta pedig a szerkezet erőjátékára nincs lényeges befolyással.

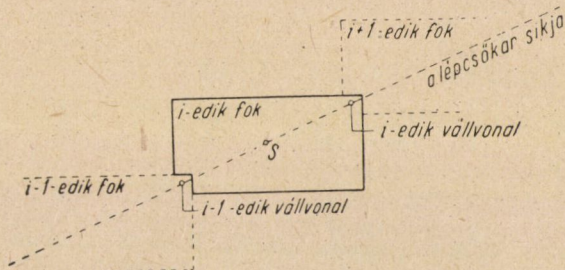
3. A feladat alapegyenlete

A lépcsőfokokat alulról fölfelé 1-től n -ig terjedő sorszámmal látjuk el. Az i -edik lépcsőfok alsó vállvonalát $i - 1$ -edik vállvonálnak, felső vállvonalát i -edik vállvonálnak nevezzük (3. ábra).

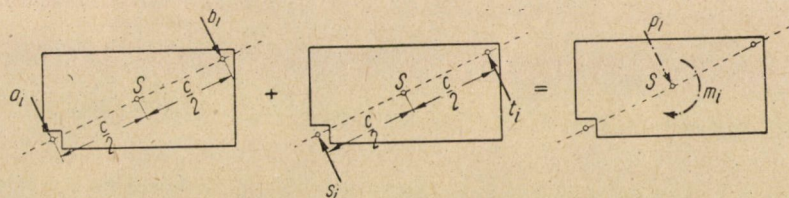
A lépcsőfokok csavarásra és a lépcsőkar síkjára merőleges irányban hajlításra vannak igénybevéve. A lépcsőkar síkjával párhuzamosan nem jöhet létre hajlítás, hiszen a lépcsőpihenők feltételezett merev volta miatt a vállvonalak

pontjai a lépcsőkar síkjával párhuzamosan nem mozdulhatnak el. Minthogy ezek szerint a lépcsőkar síkjával párhuzamos hajlító erők eleve kiegyensúlyozódnak, elégséges csak a hajlítás síkjára merőleges terhelő erőkkel és vállerőkkel, továbbá a lépcsőfokokra működő csavaró erőpárokkal foglalkoznunk.

Vizsgálataink során a csavaró erőket, valamint a lépcsőkar síkjára merőleges hajlító erőket a lépcsőfokok vállvonalalaiban támadó, a lépcsőkar síkjára merő-



3. ábra. Elnevezések magyarázata



4. ábra. A hajlító és csavaró erők fajlagos értékei

leges erőkkel helyettesítjük (4. ábra). Az i -edik lépcsőfok esetében e terhelő erőknek a vállvonalak egységnyi hosszúra vonatkoztatott fajlagos értékét az

$$a_i = a_i(x) , \quad b_i = b_i(x)$$

függvényekkel, a támaszerők fajlagos értékét pedig az

$$s_i = s_i(x) , \quad t_i = t_i(x)$$

függvényekkel jellemezzük. E jelölésekkel a lépcsőkar síkjára merőleges hajlítást, illetve a csavarást előidéző erők fajlagos értékét így fejezhetjük ki :

$$p_i = a_i + b_i - s_i - t_i , \tag{1}$$

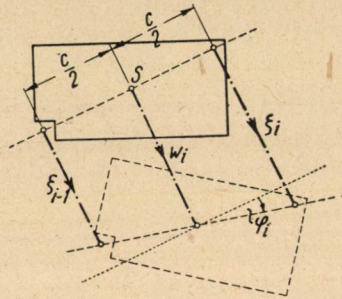
$$m_i = \frac{c}{2} (-a_i + b_i + s_i - t_i) . \tag{2}$$

Az i -edik lépcsőfok vállvonalai a terhelés hatására a lépcsőkar síkjára merőlegesen

$$\zeta_{i-1} = \zeta_{i-1}(x) \quad , \quad \zeta_i = \zeta_i(x)$$

elmozdulást végeznek (5. ábra). Ebből kifolyóan a lépcsőfokok tengelyvonalain fekvő pontok

$$w_i = \frac{1}{2}(\zeta_i + \zeta_{i-1}) \quad (3)$$



5. ábra. A lépcsőkeresztmetszet elfordulása és eltolódása

eltolódást szenvednek, a keresztmetszeti lapok pedig a lépcsőtengely körül

$$\varphi_i = \frac{1}{c}(\zeta_i - \zeta_{i-1}) \quad (4)$$

szöggel elfordulnak.

Az i -edik lépcsőfok $w_i = w_i(x)$ és $\varphi_i = \varphi_i(x)$ elmozdulásfüggvényei, valamint a lépcsőfok $p_i = p_i(x)$ és $m_i = m_i(x)$ terhelésfüggvényei közt a technikai szilárdságtanból ismert következő egyszerű összefüggések állanak fenn:

$$p_i = EI w_i'''' \quad , \quad (5)$$

$$m_i = -GI_o \varphi_i'' \quad . \quad (6)$$

E képletekben EI a lépcsőfok merevségét jelenti a lépcsőkar síkjára merőleges hajlítással szemben, GI_o pedig a lépcsőfok csavarási merevségét fejezi ki a lépcsőfok tengelyére merőleges síkú csavarással szemben.

Az előző képleteket, tekintettel az (1) és (2) alattiakra, így is írhatjuk:

$$a_i + b_i - s_i - t_i = EI w_i'''' \quad ,$$

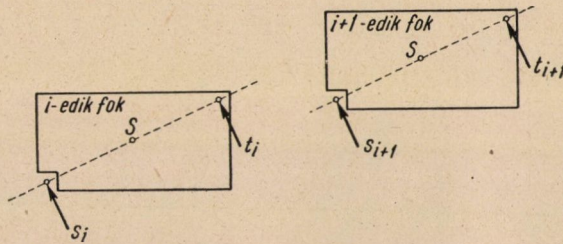
$$-a_i + b_i + s_i - t_i = -\frac{2GI_o}{c} \varphi_i'' \quad .$$

E két egyenletből

$$s_i = a_i - \frac{EI}{2} w_i'''' - \frac{GI_0}{c} \varphi_i'' , \quad (7a)$$

$$t_i = b_i - \frac{EI}{2} w_i'''' + \frac{GI_0}{c} \varphi_i'' . \quad (7b)$$

Hasonló képletek állíthatók fel az $i + 1$ -edik lépcsőfok vállerőire is (6. ábra)



6. ábra. Az i -edik és $i + 1$ -edik lépcsőfok vállerői

$$s_{i+1} = a_{i+1} - \frac{EI}{2} w_{i+1}'''' - \frac{GI_0}{c} \varphi_{i+1}'' , \quad (7c)$$

$$t_{i+1} = b_{i+1} - \frac{EI}{2} w_{i+1}'''' + \frac{GI_0}{c} \varphi_{i+1}'' . \quad (7d)$$

Természetesen az i -edik vállvonatra ható t_i és s_{i+1} erőknél egyensúlyban kell lenniük, vagyis kell, hogy

$$t_i + s_{i+1} = 0$$

legyen. Ez a feltétel a (7b) és (7c) értékek behelyettesítésével így is írható :

$$\frac{EI}{2} (w_i'''' + w_{i+1}''') + \frac{GI_0}{c} (-\varphi_i'' + \varphi_{i+1}'') = a_{i+1} + b_i .$$

Innen, tekintettel a (3) és (4) alattiakra, az

$$\frac{EI}{4} (\zeta_{i+1}'''' + 2\zeta_i'''' + \zeta_{i-1}''') + \frac{GI_0}{c^2} (\zeta_{i+1}'' - 2\zeta_i'' + \zeta_{i-1}'') = q_i \quad (8)$$

összefüggés adódik. Ebben $q_i = q_i(x)$ az i -edik és $i + 1$ -edik lépcsőfok közös vállvonalára jutó teher fajlagos értékét jelenti :

$$q_i = a_{i+1} + b_i .$$

A (8) egyenletnek — *a feladat alapegyenletének* — minden közbenső vállvonlra teljeseánie kell.

4. A feladat megoldása általában

Feladatunk megoldásához a (8) egyenletet minden egyes közbenső vállvonlra fel kell írunk, s az így nyert egyenletrendszert a kezdeti feltételek figyelembevételével az ismeretlen ζ_i vállelmozdulásokra meg kell oldanunk.

A megoldás — egyes különlegesen egyszerű esetektől eltekintve — zárt alakban nem fejezhető ki. Ezért a $q_i = q_i(x)$ terheléáfüggvényeket Fourier-féle sorba fejtjük, s a keresett megoldást az egyes Fourier-tagoknak megfelelő részletmegoldásokból rakjuk össze.

Ha az x koordináták kezdőpontját az egyik támaszkeresztmetszetbe helyezzük, a pozitív x tengelyágot pedig a másik támaszkeresztmetszet felé irányítjuk, a támaszkeresztmetszetek ordinátái: $x = 0$ és $x = l$. E koordináta-rendszerben a $q_i = q_i(x)$ terheléáfüggvényeket olyan Fourier-sorokba fejtjük, melyek tetszőleges m -edik tagja

$$q_{im} = Q_{im} \sin \frac{m\pi x}{l}, \quad Q_{im} = \text{konst.} \quad (9)$$

Hasonló szerkezetű sorokba fejtjük a $\zeta_i = \zeta_i(x)$ elmozdulás függvényeket is. E sorok m -edik tagja

$$\zeta_{im} = Z_{im} \sin \frac{m\pi x}{l}, \quad Z_{im} = \text{konst.} \quad (10)$$

Mint látható, a ζ_{im} elmozdulásfüggvények a lépcsőfokok támaszkeresztmetszeteire vonatkozó kezdeti feltételeknek külön-külön is megfelelnek, lévén

$$\zeta_{im}(0) = \zeta_{im}(l) = 0,$$

$$\zeta_{im}''(0) = \zeta_{im}''(l) = 0.$$

Így most már csak azt kell biztosítanunk, hogy a (10) alatti elmozdulásfüggvények feleljenek meg a feladat (8) jelű alapegyenletének is. Ennek érdekében a (9) és (10) alattiakat be kell helyettesítanunk a feladat (8) jelű alapegyenletébe. Ezáltal némi rendezés és a trigonometriai taggal való egyszerűsítés után az egyenletek teljeseánésének feltételeként a

$$(Z_{i+1,m} + 2Z_{i,m} + Z_{i-1,m}) - \frac{4GI_0 l^2}{m^2 \pi^2 c^2 EI} (Z_{i+1,m} - 2Z_{i,m} + Z_{i-1,m}) = \frac{4Q_{im} l^4}{m^4 \pi^4 EI}$$

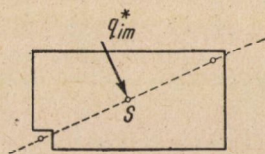
összefüggést kapjuk. Utóbbi a

$$k_m = \frac{2}{m \pi c} \left(\frac{GI_o}{EI} \right)^{1/2} > 0, \tag{11}$$

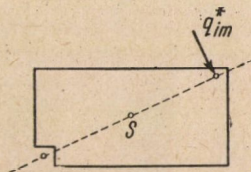
$$Z_{im}^* = \frac{Q_{im} l^4}{m^4 \pi^4 EI} \tag{12}$$

jelölés bevezetésével így is írhatjuk :

$$(1 - k_m^2) Z_{i+1,m} + 2(1 + k_m^2) Z_{i,m} + (1 - k_m^2) Z_{i-1,m} = 4Z_{im}^* . \tag{13}$$



7. ábra. A szomszédaitól függetlenített, a tengelyvonala mentén megterhelt lépcsőfok



8. ábra. A szomszédaitól függetlenített, az egyik vállvonala mentén megterhelt lépcsőfok

Ebben az egyenletben Z_{im}^* nem más, mint a

$$q_{im}^* = q_{im}$$

terheléssel a 7. ábra szerint megterhelt, a szomszédaitól függetlenített, és oldalirányú elmozdulásában meggátolt lépcsőfok tengelyvonalának legnagyobb le-
hajlása. A (13) egyenletben szereplő k_m érték pedig a 8. ábra szerint terhelt, a szomszédaitól függetlenített, és oldalirányú elmozdulásában meggátolt lépcsőfok esetében a hajlítás és csavarás okozta válllelmozdulások viszonyszámával egyenlő.

Természetesen, a (13) egyenletnek minden közbenső vállvonal esetében teljesednie kell. Az így felírható egyenletek mindegyikében három szomszédos vállvonalhoz tartozó Z_i érték szerepel. Ezek meghatározására a (13) egyenletet másodrendű differencia egyenletként célszerű kezelni. Ezzel a ζ_i válllelmozdulások meghatározása — a (9) képlettel meghatározott teherrendszer esetében — az említett differencia egyenlet megoldására vezethető vissza. Az általános esetben a keresett válllelmozdulásokat az egyes Fourier-tagoknak megfelelő elmozdulások összege szolgáltatja.

5. Az igénybevételek számítása

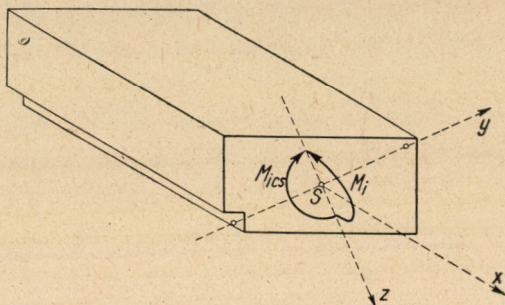
A ζ_i válllelmozdulásokat meghatározva, a feladatot megoldottnak tekinthetjük, mert a lépcsőterhek igénybevételeit a technikai szilárdságtan ismert

képletei szerint számíthatjuk. A lépcsőfokokban keletkező hajlító nyomaték ui. (9. ábra)

$$M_i = -EI w_i'' ,$$

illetve a (3) alattiak figyelembevételével :

$$M_i = -\frac{EI}{2} (\zeta_i'' + \zeta_{i-1}'') . \quad (14)$$



9. ábra. Az i -edik lépcsőfokra ható hajlító, illetve csavaró erőpár

A lépcsőfokokban keletkező csavarónyomaték viszont

$$M_i = +GI_o \varphi_i' ,$$

illetve a (4) alattiakra való tekintettel

$$M_{i\,cs} = +\frac{GI_o}{c} (\zeta_i' - \zeta_{i-1}') . \quad (15)$$

A fentiekben vázlatosan ismertetett számító eljárás alkalmazását a gyakorlat szempontjából fontosabb terhelési esetekre külön tanulmányban fogjuk bemutatni.

IRODALOM

1. CHMELKA, F.: Über die Beanspruchung freitragender Stiegenstufen. *Österreichische Bauzeitschrift* 9 (1954) pp. 45—54.
2. CSONKA, P.: Über frei aufliegende, längs eines einzigen Zwischenbalkens belastete Balkenketten. *Beton u. Eisen* 35 (1936), pp. 187—195.
3. BLEICH, F.—MELAN, E.: Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik. Berlin und Wien, 1927. Verlag von Julius Springer.

GYENGŐ TIBOR megköszönve az előadást, megállapította, hogy az tisztázta a gyámoltott lépcsőfokok együttdolgozásának tényét és eljárást adott az együttdolgozás számszerű értékének meghatározására.

A BETON ÉS VASBETON SZILÁRDSÁGÁNAK NÖVELÉSE ELEKTROOZMOTIKUS MÓDSZERREL

POGÁNY BÉLA
EGYETEMI TANÁR, KRAKKÓ

Az elektroozmózis jelenségének elméleti tárgyalásánál hangsúlyozni kell, hogy csak egyenáram hoz létre elektroozmózist: a váltakozó áram hőhatása a betont ugyan kiszárítja, de ugyanakkor a nagymértékű párolgás a beton szerkezetét gyöngíti. Az egyenáram az elektroozmózis jelenségén kívül még elektrokataforézist, elektrolízist és elektrotermikus száradást is hoz létre a betonban. Elektroozmózis csak akkor lép fel, ha a potenciálás kisebb 1,7 volt/cm-nél. Gyakorlatilag legelőnyösebb az 1 volt/cm potenciálás. Ha a potenciálás nagyobb 1,7 volt/cm-nél, akkor fellép az elektrokataforézis jelensége, ahol a vízen kívül cementtej is áramlik a katód felé, ami természetesen gyöngíti a betont. A potenciálás további növelésénél elektrolízis lép fel, amikor is a víz oxigénre és hidrogénre bomlik. Ha a potenciálás túlhalad az elektrokataforézis és elektrolízis stádiumán is, akkor elektrotermikus jelenségek jönnek létre, amelyek a betont teljesen kiszárítják.

I. Analógia

Az elektroozmózis jelenségének behatóbb elméleti magyarázatánál alapul vesszük a beton és a talaj elektroozmotikus víztelenítése között fennálló analógiát. Míg a beton elektroozmotikus víztelenítésének problémáját néhány tölem származó cikken kívül más közlemény alig tárgyalja, addig a talaj elektroozmotikus víztelenítésének nagyon gazdag irodalma van még nemzetközi viszonylatban is. Elég itt hivatkozni olyan nevekre, mint CASAGRANDE, ENDEL, BIERNACIK, SCHAADÉ, HÄFELI, RZSANYICIN stb. Az elektroozmózis elméletének alapjaival foglalkoztak HELMHOLTZ, PERRIN és a kiváló lengyel fizikus SMOLUCHOWSKI. Az analógia a következő tényen alapszik. A friss betonkeverék a kötés folyamata alatt három fázison megy keresztül:

Az első fázisban, amely a kötés idejének $\frac{1}{3}$ részét veszi igénybe, a beton és a nedves adalékanyag között a víz elektroozmotikus mozgásának szempontjából lényegében semmi különbség nincs. A nedves anyagokban fellépő elektroozmotikus jelenségekre vonatkozó megállapítások itt is minden megszorítás nélkül érvényesek.

A második fázisban, amelyben megkezdődik a kötés és ennek következtében belső ellenállás lép fel, beton esetén a Darcy-féle k vízáteresztési együttható k' -re változik úgy, hogy

$$k'_b = k_\gamma \cdot e^{-\beta t},$$

ahol k_γ — a DARCY-féle vízáteresztési együttható,

e — a természetes logaritmusok alapszáma,

β — kísérleti állandó,

t — a kötés kezdetétől számított idő.

(Vö. B. Pogány : Berechnung der Zementeinpressung im Baugrund bei veränderlicher Durchlässigkeitsziffer. Gedenkbuch für Prof. J. Jáky. Akadémiai Kiadó, 1955.) A fenti képletből következik, hogy minél több idő telik el a kötés kezdetétől, annál kisebb lesz a vízáteresztési együttható, amely ily módon közeledik a zérushoz. A β értéke az adalékanyag szemszerkezetétől, valamint a cement mennyiségétől és minőségétől függ.

A harmadik fázisban, amikor a beton már kötött állapotba került és amely VICAT szerint 0,66 T ideig tart (ahol T a kötés ideje), a beton és talaj között levő analógia megszűnik.

Ebből látható, hogy legalábbis az első fázisban minden megszorítás nélkül alkalmazható a talaj elektroozmotikus víztelenítésére vonatkozó valamennyi képlet mind az áram feszültségének és erősségének, mind az elektroozmotikus módszerrel elvont víz mennyiségének megállapítására. Ugyanez áll a második fázisra is : itt azonban figyelembe kell venni a k vízáteresztési együttható megváltozását.

A DARCY-féle egyenletnek POISELLE, valamint újabban SCHAADE és HÄFELI által a víznek a talajban fellépő elektroozmotikus mozgásaira átalakított alakja a következő :

$$V_a = k \cdot I + k_E \cdot E = k \cdot I + k_E \cdot \rho \cdot j,$$

ahol

V_a — a vízáteresztés sebessége a talajban,

k — DARCY-féle vízáteresztési együttható,

I — hidraulikus esés,

E — elektromos feszültség,

k_E — a vízáteresztés elektroozmotikus együtthatója, amelynek értéke

$$9 \cdot 10^{-6} \frac{\text{cm/sec}}{\text{volt/cm}}$$

ρ — a beton fajlagos ellenállása,

j — az áram erőssége a talajban.

Beton esetén a képlet a következő alakot veszi fel:

$$V_B = k_B \cdot I + k_E \cdot E = k_B \cdot I + k_E \cdot \rho \cdot j$$

ahol

V_B — a vízáteresztés sebessége a betonban,

k_B — DARCY-féle vízáteresztési együttható beton esetén.

2. A szemeloszlás hatása az elektroozmotikus folyamatra

Tiszta szilikátos, laza, kolloidmentes adalékanyagok nem alkalmasak elektroozmotikus folyamatok előidézésére. Ilyen folyamat létrejöttéhez szükséges, hogy az adalékanyag legalább 2—3% kolloidot tartalmazzon. A víztelenítésnél fellépő elektromos ellenállás arányos az adalékanyag felületével, vagyis az apró frakció mennyiségével. 1 gr víz elektroozmózisának szükséges feltétele:

$$a = 20 + 4,75 \cdot D_0 ,$$

ahol

a — az áthaladó elektromos töltés coulombokban,

D_0 — a 0,02 mm-nél kisebb átmérőjű szemcsék felülete százalékban.

A cement mennyiségének és minőségének befolyása az elektroozmotikus folyamatra még nem teljesen ismert.

3. Az elektródák elhelyezésének befolyása

Az előzőekben már említettük, hogy az elektródák olyan elhelyezése a legcélszerűbb, amelynél nem jön létre 1,7 volt/cm-nél nagyobb potenciálesés. Ha az elektródák olyan közel vannak egymáshoz, hogy 1,7 volt/cm-nél nagyobb potenciálesés jön létre, akkor elektrokataforézis vagy elektrolízis jelensége lép fel.

4. Az elektródák hosszának befolyása

Ha az elektródák hosszát növeljük, akkor kisebb lesz a köztük levő elektromos ellenállás és ezzel együtt az elektroozmózis létrejöttéhez szükséges elektromos töltés mennyisége. HÄFELI és SCHAADÉ szerint az elektromos ellenállás:

$$R_e = \frac{\rho}{\pi l} \ln \frac{d}{r} ,$$

ahol

- R_e — az elektromos ellenállás,
 l — az elektróda hossza,
 ϱ — a beton fajlagos ellenállása,
 d — az elektródák közti távolság,
 r — az elektróda sugara az elektróda alján.

Kísérleteim tanúsága szerint azok a képletek, amelyeket HÄFELI és SCHAADE talajokra állapítottak meg, beton esetén is alkalmazhatók.

5. Elektroozmotikus módszerrel elvonható víz mennyiségének megállapítása

Erre a célra két módszert alkalmaztam. HELMHOLTZ, PERRIN és SMOLUCHOWSKI elméleti vizsgálatai szerint, az elvezetett víz sebességét a következő képletből kapjuk :

$$V = \frac{\xi ED}{4\pi\eta},$$

ahol

- V — az elvont víz sebessége,
 ξ — potenciálkülönbség,
 E — az áram feszültsége,
 D — a víz dielektromos állandója,
 η — a víz viszkozitása.

E képlet alapján az elvezethető víz mennyisége :

$$Q_w = r^2 K'_e \cdot E$$

ahol

$$K'_e = \frac{r^2 D}{4\eta}$$

Ha figyelembe vesszük a beton kapilláris szerkezetét, akkor az elvezethető víz mennyiségére a következő képletet kapjuk :

$$Q_{nc} = r^2 E_{nc} K'_e$$

vagy ha

$$\frac{K}{\pi} = K_e,$$

akkor

$$Q_{wp} = k_e n E,$$

ahol n a hézagossági tényező.

HÄFELI és SCHAADE fenti képletei elég jó eredményre vezetnek beton esetén, bár eredetileg a talajra vonatkoznak.

Az elektroozmotikusan elvezethető vízmennyiség meghatározásának másik módszere a következő tapasztalati képleten alapszik :

$$V = k_e(1 - \alpha E) E$$

ahol α egy kísérleti tényező, amely az ozmotikus és lamináris mozgások egymás-
aól való eltérése utal.

A fenti képlet szerint a víz mozgása megszűnik, ha

(1) $E = 0$, ami triviális,

(2) $E = \frac{1}{\alpha}$,

amiből következik, hogy $E = \frac{1}{\alpha}$ a kritikus feszültség. Ha $\alpha = 0$, azaz ha a mozgás ideálisan lamináris, akkor a feszültségnek végtelen nagyra kell lennie.

Talaj víztelenítésénél nem állapították meg a feszültség minimumát. WINTERKORN szerint 5—10 voltnál gyakorlatilag el lehet végezni a víztelenítést. Saját tapasztalataim szerint a beton víztelenítése még 25 voltnál sem következik be. Gyakorlatilag megállapítható, hogy betont 30 voltnál már lehet vízteleníteni. Az optimális feszültség 60 és 70 volt között váltakozik. Hangsúlyoznom kell, hogy az elektroozmotikus folyamat a feszültségtől függ és nem a kilowattórák számától. Itt tipikusan elektrokémiai és nem elektromechanikai feladattal állunk szemben.

ETTICH, ZWANZIG, WÄLLISCH és FREUNDLICH k_e értékét a következő képlettel adják meg :

$$k_e = \frac{e^{Bw\gamma_s}}{A(lw + D)}$$

itt A és B — a száraz betontól és adalékanyagtól függő állandók,

w — nedvesség százalékban,

γ_s — a beton térfogatsúlya,

l és D — a nedves betontól függő állandók.

A k_e mennyiség segítségével valamennyi talajra vonatkozó elektroozmotikus problémát lehet a betonra alkalmazni.

6. Az elektródák optimális távolsága

$$R_c = \frac{\rho}{\pi} \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{d} \right)$$

Ügyelni kell ezenkívül arra, hogy az anódokon fellépő coulombok száma ne legyen nagyobb $1,5 \text{ mA/cm}^2$ -nél.

7. Az elektródák alakjának befolyása az elektroozmotikus folyamatra

Anód gyanánt rendszeresen hengeres rudakat, katód gyanánt pedig csöveket használunk. Az anódok korrózióknak vannak kitéve, ez pedig a felület nagyságától függ. Legkisebb felületet körkeresztmetszetenél kapunk. A katódot nagyobb keresztmetszettel kell készíteni, mert a csövet kövekkel töltjük ki.

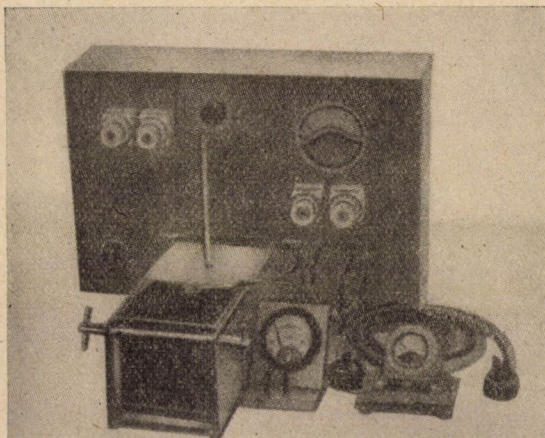
8. Az elektroozmózissal elvonható víz mennyisége

Elméletileg a betonból az egész benne levő vizet el lehet vonni, annak a kivételével, amely a hidratációhoz szükséges. A gyakorlatban azonban nem ajánlatos ezt a határt elérni. Minden betonnál van egy rá jellemző kritikus határ, amelynek átlépése után a víztelenítés megszűnik gazdaságosnak lenni. Ha a beton víztelenítését egy derékszögű koordinátarendszerben ábrázolnók oly módon, hogy az ordináta tengelyen venniük fel az elvont víz mennyiségét százalékokban, az abszcissa tengelyen pedig a hozzá szükséges időt, akkor egy jellemző határpontot kapnánk, ahol a víztelenítésnek az időhöz viszonyított sebessége csökkenni kezd és ennek következtében a víztelenítéshez szükséges árammennyiség lényegesen megnövekszik. Ez az ún. kritikus pont, amely a beton fizikai tulajdonságaitól (szemeloszlás, cementmennyiség és minőség) függ. Gyakorlati feladatoknál ezen a ponton nem ajánlatos túlmenni. A szilárdságnak növelése ezen a határon túl aránytalanul költséges. Ugyanerre az eredményre jutunk, ha az ordináta tengelyen a víztelenítéshez szükséges coulombok számát ábrázoljuk, az abszcissa tengelyen pedig a százalékokban megadott elvont víz mennyiségét.

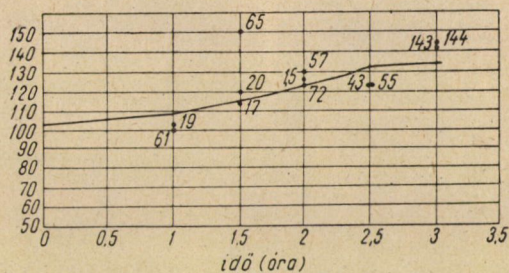
9. Az elektroozmózissal együtt alkalmazott vibrálás

Az elektroozmotikus módszer egymagában nem elegendő a szilárdság növelésére. Szükséges ezenkívül a hézagok zárása, amit döngöléssel, sajtolással, valamint legelőnyösebben vibrálással érhetünk el. A vibrálás nemcsak a hézagok zárását teszi lehetővé, hanem a tixotropikus állapot fenntartását is. Ebben az esetben a vibrálásnak az elektroozmotikus módszernél a beton szilárdságának növelése szempontjából kettős jelentősége van. Nemrég BAZANOV orosz kutató kiadott egy munkát, amelyben az elektroozmózist és a beton légtelenítését együtt használja fel. Ehhez a módszerhez néhány kritikus megjegyzést kell

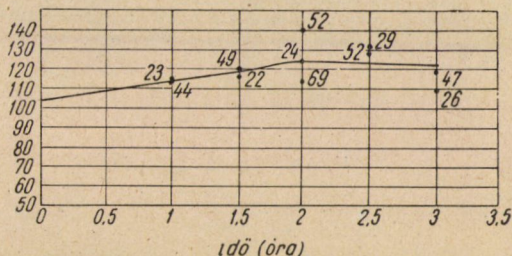
fűznöm. Amint ismeretes, az elektroozmotikus folyamatoknál a beton kapilláris hézagai a víz mozgása következtében megnőnek, ezenkívül az elektroozmózisnál



1. ábra. Egyenirányító és acél próbatestforma elektroozmotikus vizsgálatok céljára



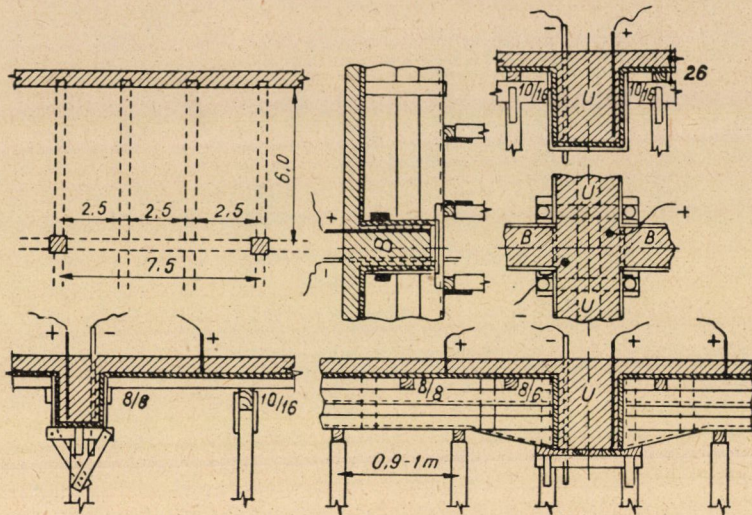
2. ábra. A beton szilárdságának növekedése elektroozmotikus hatásra (60 Volt)



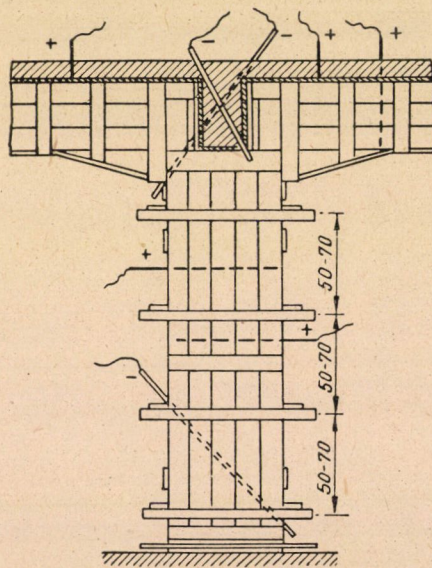
3. ábra. A beton szilárdságának növekedése elektroozmotikus hatásra (80 Volt)

a víztelenítés aránylag gyorsan következik be és így nincs szükség külön légtelenítésre. Ezenkívül BAZANOV módszerénél nincs szó a hézagok összezáródásáról. Véleményem szerint BAZANOV módszere vibrálással összekötve jó szolgáltatokat tehet gyorsan kötő cementeknél. Megemlítem PETERMANN ADOLF

munkáját (Bauplanung und Bautechnik, 1955. 3. füz. 215. old.), amelyben a szerző kutatásainak alapján azt állítja, hogy az elektroosztatikus módszer nem



4. ábra. Az elektróda elhelyezése gerendáknál



5. ábra. Az elektróda elhelyezése oszlopoknál

alkalmas a beton szilárdságának növelésére a vele együtt fellépő elektrolízis miatt, amely a vizet oxigénre és hidrogénre bontja, és így a beton szerkezetét gyöngíti. Az én fenti megjegyzéseim a vibrálással vannak összefüggésben. Ha egyes kísérletezők a feszültségésés kritikus határát (1,7 volt/cm) nem vették

figyelembe, és a folyamat alatt elektrolízis lépett fel, akkor ennek káros hatását vibrálással lehet kiküszöbölni.

Legújabb tapasztalataim alapján arra a meggyőződésre jutottam, hogy olyan betonmunkáknál, ahol zsaluzásra van szükség, legjobb a deszkákat bake-littel impregnált 5 mm vastag nemezzel bevonni. Ezek a külön kiadások azonban más módszerekhez viszonyítva olyan csekélyek, hogy ha még figyelembe vesszük a berendezés minimális költségeit, akkor ez a módszer biztosan gazdaságos mindenütt, ahol elektromos energia áll rendelkezésre.

A fenti munkához szükséges kísérleteket a krakkói Bányászati és Kohászati Akadémián végeztem az 1952—53. években, a vizsgálatok egy másik sorozatát pedig a krakkó-jaworznoi Egyesült Ipari Építkezési Üzemek betontechnológiai laboratóriumában a folyó évben.

A Bányászati és Kohászati Akadémián a vizsgálatokat kismintákon végeztem, az Egyesült Üzemekben pedig teljes méretű előregyártott elemeken.

Az előadáshoz hozzászóltak :

GÁSPÁR GÉZA,

aki az utószilárdulás ütemére, a vízcementtényező alsó határértékére és az adalékanyag különböző vízszívó képességére, valamint az elektródák kihúzására vonatkozólag tett fel kérdéseket.

GYENGŐ TIBOR

az elektroozmózis után végzett vibrálás módja után érdeklődött.

RATHING FERENC

pedig az adalékanyag kolloid tartalmának szilárdságsökkentő, illetve plasztifikáló hatását állította egymással szembe.

Az előadó válaszában a határértékeket gazdasági adatok közlésével világította meg.

FESZÍTETTBETON SZERKEZETEK ÚJABB HAZAI ALKALMAZÁSAI

GNÄDIG BÉLA

(MÉLYÉPÍTÉSI TERVEZŐ VÁLLALAT)

Hazánkban 1945 előtt nem alkalmaztak feszítettbetont. A nagy hídépítési program keretében 1948—53-ig számos előre- és utófeszített hidat építünk. 1953 után a legtöbb és legnagyobb vasbeton munka az ipari- és lakóépületeknél, továbbá a vízépitési műtárgyaknál jelentkezett, és ennek megfelelően feszítettbeton alkalmazásánál elért eredményeink is elsősorban ezekben a szakágakban jelentkeztek.

Az előre- és utófeszített szerkezeteknél már túl vagyunk a kísérletezés stádiumán, általános hazai elterjedéséről azonban még nem beszélhetünk. Az alábbi tanulmány célja : az *utolsó két év* fontosabb eredményeinek ismertetése.

A) Előrefeszített szerkezetek

Az előrefeszített szerkezeti elemek előállítására központi üzemekben, ún. épületelemgyárakban történik a *Hoyer-rendszer* alkalmazásával. Az alkalmazott beton általában *B 400* minőségű ; a feszítő huzalok $\varnothing 2,5$ mm esetén *180 · 150 KB* és $\varnothing 5$ mm esetén *130 · 150 KB* jelzésű patentírozott acélból készülnek.

Nagy mennyiségben gyártanak előrefeszített födémgerendákat, erősáramú szabadvezeték-oszlopokat, vasúti keresztaljakat és szarugerendákat fedélszékhez.

Az utolsó két évben a fejlődés különösen a gyártás technológiájában és az elemek minőségében mutatkozott. A minőséget szigorú átvételi feltételek biztosítják. Az átvételnél *Gábory Pál* (ÉTI) mérnök javaslatára a matematikai statisztika kiértékelési módszerét alkalmazzák.

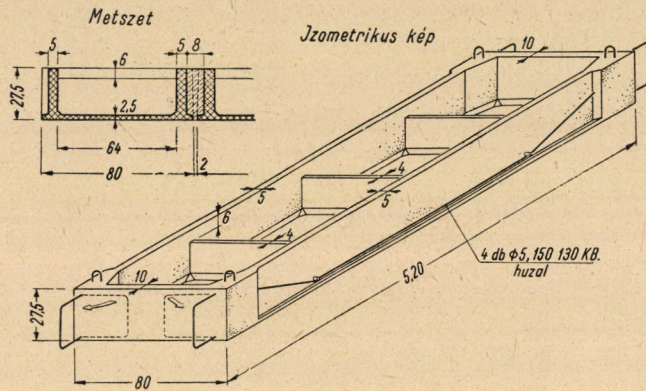
B) Utófeszített szerkezetek

Az előrefeszített szerkezetek csak központi előregyártó üzemekben állíthatók elő. Szerkezeti, szállítási vagy gazdaságossági okokból azonban helyszíni vasbeton előállításra is szükség van, és ilyen szerkezeteknél feszítettbetont csak utófeszítéssel állítható elő.

A külföldön elterjedt és ismert feszítési rendszerektől eltérően nálunk az utolsó két évben kivitelezett szerkezeteknél a *harántfeszítéses eljárást* (Gnädig—Thoma-rendszer), a *küpfelületen* történő huzal-feszítést *harántirányú elmozdítás-sal*, és a *munkahézag tágítás* módszerét alkalmazták.

Az alkalmazott beton minőség *B 280*, a *patentírozott* acélhuzalok minősége pedig megegyezik az előrefeszített szerkezeteknél megadott minőséggel.

1. *Födémek*. Nagyszabású lakásépítkezéseink leggyakoribb födém feszítávolsága 5,0 m, és az évi szükséglet ilyen elemekből sok százezer m². A Hoyer-



1. ábra. GKT födémpanel terve

rendszerű födémgerendából épített előregyártott födémeknek számos előnyük mellett megvan az a hátrányuk, hogy a központi üzemekből szállítandó és kb. 1 m-ként elhelyezendő tartók közé még kitöltőelemek beépítése is szükséges. Ez a megoldás azonban helyszíni munkaóra igényes és munkavédelmi szempontból is hátrányos. A jövő fejlődésének útját a nagy előregyártott födémpanelek beépítésében látom.

Feszítettbeton alkalmazása elméletileg az 5 m-es feszítávolságú födémpaneleknél is lényeges beton- és acélmegtakarítást jelent. A gyakorlati megoldást azonban megnehezíti az a körülmény, hogy a külföldön elterjedt utófeszítő eljárások hazai felhasználásánál a feszítő berendezések, lehorgonyzó eszközök, kábelhüvelyek és a feszítési művelet költsége többszörösét tenné ki a beton- és acélmegtakarítás értékének. Ezért a lehorgonyzó eszközök és kábelhüvelyek nélküli harántfeszítéses eljárással a helyszínen egyszerűen előállítható utófeszített födémpaneleket konstruáltunk, amelyek *GKT* födém néven mentek át a gyakorlatba. A terveket, számításokat és technológiai eljárást a szerző, *Kardos Andor* és *Thoma József* mérnökök közösen készítették (1. ábra).

A feszítőhuzalok a hossztartó külső oldalán, kb. 2/3-os tartómagasságban vannak elhelyezve.

A beton megszilárdulása után a nyílás negyedeiben elhelyezett kereszt-tartók helyén a külső feszítő huzalokat egyszerű csavaros szerszám segítségével lefeszítik és feszített helyzetükben oly módon rögzítik, hogy a huzal az előre bebetonozott kis gömbvas tüskék alá kerül (2. ábra).

Beépítés után a két szomszédos borda között keletkező 6—7 cm-es hézagot a helyszínen ki kell betonozni és ennek eredményeképpen a szabadkábeles födémek sorozatából egy felülbordás, tapadóbetétes feszített beton-födém



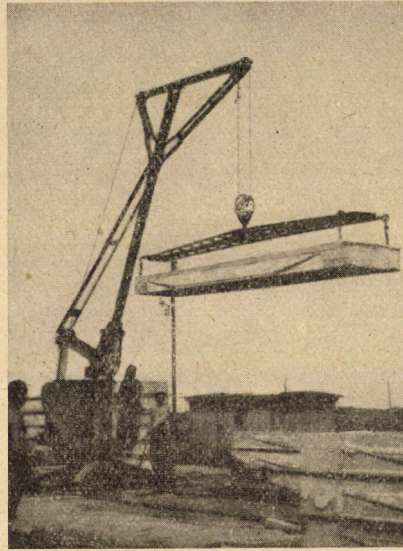
2. ábra. GKT födém elem feszítése

keletkezik. Az elvégzett próbaterhelések is igazolták, hogy az említett két állapot között lényeges statikai különbség van. A 200 kg/m^2 hasznos terhelésre méretezett födémek törőterhelése 1120 kg/m^2 összterhelésre adódott, míg az egybeépített födém törőterhelése 1550 kg/m^2 volt. E két eredmény egybevetéséből megállapítható, hogy a feszített betonszerkezetek elméletével összhangban az egybeépített tapadóbetétes födém teherbírása 40%-kal nagyobb, mint a szabadkábeles födémek teherbírása. A törőkísérleteknél jól lehetett észlelni, hogy a födémek törésénél a nyílás közepe táján jelentkezett egy nagy repedés, míg az egybeépített födémnél szabályos távolságokban jelentkeztek a hajszálrepedések. A GKT födémekkel az első kísérleteket és próbaterheléseket az ÉTI végezte 1953-ban. Az 1954—55. évben kb. $30\,000 \text{ m}^2$ GKT födém került beépítésre.

1 m^2 GKT födém anyagszükséglete: beton $0,07 \text{ m}^3$, betonvas 2,6 kg, patentírozott acélhuzal 1,9 kg. A födémek súlya 770 kg. A födémek

ára a minőségi javulás mellett kb. megegyezik a feszítés nélküli előregyártott födémek árával, annak ellenére, hogy a gyártási technológia még nincs megfelelően gépesítve és korszerűsítve. Egy födémemet szállítás közben a 3. ábra tüntet fel.

2. *Folyadéktartályok.* Folyadéktartályoknál a folyadékzáró beton, illetve belső vakolat előállítása csak szükséges, de nem elegendő feltétele annak, hogy a tartály rendeltetésének megfeleljen. Ezen felül a határoló szerkezettől a repe-



3. ábra. GKT födémek szállítása Brunndarúval

désmentességet is meg kell kívánnunk. Repedésmentesség a következő okokból szükséges: üzembiztonság, a folyadékveszteség költségkihatása, a beton és vakolat fagysérüléseinek megakadályozása, a vasbetétek korróziójának megakadályozása, esztétika (vízfoltok, vízerek), egészségügy (ivóvízellátás), tűzvédelem (fűtőolaj, benzin stb.). A vasbeton folyadéktartályoknál a repedéseket elsősorban a beton húzóigénybevételének és másodsorban vasbetétek húzóigénybevételének korlátozásával igyekeznek elkerülni, vagy legalábbis méretüket $0,1-0,2$ mm-re korlátozni. Azonban a repedésmentességet még a teljes repedésmentesség esetére megadott határigénybevételek betartása sem biztosíthatja, mert zsugorodásból, egyenlőtlen hőhatásokból, függőleges síkú hajlító nyomatékokból és támaszponti süllyedésekből olyan húzófeszültségek származnak, amelyek a folyadékterhelés okozta vízszintes betonhúzófeszültségekkel egyenlő nagyságrendűek. Ezért más szerkezetektől eltérően a folyadéktartályoknál a feszített beton alkalmazása bizonyos méreteken felül nemesak kívánatos, hanem szük-

séges is, mert a teljes repedésmentesség és az ezzel kapcsolatos folyadékzárás csak ezzel biztosítható.

Érdekes továbbá, hogy a gazdasági megtakarítás a feszítettbeton folyadék-tartályoknál nagyobb, mint a földemek és hidak hajlított gerendáinál és lemezeinél.

Hengeres oldalfal esetén az elméleti betonmegtakarítás legalább 50%-os, a fővasbetétekben mutatkozó megtakarítás pedig legalább 75%-os. Feszítés mellett lehetőség van előregyártott oldalfalelemek alkalmazására, és ez jelentős állvány- és zsazuzóanyag megtakarítását jelenti.

Feszítettbeton alkalmazásának számos ismert előnye mellett kevésbé ismeretes a forró folyadékok tárolásánál mutatkozó nagy előnye. A belső folyadék és a külső közeg (levegő, föld stb.) hőmérséklete között mutatkozó ($T_b - T_k$) hőmérsékletkülönbségből számítható az oldalfal belső és külső felülete közötti Δt hőmérsékletkülönbség.

Közelítőleg

$$\Delta t = \frac{4v}{\lambda + 4v} (T_b - T_k) = \frac{4v}{1 + 4v} (T_b - T_k),$$

ahol v = falvastagság (m) és λ = a beton hőátadási tényezője, kerekén $\lambda = 1,0$.

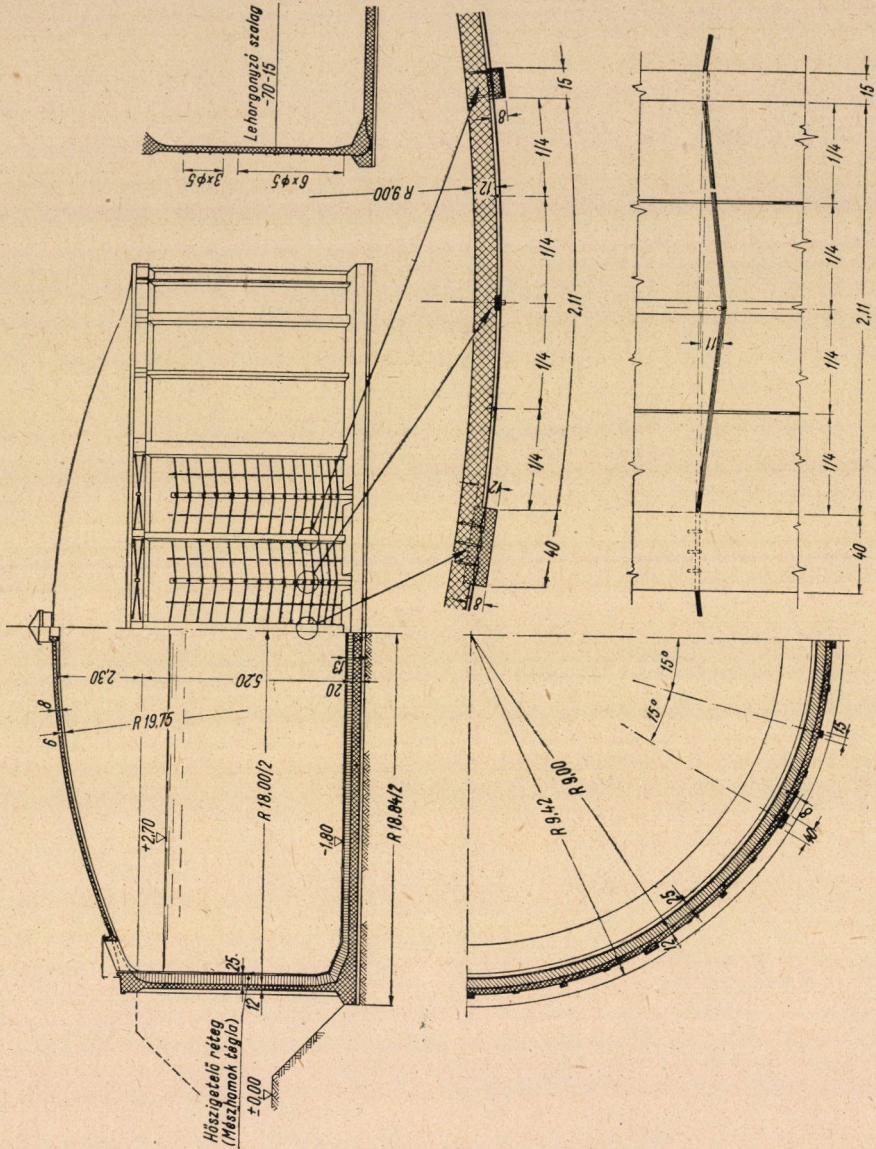
A Δt hőmérsékletkülönbségből a henger alakú fal külső felületén húzás, a belső felületén pedig nyomás keletkezik és a feszültségek nagysága

$$\sigma_t = \pm \frac{1}{2} \alpha E_b \Delta t = \sim 1,5 \Delta t$$

képlettel számítható. Ezekből a képletekből megállapítható, hogy pl. a nálunk újabban gyakran épülő pakuratartályok esetében ($T_b = 80^\circ$) is vasbeton megoldás mellett nagy betonhúzófeszültségek keletkeznének. A feszítettbeton nagy előnye abban mutatkozik, hogy a falvastagság (v) értéke lényegesen csökkenthető, és czáltal a Δt értéke is jelentősen csökken. Ez lehetővé teszi, hogy feszítés alkalmazásával az egyenlőtlen hőhatásból származó többlethúzófeszültségeket teljesen megszüntessük.

Az előzőekben kimutatott elméleti megtakarítások azonban csak az esetben jelentenek forintmegtakarítást, ha egyszerű feszítési művelettel és berendezéssel el tudjuk érni azt, hogy a betonban, acélban és fában mutatkozó megtakarítás forintértéke nagyobb a feszítési művelet, berendezések, lehorogonyzó szerkezetek, védőkábelek stb. *többletköltségénél*. Még egyszerű feszítési eljárás esetén is tényleges megtakarítást elsősorban nagyobb folyadéktartályoknál várhatunk.

Fentebbi elvek figyelembevételével a szerző és THOMA JÓZSEF mérnök egyszerű harántfeszítéses eljárást dolgoztak ki utófeszített folyadéktartályok építésére. A továbbiakban három feszítettbeton tartály építéséről számolok



Alkalmazott feszítőerők:

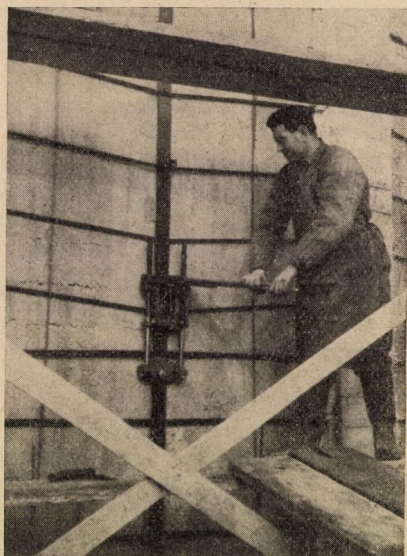
- 1) Gyűrűerő kupalánál: 40,0 t
- 2) Gyűrűerő oldalfalon: 150,0 t
- 3) Független irányban a lehorgonyzó szalagnál: 24 x 32 t

4. ábra. 1200 m³-es, utófeszített, helyszínen betonozott vasbeton pakuratarány terve

be megemlítve, hogy az ismertetendő terveket THOMA JÓZSEF mérnök irányításával a MÉLYÉPTERV készítette.

a) *A Budapesti Erőmű 3 db 1200 m³-es pakuratartálya*

Az egymás mellett elhelyezett 3 db tartály mindegyike 1200 m³ úrtartalommal, 80° hőmérsékletű fűtőolaj (pakura) tárolására 1954–55-ben épült.



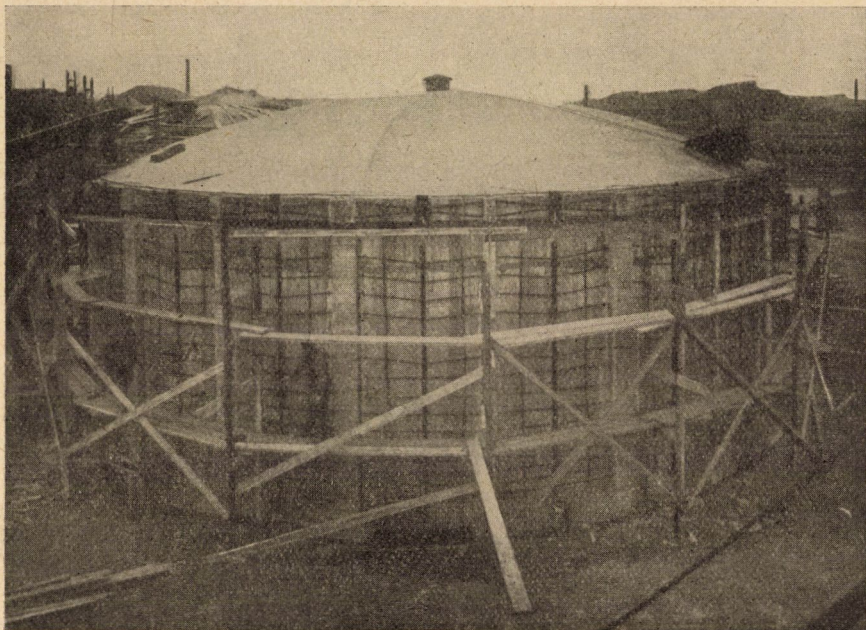
5. ábra. A pakuratartály oldalfalának feszítése a harántirányú feszítés módszerével

A helyszínen betonozott, utófeszített tartály főbb méreteit, a feszítés módját és az alkalmazott feszítő erők nagyságát a 4. ábra tünteti fel.

Az oldalfal feszítése oly módon történt, hogy az utólagosan kibetonozott két szomszédos függőleges borda helyén megtámasztott huzalokat 11 cm mértékben lefeszítettük egy egyszerű 18 kg súlyú feszítő-szerszám segítségével (5. ábra). A bordaköz középvezonájában elhelyezett lehorgonyzó szalag furataiba erősített acélsapok részben a feszítőszerszám megtámasztására szolgáltak, részben ezek segítségével történt a feszített kábelek rögzítése végleges helyzetükben.

A kupolagyűrű két kábelkötegét a harántfeszítés módszerével összehúztuk és ebben az állapotában vashilincsekkel rögzítettük (6. ábra). A feszítés következtében az oldalfalban a vízszintes nyomófeszültségeken kívül függőleges irányú nyomófeszültségek is keletkeztek. A külföldön elterjedt feszítési módszereknél általában külön kell elvégezni a vízszintes és a függőleges feszítést. Az alkalmazott módszer segítségével külön függőleges irányú feszítés nem szükséges.

A külső salakfeltöltés és belső téglalburkolat következtében a külső és belső közeg 90° -os hőmérsékletkülönbségből a belső és külső falfelületen csak 5° -os hőmérsékletkülönbség fog keletkezni. Ez az aránylag kis hőmérsékletkülönbség az oldalfal kis vastagságával (12 cm) van összefüggésben. Az ebből származó 8 kg/cm^2 -es többlet húzófeszültséget a feszítéssel teljesen ki lehetett küszöbölni.



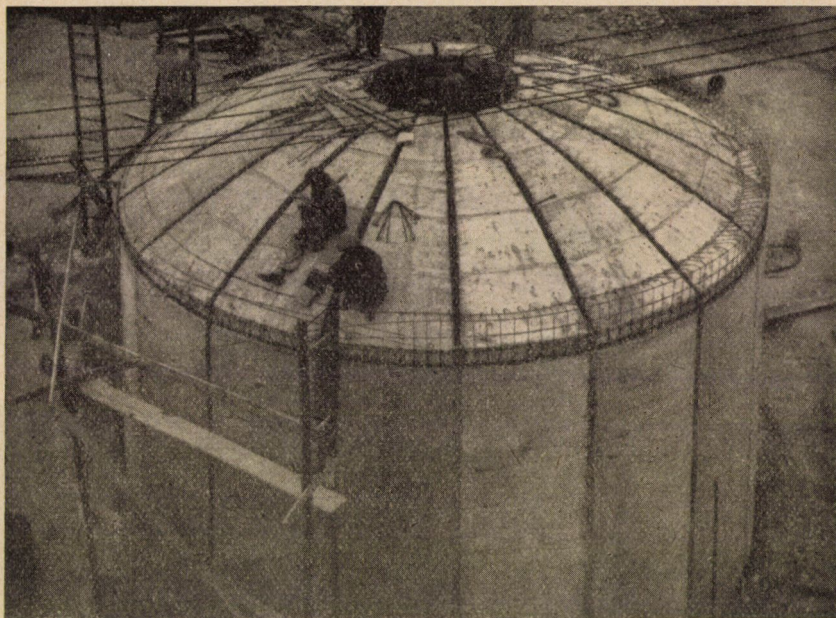
6. ábra. A pakurartartály oldalfala és kupolagyűrűje feszítés közben

b) 300 m^3 -es előregyártott kísérleti víztartály

Az Építésügyi Minisztérium felismerve az előregyártott folyadéktartály gazdasági jelentőségét, 1953-ban tervpályázatot hirdetett 1000 m^3 -es ivóvíz-tároló medence előregyártott megoldására. A beérkezett 35 pályamű közül az I. díjat egy csonkakúp alakú megoldással a szerző és THOMA JÓZSEF mérnök közös pályamunkája nyerte el. GARAY LAJOS mérnök e pályázat keretében ugyancsak csonkakúp alakú megoldást ajánlott, de más szerkezeti kiképzéssel.

A tervpályázatot követően az Építésügyi Minisztérium megrendelésére, a díjnyertes pályaterv alapján az ÉTI egy 300 m^3 -es előregyártott, utófeszített kísérleti tartályt épített. A tartály főbb méreteit a 7. ábra tünteti fel. Az oldalfalelemek csak 8 cm vastagok és súlyuk $2,0$ tonna. A kupolaelemek falvastagsága 6 cm és súlyuk $0,8$ tonna. Az építés alatti állapotot a 8. ábra tünteti fel.

Az $\varnothing 2,5$ mm-es feszítőhuzalt a csonkakúp alakú oldalfalak külső felületén kb. 40 cm-ként elhelyezett függőleges irányú $\varnothing 8$ mm-es vasakra tekeresztük fel spirál alakban. A feszítés végrehajtása egyszerű volt, mert ez úgy történt, hogy a huzalokat 34 cm mérettel lejjebb kellett tolni. Ez a művelet az egyes csomópontoknál a feszítőhuzalra helyezett keményfa darab ütögetésével (kalapálásával) nagyon egyszerűen és pontosan volt elvégezhető (9. ábra).



8. ábra. 300 m³-es kísérleti tartály építés alatt

A huzalfeszültséget a SZIKSZAI-féle mechanikai feszültségmérővel és hangtani feszültségméréssel is ellenőrizték. A kétféle módon mért érték jól egyezett a számításban szereplő 12 750 kg/cm²-es értékkel.

Feszítés után a medencét az oldalfal tetejéig feltöltöttük vízzel és az a 8 cm-es falvastagság ellenére is teljesen vízzárónak bizonyult.

c) *A komlói erőmű 1200 m³-es előregyártott, feszített víztartálya*

Az ÉTI által épített kísérleti víztartálynál szerzett tapasztalatokat felhasználva terveztük meg a jelenleg építés alatt álló komlói 1200 m³-es víztartályt, melynek általános elrendezését és építési technológiáját a 10. ábra tünteti fel. Az oldalfal elemek falvastagsága 8 cm és súlyuk 2,7 tonna.

A héjkúpola előregyártott elemei az ÉTI tartálytól eltérően részben trapéz, részben gömbháromszög alakúak, mert súlycsökkentésre törekedve a gömbháromszög alakú héjelemeket két egyenlő súlyú részre bontottuk fel. Ezeknek a 6 cm falvastagságú elemeknek a súlya 0,7 tonna.

A feszítést az ÉTI kísérleti tartályánál leírt módon végezzük el, de a nagyobb átmérőnek megfelelően itt 62 cm méretben kell a spirál alakban tekereszt huzalokat lefelé tolni.



9. ábra. A kúpfelületre tekereszt huzalok feszítése

d) Feszítettbeton folyadéktartályok gazdaságossági vizsgálata

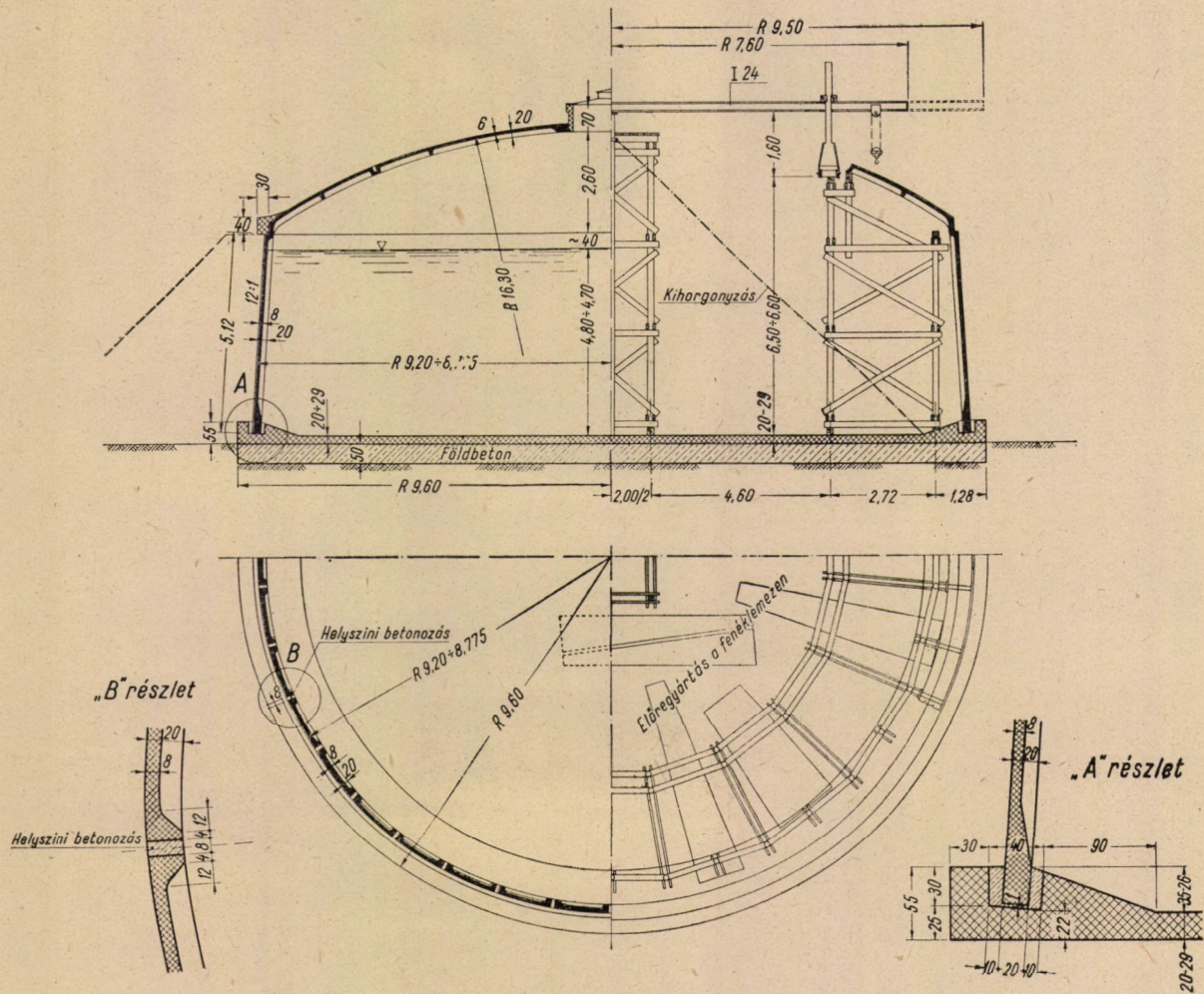
Hazánkban és külföldön is sokat vitatott kérdés a feszített szerkezetek gazdaságossága. A számszerű összehasonlítás azért nehéz, mert a vasbeton és feszítettbeton megoldások teljes tervdokumentációja és pontos költségvetése szükséges ahhoz, hogy az összes anyagok, munkák és mellékköltségek betudásával reális számértékeket kapjunk.

Folyadéktartályoknál ezt az összehasonlítást azért tudjuk elvégezni, mert rendelkezésünkre áll a MÉLYÉPTERV által tervezett 3 db 1200 m³-es folyadéktartály terve és költségvetése monolit vasbeton, monolit feszítettbeton és előregyártott feszítettbeton megoldásokra.

Táblázat

az 1200 m³-es folyadéktartályok anyagszükségletéről és kiviteli költségéről

| Tartály típusa | B 280 (m ³) | Betonacél (kg) 50-35 B | Feszítőhuzal (kg) 150-130 KB | Zsaluzat (m ³) | Állványzat (m ²) | Kiv. költség (Ft/víz m ³) |
|----------------------------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|--|
| Monolit vasbeton | 200 | 24 000 | — | 23 | 76 | 340 |
| „ feszítettbeton | 120 | 8 600 | 800 | 23 | 76 | 340 |
| Előregyártott feszítettbeton ... | 132 | 9 200 | 800 | 5 | 23 | 270 |



10. ábra 1200 m³-es előregyártott, utófeszített folyadéktartály terve

A fentebbi táblázat szerint a monolit vasbeton és a monolit feszítettbeton tartály kiviteli költsége azonosnak vehető, és ezt a költséget 100%-kal jelölve megtakarítás csak az előregyártott feszítettbeton medencénél mutatkozik. Ez utóbbinak költsége az előbbi kettőhöz viszonyítva kb. 80%. Természetesen a költségmegtakarításon túl jelentős a zsaluzó- és állványanyagban mutatkozó megtakarítás.

3. *Csőszilipek.* A teljes repedésmentesség biztosítása az árvédelmi töltések alatti csőszilipeknél is fontos. Az 1953–54. évben 2 db feszítettbeton csőszilip épült, az egyik Tiszakürtön, a másik Tiszavarsányon.

Mindkét műtárgy $1,0 \times 1,0$ m belméretű és 32 m hosszú. A feszítőkábeleket a külső felület hornyaiba helyezték el és a feszítési műveletet a munkahézag tágításával, sajtók alkalmazásával végezték. E műtárgyak terveit ANDAI PÁL mérnök (MÉLYÉPTERV) készítette.

Az előadáshoz hozzászóltak :

THOMA JÓZSEF

az előadás után filmet mutatott be a MÉLYÉPTERVben általa tervezett feszített betonszerkezetek építéséről.

VAJDA PÁL

a feszített távvezetéki oszlopok kialakításában végzett munkáról szól, ismertet egy általa kialakított előrefeszített sűrűbordás födémét és egy utófeszített vonórudas ívszerkezetet.

HAVIÁR GYŐZŐ,

a műszaki tudományok doktora, a magyarországi feszített betonhídszerkezeteknél szerzett tapasztalatokkal egészítette ki az előadást.

BODÓ LÁSZLÓ

a feszített szerkezetek üzemi gyártásánál szerzett tapasztalatokat ismerteti.

HÍDÉPÍTÉSEK CSÓÁLLVÁNYAI

HAVIÁR GYÓZÓ, A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK DOKTORA és MAGYAR ÁDÁM
(KÖZLEKEDÉS- ÉS POSTAÜGYI MINISZTERIUM)

Hídépítéseknel újabban egyre szélesebb körökben alkalmaznak fémállványokat és pedig — a magasépítésekben már korábban kialakult gyakorlatnak megfelelően — elsősorban acélső állványokat. Az ilyen hídállványok alkalmazását nemcsak a faanyagtakarékoság szempontja indokolja, hanem az is, hogy az acélsőanyag nagy erők felvételére alkalmasabb, mint a fa és biztosabban is számítható. Ezenkívül jelentékeny szerelési előnyei is vannak a fémállványoknak a faállványokkal szemben.

Magyarországi hídépítéseknel eddig csak szórványosan alkalmaztunk csőállványokat. Az országban levő nagy faanyaghiány azonban most már parancsolóan szükségessé teszi, hogy hídépítéseinknél ilyenekre berendezkedjünk.

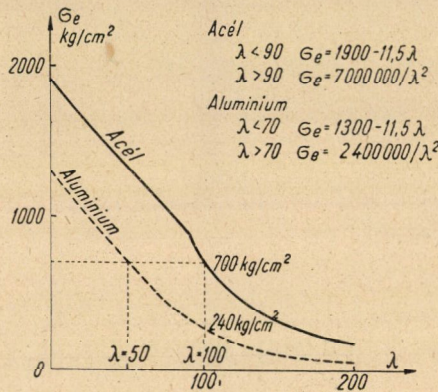
A fémanyagok közül, előnyös mechanikai tulajdonságaira tekintettel, a fentemlített követelményeket kielégítő állványszerkezet céljaira elsősorban az acélsőanyag felel meg.

A könnyűfémeknek — pl. az alumínium ötvözetnek — szerelés és szállítás szempontjából lényeges előnyei vannak ugyan, hídállványoknál azonban végeredményben alkalmazásuk nem gazdaságos. Kicsiny térfogatsúlyuk és a folytvaséval közel egyenlő szilárdságuk mellett az acélsőanyaghoz képest sokkal kisebb anyagmennyiség kellene ugyan belőlük, az alumínium magas egységára következtében azonban az alumínium állvány beszerzési ára, még e csökkentett mennyiség mellett is, lényegesen nagyobb, mintegy 2,5-szeres lenne az acélsőállványhoz képest. Ezenfelül hátránya az alumínium ötvözetnek, hogy az acél rugalmassági modulusának cca 1/3-át kitevő rugalmassági modulusa miatt a nyomásra igénybevett elemek anyagtöbbletet igényelnek.

A magyarországi magasépítési csőállványoknál az alumínium nagyon jól bevált. Az alumíniumcső súlya a legnagyobb használatos csőhosszúság (6 m) esetén is csupán 10 kg, tehát még nagy magasságban és kényelmetlen helyzetben is kézzel mozgatgató, ami a szerelésben nagy előnyt jelent és az állványozási időt lényegesen lerövidíti. Az alumínium csövek korrózióval szemben is ellenállóbbnak bizonyultak. Az alumíniumcső és acélbilincs között feltételezhető elektrolitikus folyamatok okozta korróziót nem tapasztalták. Ezért a magas-

építésben a nagyobb beruházási költségek ellenére is lehetőleg az alumínium csöveket alkalmazzák.

Hídépítési állványoknál, ahol az állvány nagy súlyokat hord, az alumíniumcső kevésbé kifizetődő, mert kihajlással szemben sokkal sűrűbb megfogás szükséges, mint az acélesőveknél. A kihajlás szempontjából való összehasonlítás céljából nézzük meg a megengedhető igénybevételeket. Határfeszültségek alumíniumnál nincsenek kidolgozva, ezért az összehasonlítást a régi megengedett feszültségek alapján végeztük. Az 50.35.S minőségű acél helyett a régi 49.34-es szilícium acélra megengedett feszültségeket vettük alapul. Az 1. ábrán tüntettük



1. ábra. Kihajlás szempontjából megengedhető feszültségek

fel a két anyag megengedett feszültségeit a karcsúság függvényében. Az ábrán látható, hogy az acéleső megengedett terhelése a szokásos karcsúság esetén többszöröse az alumíniumcső megengedett terhelésének. Például $\lambda = 100$ esetén a teherbírás aránya 1 : 3, illetve, ha az alumíniumcsőnél ugyanakkora teherbírást akarunk elérni, mint az acélesőnél, akkor $\lambda = 100$ helyett $\lambda = 50$ karcsúságot kell elérnünk, tehát a merevítéseket kétszer olyan sűrűn kell alkalmaznunk.

Ha meggondoljuk, hogy a csőállványoknál a fő teherviselő elemek a csőszükséglet 15–20%-át teszik ki, a merevítések pedig 80–85%-ot, akkor világosan látszik az, hogy a merevítések sűrűbb vagy ritkább volta döntő jelentőségű. A sűrűbb merevítés sokkal több csődarabot és kapcsolóelemet is jelent és ezért amit a szerelési időben a kisebb súly miatt nyerünk, azt az elemek és kapcsolatok nagyobb száma miatt ráfizetjük.

Az acéleső nagyobb teherbírásának és az alumíniumcső könnyebb és gyorsabb szerelésének előnyeit egy olyan vegyes anyagú csőállvánnyal egyésíthetjük, melynél a fő teherviselő elemek acélesővek, a merevítő elemek pedig alumínium csövek.

Az acélesőveket alkalmazva teherviselő elemekként elérjük azt, hogy azok a nagy terhelést sűrűbb merevítés nélkül is képesek hordani, viszont alumínium

csöveket alkalmazva a merevítésekhez, kihasználhatjuk az alumínium könnyű voltából származó előnyöket. A nehéz acélcövek az egész állványnak így csak kis hányadát teszik ki, és mivel a fő teherviselő elemek az állvány aljánál támaszkodnak, azok elhelyezését alulról segíteni lehet, szemben a merevítőelemekkel, melyeknek nagy része teljes egészében a magasba kerül és azokat nehéz viszonyok közt kell beépíteni.

További előnyt jelent az, hogy az állvány önsúlya legalább felére csökken. Ennek folytán a terhelés kisebb lesz és az egész csőhálózat tovább ritkítható, ami a beruházási költségekben megtakarítást jelent és a szerelési időt még jobban lerövidíti.

A hídállványokat nagy terhelésük jellemzi, ezek felvételéről és továbbításáról az altalajra kell gondoskodni. A hídállványoktól nagy merevséget és stabilitást követelünk meg. Míg ugyanis a magasépítési építmények megépült része önmagában is stabil és még az állványt is merevíti, addig a hídszerkezet általában csak teljes elkészülte után válik stabillá és önhordóvá. Vasbetonhidaknál betonozáskor a nagytömegű, vibrálással tömörített beton képlékenysége miatt is szükséges az állvány nagy merevsége, különösen helyben készített, utófesztített szerkezeteknél, ahol az elérendő nagy szilárdság érdekében egyszerre sok zsaluvibrátor dolgozik.

Biztosítani kell továbbá, hogy kiállványozáskor a hídszerkezet fokozatosan és a híd teljes hosszában egyenletesen vegye át az állványról a terhet. Ezt adott esetben különleges berendezéssel (pl. csavaros emelőkkal, hidraulikus sajtókkal) kell biztosítani. Vasbetonhidaknál általában két teljesen különálló és egymástól eltérő, alsó és felső állványrészt építenek és a kettő között elhelyezett leeresztő szerkezettel biztosítják a felső állvány egyenletes leeresztését.

Az acélcső állványoknál kétféle rendszer alakult ki: 1. A sűrű hálózattal felépített, viszonylag sok pontban megtámasztást adó állványrendszer és 2. a ritka hálózatú csőállvány. Az előbbinél kicsiny, 5–6 cm átmérőjű acélcöveket alkalmaznak 3–5 mm falvastagsággal, az utóbbinál 15–25 cm átmérőjű csövek nyerne alkalmazást 6–10 mm falvastagsággal.

1. A sűrű hálózatú csőállványokat vasbetonszerkezetek zsaluzásának alátámasztására célszerű alkalmazni, mert a zsaluzásban felhordott és még meg nem kötött friss betonnak megoszlóan elhelyezkedő tömege a sok pontban megtámasztást adó állványrendszernek az alkalmazását teszi lehetővé. A betonanyag terhének sok pontban való elosztása következtében az egyes csomópontokra aránylag nem nagy terhelő erő jut és így lehetővé válik a viszonylag kis átmérőjű és kicsiny falvastagságú acélcövek alkalmazása. Az ilyen állvány elemei kicsiny súlyuk miatt könnyen szállíthatók és szerelhetők. Az ilyen berendezésnél a sokszori felhasználás lehetősége, vagyis az egyes elemek szabadlásának és szerkezeti átalakításának elkerülése jól biztosítható, csavaros csőbilincsek, teleszkopikus csővégződéses stb. alkalmazása útján.

2. Vasszerkezetű hidak szerelésénél a megtámasztás rendszeren csak a keret-

távolságokban levő kereszttartóknál — tehát aránylag kevés pontban — szükséges, ahol már nagy súly jut koncentráltan az állványra. Ezért itt nagy átmérőjű acélcsővek alkalmazására van szükség. Abban az esetben, ha nagyon nagy koncentrált terhet kell egy-egy alátámasztási helynél felvenni, egyetlen cső helyett több csőből, osztott szelvényű rúdként kialakított oszlopokat alkalmaznak. Ilyen elrendezésű csőállvány van az Erzsébet-híd újjáépítésénél tervekbevéve, a lánckötegek alátámasztásához.

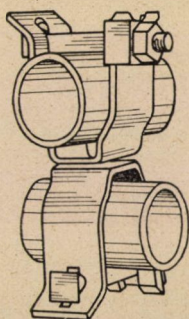
Felmerül az a kérdés, vajon az alkalmazandó csőanyag a kétféle rendszerben nagyszilárdságú acél, vagy pedig csak közönséges folytvas legyen-e. Az állványzat teherviselő elemei, amelyeket a főerők felvételére alkalmaznak, nyomott csövek (oszlopok), amelyeknek karcsúsága 60—100 körül szokott lenni. Az ilyen karcsúság mellett a nálunk szóbajöhető 50.35.S és 36.24.S minőségű acéltanyagok kihajlási szilárdsága között még 20—30% előny van a nagyobb szilárdságú anyag javára. Megjegyezzük, hogy külföldön 65-ös szakítószilárdságú és magas folyási határú acéltanyagokat alkalmaznak acélcsőállványoknál, ahol még nagyobb a kihasználhatóság mértéke a folytvashoz képest. Végeredményben a nagyszilárdságú acéltanyag alkalmazása indokolt, anyagmegtakarítás kétségtelenül elérhető, mert azonos megfogási távolság esetén a nyomott cső nagyobb erővel terhelhető, illetve azonos erő esetén ritkább megfogás is elegendő.

A gyártási eljárást illetően hídépítési célokra kizárólag Mannesmann csövek jöhetnek szóba. A csőnyomópadon ugyanis nagyszilárdságú anyagot nem tudnak alkalmazni és a méretek sem biztosíthatók olyan pontossággal, mint a Mannesmann csöveknél. Hídépítési állványoknál csakis minőségileg előírt, műben szabályszerűen átvett csőanyag alkalmazása kívánatos. Selejtcsöveket alkalmazni nem szabad, mert a falvastagságban lehetséges nagy eltérések és anyaghibák nagy veszélyt jelentenek. A selejtcsövek egyébként is csak 15%-kal olcsóbbak, mint a minőségileg műben átvett jó csövek.

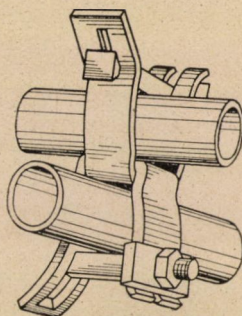
A falvastagságra megengedett tűrés-határokat a cső mindkét végén 30—30 cm hosszú szakaszon kell ellenőrizni. A gyártási technológiából következik, hogy a két végükön megfelelő csövek vastagsága közben sem térhet el lényegesen.

Mind a sűrűhálózatú, mind a nagyátmérőjű csövekből készült csőállványt közvetett vagy közvetlen megtámasztással szokták a teherviselő altalajra építeni. Evégből vagy az alépitmény betonalaptesteire — esetleg külön e célból épített kis teherelosztó beton alaptestekre — vagy egy alsó állvány facölöpjeire támasztják. Acélcső cölöpöket csak egészen kitűnő, sziklás keménymárga vagy kemény kavicsos altalaj esetében szoktak az alsó állványnál felhasználni, mindig az altalajra támasztva. Köpenysúrlódás útján való teherátadás ugyanis az acélcsőcölöpöknél nem gazdaságos, mert a vas súrlódási ellenállása kicsiny, és így a teljes erő biztos átadására a tapasztalat szerint nagyon hosszú acélcső cölöpökre lenne szükség. Az ilyen hosszú csőcölöpöknek kihúzása sem volna lehetséges az építés után.

Vasúti hídprovizóriumoknál és hídállványoknál kedvező tapasztalatokkal alkalmaztak nagytérű csövekből készült jármokat. A járom oszlopai két-két csőből állottak, melyek teleszkopikusan egymásba tolhatók a 6. ábrán feltüntetett megoldáshoz hasonlóan. Az oszlop hossza a homok mennyiségének változtatásával állítható be a kívánt méretre. A hosszváltoztatásra 1,0—1,5 m játékot biztosítottak. Az állvány leeresztése a homok kieresztésével egyenletes, lassú ütemben hajtható végre. Száraz a homok esetén ez nagyon könnyen megy, de a leeresztés átnedvesedett homoknál sem tart sokáig, csak alulról a kieresztőnyíláson keresztül kell a homokot kikaparni. A merevítéseket szögvasakkal



2. ábra. Mills-féle mérőleges bilincs



3. ábra. Mills-féle csuklós bilincs

oldották meg, amelyeket a teherviselő oszlopokra rászorított kengyelekhez csavarral erősítettek hozzá.

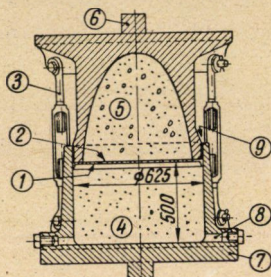
Az ismertetett módon kiképzett jármok használhatók lennének alacsony állványoknál, ahol az oszlopok betonlaptestre, vagy teherelosztó rácsra támaszkodhatnának és használhatók lennének cölöpjármoknál is feltétjáromként. Ugyanilyen módon lehetne ezeket az acélsőjármokat provizóriumoknál is alkalmazni.

A csóállványoknál fontos feladat a kapcsoló elemek helyes kialakítása. A külföldön alkalmazott bilincsek közül kis súlyuk és könnyű kezelhetőségük miatt a Mills-féle bilincsek látszanak legmegfelelőbbeknek (2. és 3. ábra). A magasépítési állványoknál is ezeket alkalmazzák, nagyon kedvező tapasztalatokkal. Általában még az eredeti Mills-féle szállítmány bilincseit használják. Történt ugyan egy kísérlet a bilincsek hazai legyártására a Salgótarjáni Acélárugyárban, de a rossz anyag és rossz technológia miatt a bilincsek nem voltak eléggé rugalmasak és szívósak, könnyen törtek, szemben az eredeti Mills-féle bilincsekkel, amelyek gyakorlatilag akárhány alkalmazást elbírnak, illetve az elvesztésig tartanak. Jelenleg a Magyar Acélárugyárban folyik gyártási kísérlet az eredetihez hasonló nagyszilárdságú rúgóacél felhasználásával.

Az állványoknál fontos követelmény az egyenletes kiállványozás lehetőségének biztosítása. E célból ékes, tuskós vagy csavaros leeresztő berendezéseket

szoktak alkalmazni. A külfölddel ellentétben nálunk kevésbé alkalmazzák leeresztő berendezésként a homokhengereket, holott ezek megbízhatóknak bizonyultak abban az esetben, ha a homokot nedvesség ellen bőrtömítések útján megfelelően szigetelik. A 4. sz. ábrában tüntettünk fel ilyen elrendezést.

A csöveknek ismételt felhasználhatósága céljából teleszkopikus végződésű csöveket alkalmaznak, amelyeknél a cső hossza csavarmenettel vagy homokhengerrel szabályozható. Az 5. sz. ábrában 60 mm \varnothing acélcső teleszkopikus kiképzését mutatjuk, amelynél a cső hossza csavarmenettel szabályozható.



- 1 csavarok által rögzített fémlemez
- 2 bőr betét
- 3 feszítőcsavarok az elhelyezéshez
- 4 homok
- 5 beton
- 6 központosító csap
- 7 acél öntvény
- 8 nyílások
- 9 vízzáró tömítés

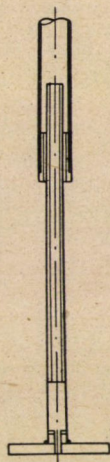
4. ábra. Leeresztő homokhenger

A 6. sz. ábrán egy nálunk bevált homokhengeres csőmeghosszabbító van feltüntetve.

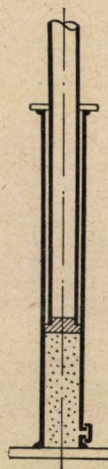
Vasbeton hidak pályalemezének, pályatartóinak és főtartóinak zsaluzásához, valamint a zsaluzás merevítéseikhez rendkívül nagy famennyiség beépítésére van szükség, deszka, palló és gerenda alakjában. Vasbeton ívhidak íveinek és keresztkötéseihez zsaluzása és a zsaluzást merevítő sűrű kalodák is hatalmas famennyiséget igényelnek. A hídszerkezeteknél alkalmazott nagyobb cementadagolás miatt a kizsaluzásnál a palló- és deszka-anyagnak aránylag nagyobb százaléka megy tönkre, mert a palló jobban tapad a betonhoz. Ezért azok újra való felhasználása csak kevesebbszer lehetséges. A közelmúltban épített 50 m nyílású vasbeton ívszerkezetnél az állványozáshoz szükséges 266 m³ faanyagból a zsaluzáshoz és a zsalu merevítésekhez 101 m³ volt beépítve, vagyis az egész állványfa mennyiségének 38%-a.

A fenti adatokból kitűnik, hogy faanyagtakarékoság szempontjából rendkívül fontos volna a zsaluzás és merevítések megoldása vastáblákkal, ille-

tőleg idomvas rudakkal. Erre külföldön történtek kísérletek. Magyarországon inkább csak a magasépítésben alkalmaztak sikeresen vaszszerűzást, nagy sík felületek kiképzésénél és vasbeton oszlopok építésénél. Hídépítéseknel mindössze néhány hídfő és pillér felmenőfala készült vaszszerűzással. A Magyarországon alkalmazott vaszszerűzés Tóth-Kecskés Pál főmérnök tervei és eljárásai szerint nyert kivitelezést. Mintegy 30 000 m² felületet zszerűztak az ő eljárása alapján, ami lényeges gazdasági megtakarítással járt.



5. ábra. Csavaros csővégződés



6. ábra. Csőhosszabbító homokhenger

A vaszszerűzésnek előnye, hogy úgyszólván korlátlanul használható, mert míg a faanyagnál hídszerkezetek esetében kb. háromszori felhasználást lehet alapul venni, vaszszerű táblákat úgyszólván akárhányszor lehetne alkalmazni. Feszített vasbeton tartók előregyártásánál pl. többszázszor, sőt egyes esetekben több ezerszer is használtak vas zsűrutáblákat és merevítéseket, amelyek 3–5 mm vastag vaslemezről és cca 50 × 50/5-ös merevítő szögvasakból állottak.

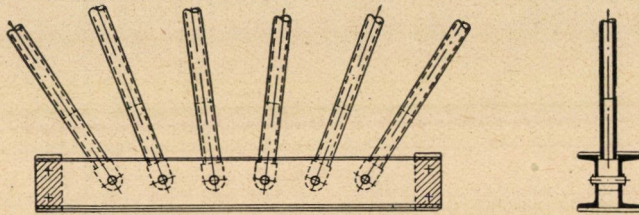
A vaszsűrutábla jó hővezető, ezért felhasználásánál bizonyos elővigyázattal kell eljárni. Fagyban nem szabad vaszsűrutatot használni — hacsak nem létesítünk külön hőszigetelő burkolatot —, mert a beton szélső rétegei túlságosan lehűlnek és nem szilárdulnak meg eléggé, sőt esetleg ki is fagynak. Erős nap-sütésnek kitett vaszsűrutat viszont átforrósodhat, alkalmazását tehát ilyenkor is kerülnünk kell, vagy az átforrósodást különösen gondos, állandó locsolással, illetve beárnyékolással kell megakadályoznunk.

A vaszsűrutat akkor gazdaságos, ha sokszori felhasználására van lehetőség. Feltétlenül rendszeresítendő tehát nagy sík felületek esetén, ahol a sík zsűrutáblák minden nehézség nélkül alkalmazhatók és merevítésük is könnyen megoldható. Így pl. kitűnően használható vasbeton lemezhidak alsó felületének

zsaluzásához, amint azt a későbbiekben ismertetendő állványtervünkénél fel is használtuk.

Tört vagy íves felületek esetén a probléma már nehezebb, de nagy faanyag hiányunkra való tekintettel mégis szükség volna gerendahidak és ívhidak vasbetonszerkezeteinek zsaluzásához és annak merevítéséhez is terveket kidolgozni és azokat egyes jellegzetes hídrendszereknél alkalmazni, egyrészt az eddigi bel-földi tapasztalatok, másrészt az erre vonatkozó külföldi irodalom alapján. A zsaluzás és merevítés vasszerkezeti berendezései minden valószínűség szerint a csőállványokra kimutatott 12 évnél rövidebb idő alatt lennének kifizetődők.

A Magyarországon az utóbbi években sorozatosan épülő középnyílású alsópályás vonókábeles vasbeton ívhidak állványozásához a 8. sz. ábrában fel-

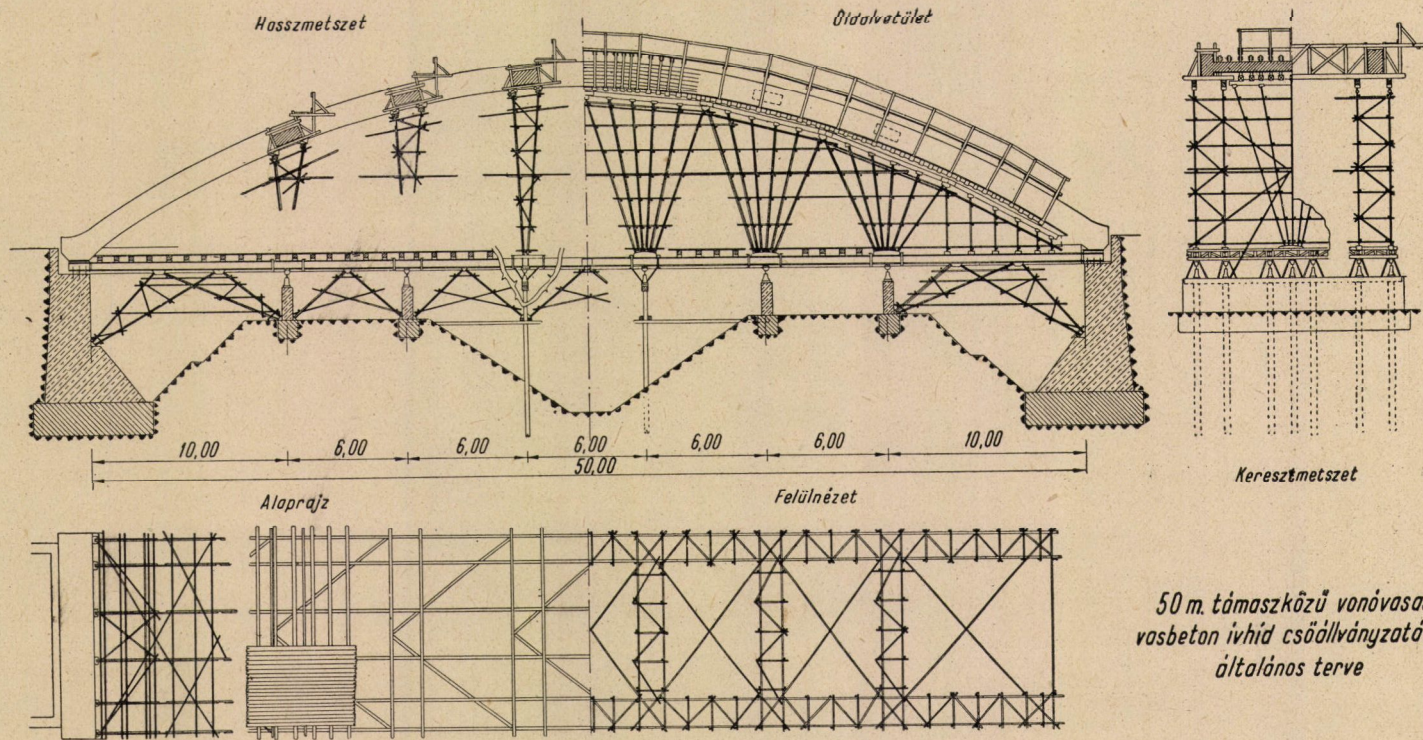


7. ábra. Legyezők alatti állítható csőtálp

tüntetett vázlatot dolgoztuk ki. A felső állvány teherviselő elemei legyezőszerűen vannak elrendezve. A csövek felül csavaros végződéssel vannak ellátva és így hosszuk a szükséges méretre pontosan beállítható. A legyező elemei egy közös csőtálp-ra támaszkodnak, melynek egyes részei különböző ferdeségre beállíthatók. A 7. sz. ábrán tüntettünk fel ilyen csőtálp-ot, amely bármilyen hajlásszögű csövekből álló legyező alátámasztására felhasználható. A csőtálpak hosszirányban futó I vasgerendákra fekszenek fel, melyeket ezeken a helyeken csavaros emelők támasztanak alá, és a szerkezet súlya ezeken a helyeken adódik át az altalajra teherelosztó beton alaptestek, illetve facölöpök útján.

Az I-tartók az állvány hosszirányú merevségét biztosítják és egyúttal a pályalemez állványául is szolgálnak (a pályaszerkezet csak egy egyszerű, bordanélküli pályalemezből áll). Ezért a közbenső pontokon kisebb csőállvánnyal támasztjuk alá. Ezek az alsó kis csőszerkezetek ugyancsak az előbbi alaptestekre és cölöpökre, illetve a végleges hídfőre támaszkodnak. Leeresztésükre felhasználhatók a csavaros csővégzések, mivel mindenütt csak egy-egy cső támaszkodik, kivéve a szélső mezőkben, ahol viszont a leeresztés homokhengerekkel oldható meg.

A szélerőkkel szembeni merevséget a keresztartók helyén kiképzett függőleges síkú szélrácsok, egy vízszintes síkú szélrács, és egy, az ív vonala alatt futó, törtvonalozású szélrács révén biztosítjuk. Alul az I-tartók síkjában szintén



8. ábra. Vonókábeles vasbeton ívhíd állványterve

szélrács van kiképezve. A stabilitás fokozására a szélrácsok a csavaros emelők kiiktatásával az alapfalakhoz közvetlenül is ki vannak támasztva, illetőleg horgonyozva. Ezeket a kapcsolatokat a csavaros emelők mozgatása esetén természetesen fel kell oldani.

Az állvány nemcsak legyezőszerűen oldható meg, hanem függőleges elrendezéssel is. Mindkét esetben kb. azonos az anyagszükséglet, mert az alátámasztási pontok és így a főteherviselő elemek száma azonos, a főteherviselő elemek hossza is közel ugyanakkora, a merevítések sűrűsége is megegyező. A legyezős elrendezés javára valami kevés különbség mutatkozik amiatt, hogy alul nincsenek végigmenő vízszintes elemek, de ezt kb. kiegyenlíti az a körülmény, hogy a legyező oszlopai kis mértékben hosszabbak, mint a függőleges oszlopok. A legyezős elrendezést két ok miatt választottuk. Egyik az, hogy itt a főteherviselő elemek a tartó síkjában önmagukban is merev hálózatot alkotnak, a másik, hogy így az állványleeresztés kevesebb helyen történik, mint függőleges osztás esetén.

Az ilyen acélsőállványnak a szélnyomás felborító hatásával szembeni stabilitását a csőállvány összefüggő szerkezete miatt egyszerűbben lehet biztosítani, mint faállványnál, ahol a csapos kötésekből a szél az állványt kiemelheti, úgy hogy faállvány esetében a keresztirányú stabilitás biztosításáról sok esetben külön lehorgonyzással drótkötél útján kell gondoskodni.

A csőbilincsek Mills-rendszerűek, melyeknél számítás szerint a felvehető kb. 2000 kg súrlódó erőnek 1/5 része van csak kihasználva.

A pályaszerkezet zsaluzatát legcélszerűbb vaszsalutáblák alkalmazásával megoldani, mert a pályaszerkezet egyszerű vasbeton lemez, melynél alul egy összefüggő hatalmas sík felület adódik, ami kitűnő alkalmazási lehetőség a vaszsalutáblák részére. Az alsó állványnál mind a zsaluzatot, mind az állványt illetően felhasználható a következőkben ismertetendő vázlattevé, melyet vasbeton lemezhidak állványozására dolgoztunk ki.

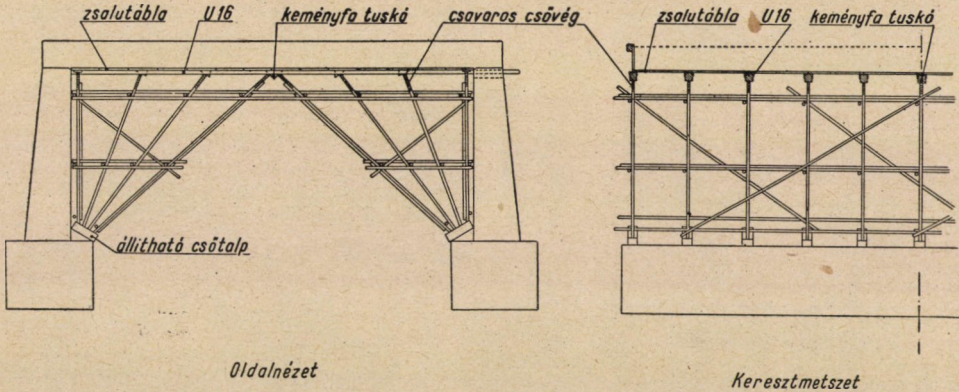
Magyarországon a közúti hidak legnagyobb részét a 2—10 m nyílású kis vasbeton hidak teszik ki. A második ötéves terv során az állami utakon 900 fahíd és provizórium átépítésére van szükség, melyeknek legnagyobb részét kisnyílású vasbeton lemezhidakkal oldjuk meg. A hidak építésének előkészítésére vázlattevével dolgoztunk ki egy 7,00 m nyílású, 3,00 m hídfő magasságú vasbeton lemezhid beállványozásához csőállvánnyal (9. ábra).

Ennél az állványozási rendszernél is közvetlen támaszkodással, centrikusan adjuk át a főerőket. Rendkívül nagy előnyt jelent az, hogy a teljes nyílást az állvánnyal áthidaljuk és alátámasztásul a végleges hídfőt használjuk fel. Ezáltal megtakarítjuk a cölöpözést a patakmederben és általában az állvány külön alapozását.

A főerők felvételére két legyezőt képeztünk ki, melyek a zsaluzást feszítő-műszerűen támasztják alá. A legyezők alul a 7. ábrán látható csőtalpához hasonló csőtalpra támaszkodnak, melyek a végleges alaptesteken vannak elhelyezve.

A feszítőmű felső gerendája egy lefelé fordított hengerelt U-gerenda, mely egyúttal a zsaluzat közvetlen alátámasztására szolgál. Az U-gerendához a csövek kis fatuskók közvetítésével támaszkodnak, melyeket vízszintes irányú elcsúszás ellen az U-gerenda lyukain átdugott biztosítóvasak fognak meg. A főerőket viselő elemek pontos hosszbeállítása céljából itt is csavaros csővégződéseket alkalmazunk.

Keresztmetszetileg ezek a legyezős feszítőművek méterenként vannak elhelyezve, függőleges helyzetben. Amennyiben valami okból kívánatos, hogy



9. ábra. Vasbeton lemezhid állványterve

az állvány felül szélesebb legyen, mint az alaptest, akkor a szélső feszítőmű ferdén is elhelyezhető.

A merevítéseket a legyező síkjában rácozással oldottuk meg, a legyezők síkjára merőlegesen pedig két vízszintes, egy függőleges és egy ferde síkú szélrácot képeztünk ki. Olyan esetben, amikor a hídfők mozdulatlansága vízszintes értelemben nem látszik biztosítottnak (vasbeton cölöpös hídfők esetén), a hídfőket feszítőcsavaros vonóvasakkal kell egymáshoz képest rögzíteni.

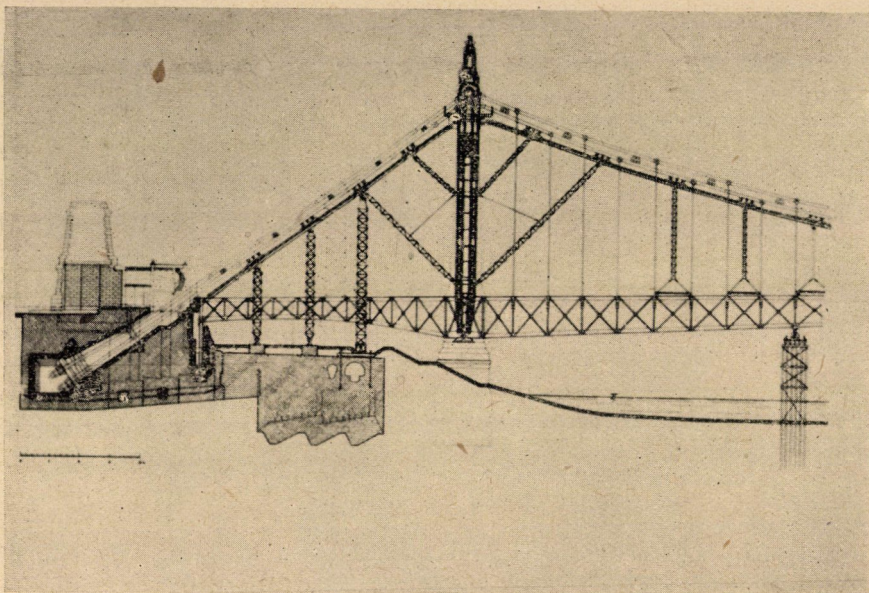
A vasbetonlemez alsó zsaluzását vas zsalutáblákkal oldottuk meg. A zsalutáblák az eddig alkalmazott négyzetes alaktól eltérően téglalap alakúak és nemcsak a széleiken vannak merevítve, hanem közben is, hogy ezáltal a vékony vaslemez görbüléseit elkerüljük. A zsalutábla széle ráhegesztett szögvasal vagy laposvasal merevítendő, a közbenső merevítéseket T vasakkal célszerű megoldani.

A ritkahálózatú fémállványok felhasználására nagy vashidak szerelésénél kitűnő példa az Erzsébet-híd szerelésére Lébényi László kartársunk által javasolt és kidolgozott vázlaterv (10. ábra).

Az Erzsébet-híd szerelésénél többirányú állványozási feladatok jelentkeznek. A pesti oldalon a megmaradt szerkezetek (pylon, horgonylánc és merevítő-tartó) biztosítandók úgy, hogy a lánc leszerelhető és kijavítás után visszaserel-

hető, a pylon kijavítható, a merevítőtartó elbontható és az új merevítőtartó megépíthető legyen. A budai oldalon az állványnak csak az építést kell szolgálnia. A medernyílásban a merevítő tartó szabad szereléssel épül, alátámasztásához előreláthatólag öt cölöpjáromra lesz szükség. Végül a mederlánc szerelése a merevítőtartóra támaszkodó állvánnyal végzendő.

A szokásos állványozási módszerekkel hatalmas légteret kellene beállvá-



10. ábra. A budapesti Erzsébet-híd állványterve

nyozni. A vázlattevé szerinti állvánnyal viszont ezt a nagy légteret átszelve nagyobb távolságokban létesítünk alátámasztási pontokat. Ennek előnye több szempontból is megmutatkozik. Elsősorban abban, hogy minimális anyagmennyiség szükséges. Az egész felső állvány vasanyag szükséglete csövekkel, I-gerendákkal, merevítésekkel együtt kb. 100–110 tonna. Másik előnye, hogy nem foglalja el a teret, tehát a szereléskor sokkal szabadabb mozgási lehetőségek vannak. A ritka hálózatos állvánnyal a kényes helyek kikerülhetnek, pl. a pesti parti nyílásban a lánc alátámasztására és a pylon biztosítására szolgáló állvány terpesztve építhető, és így a régi merevítőtartó leszerelésére és az új merevítőtartó építésére szabad tér áll rendelkezésre, tehát az a lánc szerelésével egyidejűleg végezhető. A budai oldalon a lánc és a pylon szerelésére szolgáló állvány csak a merevítőtartó megépülte után készül, ezért ott terpesztésre nincs szükség, de az oszlopok ott is a merevítőtartóktól függetlenül az alaptestre támaszkodnak. Ezzel elérjük azt, hogy a merevítőtartó a parti nyílásokban terheletlen és erő-

játéka pontosan számítható. A parton levő oszlopok terheit ugyanis pontosan számítani lehetetlen, mert a horgonyláncok és az állvány bekötése folytán felépő bizonytalan nagyságú ferde erők az erőjátékot teljesen megzavarják.

A tiszta erőjáték szempontjából nagy a jelentősége annak is, hogy a terhelésből és a hőmérséklet változásból származó alakváltozásokra szabad mozgási lehetőség biztosítható.

A merevítőtartók alátámasztására szolgáló cölöpjármok szintén acélcsövekkel készíthetők, mert a cölöpökkel kemény kiscelli agyagra, illetve a budai márgára állhatunk rá, tehát nincs szükségünk a köpenysúrlódás kihasználására. A cölöpökhöz 25—30 cm átmérőjű, minőségileg átvett acélcsöveket használnánk fel. Selejtcsöveket semmiképpen nem alkalmazunk, mert a nagy vízmélység miatt a cölöpök kihajlással szembeni megfogása nem lehet elég sűrű. A feltétjáromnál már szó lehet selejtcsövek alkalmazásáról is, mert ott már a merevítések tetszés szerint sűrűsíthetők és az esetleg kisebb teherbírású cső terhelését a többi átveszi. A cölöpjármokhoz kb. 500—550 tonna vasanyag szükséges.

Az előadáshoz hozzászóltak :

MESTER ISTVÁN,

aki egyetért a bemutatott csőállvány-méretezési és tervezési irányelvekkel, ajánlja, hogy hídépítéseknel a magasépítésben használatos csőméretek alkalmaztassanak, így azok felhasználási területe lényegesen bővülne. A vasbeton ívhidak állványozására vonatkozólag bemutatott sugaras elrendezésű rendszer terveit világos, könnyen áttekinthető, jó erővonal vezetésük miatt igen gazdaságosaknak és könnyen kivitelezhetőeknek tartja.

BARTA JÓZSEF

szükségesnek tartja, hogy a csőállványokat először kishidak építésénél próbálják, a magasépítési csőállvány felhasználásával. Előkészítésképpen magyar gyártmányú csőbilincsekkel kellene szilárdsági-, állványszerelési és állványzat terhelési próbákat tartani.

J. WÜNSCH

a szabad szereléses építés előnyeire tért ki hozzászólásában.

TURBÓGENERÁTORALAP ÉS ERŐMŰ ÉPÜLETSZERKEZETÉNEK ÚJSZERŰ REZGÉSVIZSGÁLATA

MAJOR SÁNDOR,

A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK KANDIDÁTUSA

(MÉLYÉPÍTÉSI TERVEZŐ VÁLLALAT, BUDAPEST)

Az ipari szeizmika jelentősége

Az ipar és közlekedés az elmúlt évek folyamán nagyarányú fejlődésnek indult. Nagymértékben megnövekedtek a gépegységek teljesítményei, járművek sebességei és ezzel egyidejűleg megnövekedtek az egységek méretei is. A fejlődésnek ez az iránya a dinamikus erőhatásoknak fokozott figyelembevételét igényli, és ezért rezgés technikai vonatkozásban új feladatokat állít a mérnökök elé. A méretek és a teljesítmények növelése következtében a dinamikus erőhatásoknak a környező épületekre gyakorolt rezgést keltő befolyása is nagyobb mértékben érvényesül. Az anyagtakarékoság szempontjai mind az épületszerkezeteknél, mind a gépalapoknál a gazdaságos méretekre való törekvést kívánják meg, és így ezeknek a követelményeknek könnyebb, feloldottabb szerkezetek és építőanyagok felelnek meg, ill. kerülnek alkalmazásra.

Az ipari épületek tervezésénél mind nagyobb mértékben terjednek el a karcsú méretű előregyártott szerkezetek, amelyek rezgések felvétele szempontjából a monolit szerkezetnél érzékenyebbek. A fentiek alapján nyilvánvalóan indokolt az a figyelem, amelyet a rezgés tan legújabb ága, az ipari szeizmika iránt tanúsítanak. Itt rá kell mutatnunk arra, hogy a rendkívül nagy teljesítményű kovácsoló, sajtoló, törő és forgattyúkaros gépek mellett különösen a nagy fordulatszámú turbógenerátoroknál mutatkozik nagyarányú fejlődés, hiszen ma már mind a Szovjetunióban, mind az Egyesült-Államokban is gyakran készítenek 100—150 MW teljesítményű turbógenerátorokat. Az ilyen nagy teljesítményű gépek rezgéseinél a fellépő dinamikus erőtényezők is nagyok, és azokat nemcsak a gépek alapozásánál, hanem a talajban továbbterjedő hullámok közvetítésével a környező épületekre átadódó hatásaiban is kellőképpen figyelembe kell venni.

Rezgéstani számítások szempontjából azok a feladatok kezelhetők a legegyszerűbben, amelyeknél a rugalmas rendszerben a tömeget koncentrálnak, a rugót súlytalannak, a csillapítást pedig elhanyagolhatónak lehet tekinteni. Ezek a körülmények az ipari szeizmikában előforduló feladatoknál ilyen kedvező összeállításban nem állnak fenn. Az épületszerkezetek tömegei és a talaj tömegei

nem tekinthetők egy pontban koncentrálnak. A rugót, illetve a rezgő tömeget képviselő és a feltételezett belső rugalmasságával szereplő építőanyagot sem tekinthetjük súlytalanoknak. A csillapítást el lehet hanyagolni, ez azonban csak a gazdaságosság rovására történhet meg. A csillapítási tényező kellő felvétele az elméleti megfontolásokon kívül még gyakorlati vizsgálatokat is igényel. A feladatok matematikai formulákkal való megoldása elméletileg csak egészen közelítő, és az anyagállandók bizonytalan felvétele is hozzájárul ahhoz, hogy a számításokból kiadódó eredményeket csak kellő óvatossággal kezelhetjük. Feltétlenül szükséges tehát, hogy a számítási eredményeket mérések útján ellenőrizzük és a valóságot legjobban megközelítő számítási eljárásokat a nyert tapasztalatok alapján alakítsuk ki kellő kritikával.

Rezgésvizsgálatokat mind külföldön, mind hazai viszonylatban eddig is végeztek, de azokra főleg akkor került sor, amikor már elkészült és üzembehelyezett épületeknél, akár tervezési, akár kivitelezési hibák miatt, károk léptek fel. A rezgésvizsgálatok a károk okainak megállapítására szolgáltak, hogy ezek alapján a kiküszöbölés módja megoldható legyen, és a kapott eredményekből csak elszórtan voltak elméleti következtetések is levonhatók.

Kutatási szempontból elsőrendű fontosságú azonban az, hogy a rezgéméréseket ne csak akkor végezzük el, amikor már valami károsodás jelentkezik, hanem végezzük el azokat rendszeresen, megépült gépalapokon és a kapcsolatos épületeken még akkor is, ha rezgéstani szempontból rendellenesség nem mutatkozik. Az ilyen módon gyűjtött tapasztalati adatok a megbízható számítási eljárások kialakításához szükségesek és módot nyújtanak arra, hogy a számított eredményeket utólag ellenőrizzük.

Számos egyéb feladat is megoldható rezgéméréssel: így rezgémérések útján megállapíthatjuk a szabadon felfekvő és a befogott tartó szélső állapotai közötti részleges befogás mértékét.

Előregyártott — főleg a végleges kiképzésnél nem monolitikus — szerkezeteknél is fontosak a rezgémérések. Itt pl. a rezgésekre való tekintettel meg kell akadályozni a tartók felemelkedését, mert amíg monolit szerkezeteknél a szerkezeti elem egyidejűleg kerülhet rezonanciába, feloldott szerkezetnél a feltámaszkodó elemről átadódó új rezgésforrás formájában is adódik át rezgés az alátámasztott szerkezetekre. Míg felbontott szerkezetek esetén a csillapítás csak a rezgésátviteli tényezővel redukált mértékben történik, mert a csillapítás arányos az abszolút deformációval, monolit szerkezeteknél a deformációs kényszer miatt a szerkezet monolitikus egésze okoz csillapítást. Mindezek a kérdések rezgémérések útján tisztázhatók megbízhatóan.

A rezgésszámoknak mérésével egy tartószerkezet több pontján módunkban van a tartó deformációs alakjára is következtetéseket levonni.

Ezen kívül rezgémérések alapján megállapíthatjuk, hogy az építményen fellépő rezgések nem jelentenek-e veszélyt a szerkezetre. De ezen túlmenőleg — ha azok a szerkezet állagára még nem veszélyes mértékűek — fiziológiai vonat-

kozásban az üzemben dolgozó személyekre, vagy termelési vonatkozásban a technológiai folyamatra károsnak mutatkozhatnak.

Turbógenerátorok bepörgetésénél elvégzendő vizsgálatok jelentősége

A jelen tanulmány tárgyát képező újszerű rezgésvizsgálatokat egy erőmű turbógenerátoralapján és a részben előregyártott szerkezetekkel kialakított erőmű-épületen végeztük el.

Méréseinket az első üzembehelyezett turbógenerátor-egység üzemi próba-beindítása alkalmával végeztük el abból a célból, hogy a bepörgetés során folyamatosan változó gerjesztő frekvencia mellett módunkban legyen mind az alapok, mind az épületszerkezeti részek viselkedését megfigyelni.

A turbógenerátor bepörgetésénél és leállításánál terheletlen állapotban általában a gyakorlatban ritkán végeztek el olyan méréseket, amelyek mind a turbógenerátor-alapokra, mind az épületek szerkezeteire is kiterjedtek volna. Az ilyen rezgésvizsgálatok azonban nagyon komoly jelentőségűek.

Általában ismeretes, hogy a nagy fordulatszámú turbógenerátorok alapjai — eltekintve egyes kivételesen kis önrezgésszámú szerkezetektől, mint amilyen az acél, vagy karsú vasbetétvázzal rendelkező szerkezetek — a függőleges önrezgések szempontjából rendszerint föléhangoltak, tehát önrezgésszámuk meghaladja az üzemi fordulatszámot. Az előbbi kivételesnek minősített szerkezeteken kívül is általában az alapok vízszintes önrezgésszámai rendszerint alacsonyabbak az üzemi fordulatszámnál és így föléhangolt alapoknál is a vízszintes rezgések szempontjából a legtöbbször aláhangelés esete áll fenn.

Amióta előregyártott, vagy előregyártással kombinált karsú vasbetonváz szerkezetű gépházak építésére tértek át, az épületszerkezetek elemeinek önrezgésszámai általában alacsonyabbak az üzemi fordulatszámnál és ezeknél szintén aláhangelés esete áll fenn. Kétségtelen, hogy a gép felpörgetésénél igyekeznek a főtengely kritikus fordulatszámán gyorsan keresztüljutni és így felpörgetés közben csak rövid időn át léphet fel egyfajta gerjesztő frekvencia.

A leállásnál azonban már hosszabb (40—60 perces) leállási idő figyelembevételével számolhatunk, avval, hogy valamennyi frekvencia $\pm 5\%$ -nyi sorozatában a forgórész 1—2 percig forog, ami teljesen elegendő ahhoz, hogy egyes aláhangelő elemek önrezgésszámai néhány percig a fordulatszámmal megegyezzenek és így a rezonancia állapotába kerüljenek. Fennáll ilyen módon az a veszély, hogy valamennyi szerkezeti elem rezgési amplitúdói jelentékenyen megnövekednek, akár azért, mert a turbógenerátor időleges fordulatszámára rezonálnak, akár azért, mert a forgórész saját kritikus fordulatszámán áthaladtában a gerjesztőerő megnövekedik. Végeredményben tehát fennáll annak a lehetősége, hogy átmeneti jelleggel ugyan, de olyan nagy mértékű rezgések lépjenek fel, amelyek az átmeneti jelleg ellenére is károsak lehetnek. A szerkezetek méretezé-

sénél a fenti lehetőségeket feltétlenül figyelembe kell venni, és éppen ezért indokoltnak látszik, mind a régebben Rauschtól származó, mind az újabb Barkanfélé és TU 60—49 szovjet gépalapozási szabályzatban is lefektetett számítási eljárásokat revízió alá venni. A Barkan kutatásait kiegészítő újabb kutatások, amelyek több turbógenerátor vizsgálatára terjedtek ki, sok tekintetben tovább vitték a kérdéseket kísérleti alapon. Az ezek alapján kialakított új és egyszerűsített méretezési eljárás került javaslatba ez évben megjelent könyvben,* mely a felpergetésnél és leállításnál fellépő és a méretezés szempontjából számbajövő dinamikus erőhatásokat is figyelembe veszi. Az átmeneti rezonanciákra is kiterjedő tudományos jellegű első ilyen rezgésvizsgálatot a jelen tanulmány tárgyát képező esetben folytattuk le. A mérés célját, eszközeit, az értékelési módozatokat és az eredményekből leszűrt következtetéseket kívánom a továbbiakban ismertetni :

Újszerű vizsgálati módszer nagyszámú egyidejű rezgésméréssel

Rezgésméréseinket megelőzően, egy esztendővel korábban egy vizsgálat már lefolyt, amelynek során az előgyártott elemeket, részint az előregyártás helyein, részint már a beépítés után, ütéssel rezgésbe hozták és azok önrezgés-számaikat megállapították. Tehát a jelenlegi feladat megkezdése előtt egyes beépített szerkezeti elemekre már voltak előzetesen megállapított kísérleti adatok.

Jelenlegi méréseinknél, röviden összefoglalva, feladatunk az volt, hogy a turbógenerátor első bepörgetésénél mintegy 40—50 percnyi idő alatt, több közbülső fordulatszámom, a gépalap több pontján és számos épületelemnél egyidejűleg végezzünk rezgésméréseket, illetőleg olyan felvételeket létesítsünk, amelyek az utólagos kiértékelés céljainak megfelelnek.

A fent vázolt feladat jellegéből nyilvánvaló, hogy azt a szokásos rezgés-vizsgálati módszerekkel nem volt módunkban lebonyolítani, mert nagymennyiségű észlelő műszerre és nagyszámú kezelőszemélyzetre lett volna szükség. De ezen felül is nehezen lett volna megoldható az egyes felvételek között az egyidejűség, a szinkronizáció biztosítása egyszerű eszközökkel.

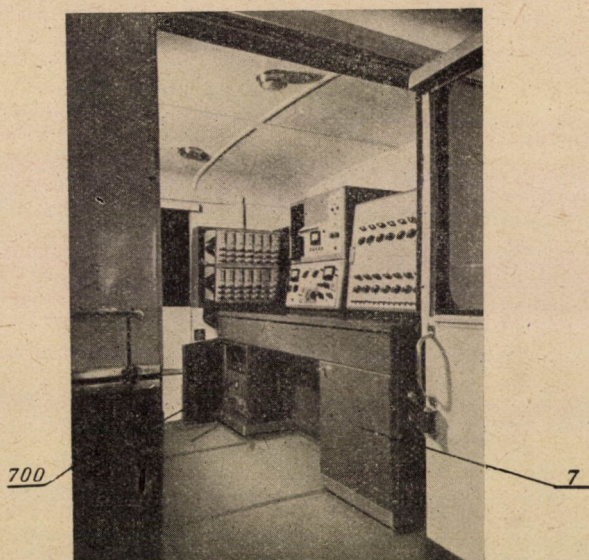
A felmerült problémát a szerző elgondolása szerint alkalmazott, új szinkronizált rezgésvizsgálattal oldottuk meg.

Az egyébként ismeretes rezgésvizsgálati módszerekkel részletesen nem óhajtok itt foglalkozni, azokat csak megemlítem és velük csak olyan mértékben foglalkozom, amint az az általunk alkalmazott módszer megindokolásához szükséges.

A rezgésvizsgálatoknál eddig használt regisztráló műszerek mechanikus vagy elektromos működésűek. A mechanikus működésűek, mint pl. az ismert

* Major Sándor : Gép- és turbinaalapok számítása és tervezése. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1956.

Geiger-féle *vibrográf*, megfelelő áttételek segítségével a rezgési jelleggörbét grafikus úton rögzítik. Ebbe a kategóriába kell sorolni azokat a félelektromos típusú műszereket is, amelyek a nagyítást elektromos úton végzik, de a felvételek rögzítése mozgó tű segítségével mechanikus úton történik. Az ilyen típusú műszerekkel kapcsolatban szerzett tapasztalatok azt mutatják, hogy ezeknél egyrészt a nagyítás mértéke rendszerint nem kielégítő, másrészt pedig a mechanikus íróberendezés viszonylag nagy tehetetlensége folytán, különösen a maga-



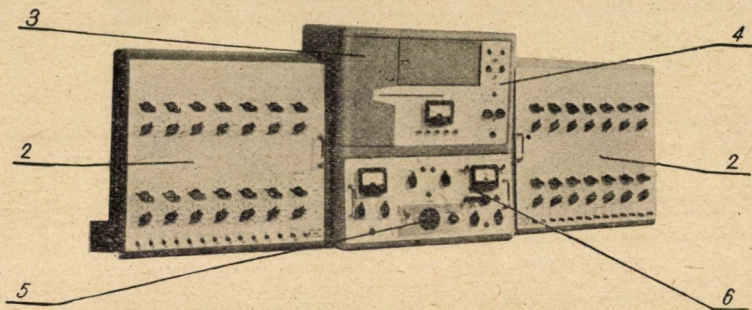
1. ábra

sabb frekvenciáknál nem elég érzékenyek és így jelentékenyen torzítanak. Az elektromos működésű műszerek legismertebb típusai a katódsugár-oszcilloszkópok és a galvanométeres oszcilloszkópok. A katódsugár-oszcilloszkópok a felvevőfej mozgása révén indukálódó feszültséget elektromos erősítéssel a katódsugárcső mágneses párjára viszik át és így a rajzoló tű szerepét az elektromágneses térben irányt változtató katódsugár tölti be, amelynek a felfogó ernyőn jelentkező nyoma fényképezéssel rögzíthető. E műszerek nagyítása és érzékenysége a gyakorlati követelményeknek teljes mértékben megfelel, céljaink szempontjából azonban viszonylag terjedelmes méretűek, és amellet egy műszer természetszerűen csak egy pont mozgásának a rögzítésére alkalmas.

A galvanométeres oszcilloszkópok ismeretes elve, hogy a felvevőfejben indukált feszültség megfelelő erősítése után az állandó mágneses térben elhelyezett hurok alakú vezetőben áramot kelt. A hurok két ágában ellentétes irányban keringő áram következtében a mágneses térben az egyik ág hátra, a másik ág

előre mozdul el. Ezáltal a hurok két ágára felerősített kis tükör elfordul, és a rávetődő fénysugarat eltérő irányban veri vissza. A hurkos galvanométer nagyítása és érzékenysége éppen úgy kielégítő, mint a katódsugar-oszcilloszkópé, a mi szempontunkból azonban lényegesen előnyösebb az előbbivel szemben azért, hogy helyigénye jóval kisebb.

A fentiek megfontolása után jutottunk arra a gondolatra, hogy feladatunk elvégzéséhez több egymás mellett elhelyezett és közös filmszalagra dolgozó galvanométeres oszcillográfot használjunk fel. Hasonló berendezést eddig főleg geofizikai méréseknél, szelvények felvételezéséhez használtak. Megállapítottuk,



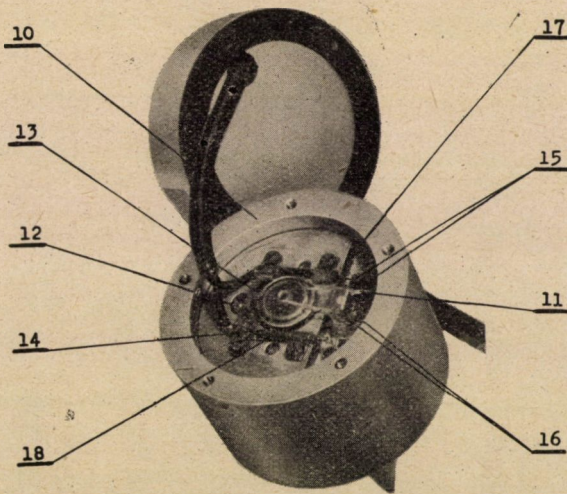
2. ábra

hogy a Kőolajkutató Geofizikai Vállalatának egyik ilyen műszere minden különösebb átalakítás nélkül, megfelelő kiegészítő mérésekkel, kiválóan alkalmas szinkronizált rezgésvizsgálataink elvégzésére.

Az alkalmazott műszer alkatrészei egy külön erre a célra berendezett gépkocsiba vannak beszerelve. A gépkocsiban nyernek elhelyezést (1. ábra) a műszerasztal, a biztosítéktábla és az anódfeszültség-stabilizátor. Belül középen (2. ábra) vannak elhelyezve a galvanométer-oszcillográfok, jobboldalt megfelelő kapcsolókkal a keverő- és hangvilla-egység részére, alul van elhelyezve az ellenőrző oszcillátor és impulzusvizsgáló és kétoldalt láthatjuk az erősítőház kapcsolóit. A mérési pontokon elhelyezett felvevőfejeket kábelek kötik össze a központi berendezéssel. A jelen esetben 26 egység ugyanilyen számú kábellel alkalmas a rezgések egyidejű felvételére. A központi berendezés távbeszélővel is el van látva, amely bármelyik kábelre is rákapcsolható és a műszerkezelő és a mérési helyen dolgozó észlelő közötti összeköttetést biztosítja. Hangszóróval és mikrofonnal ellátott távbeszélő berendezés segítségével végezzük el a mérési pontok azonosítását is.

Mind az összes galvanométerek, mind az időjelek közös fényérzékeny papírszalagra dolgoznak, amelynek sebessége percenként 35 cm. Evvel még a századmásodpercnyi időtartam alatti mozgások ábrái is jól érzékelhetően rögzíthetők. A gépkocsi belsejében van még elhelyezve a fotolaboratorium is.

Felvevőfejekként az eddigi geofizikai méréseknél használt geofonokat alkalmaztuk (3. ábra). A geofonok viszonylag súlyos külső háza (10) a mérendő elemhez girszágyazással van rögzítve a rezgések átvételének hatásos biztosítására. A geofonházban fixen van beépítve egy permanens mágnes (17), amelynek erőterében, műanyag tárcsában elhelyezve, indukciós tekercs (14) mozoghat. A tárcsa kis kar közvetítésével kifeszített vékony huzalhoz van erősítve, tehetlensége folytán a ház mozgását nem követi és nyugalmi helyzetébe a tartóhuzal (11 és 15) torziós rugalmassága juttatja vissza, az ábrán (12) a mágneskör és a ház közötti rögzítő csavart jelzi, a (13) jelzés a tekercs túlzott kilengését



3. ábra

gátló ütközőt mutatja, (16) a lengőrész rögzítését tünteti fel a torziós szálhoz és (18) jelzi a tekercs karját.

A fentiekben ismertetett mérőberendezés alkalmazásával mind a szükséges nagyszámú műszer, mind a kezelő személyzet redukciójának problémája megoldódott, amellett a különböző pontokon készített felvételek szinkronizációja is megfelelő megoldást nyert.

Zavaró tényezők a felvételnél

Már a mérési művelet előkészítése során gondoskodni kellett a különböző zavaróhatások kiküszöböléséről. A számításba veendő zavaró hatások a következők voltak :

- a) A műszer belső zavarása. b) Egyéb üzemben levő gépek okozta zavarás.
- c) Személyek közlekedése által fellépő zavarás. d) Elektromos eredetű zavarások.

Foglalkozunk ezekkel a zavaró tényezőkkel egyenként :

a) A műszer belső zavarása figyelmen kívül hagyható volt, különös tekintettel arra, hogy a műszer az eredeti rendeltetését tekintve kis amplitudók felvételére alkalmas, és így az erősítési lehetőséget nem kellett maximálisan kihasználni, ami által a belső zavarás sem jelentkezhett számottevő mértékben.

b) Az egyéb üzemben levő gépek zavarását feltétlenül figyelembe kellett venni. Biztosítani kellett annak a lehetőségét, hogy ezeket a zavaró hatásokat a későbbi felvételekből ki tudjuk szűrni, és ezért a generátor megindítása előtt alapzajfelvételt készítettünk minden mérési ponton.

c) A személyek közlekedése okozta zavarásokkal számolnunk kellett, mert az ilyen mozgások elkerülhetetlenek, de nem elhanyagolhatók, tekintve a geofonok nagy érzékenységet. Ezek a zavaró rezgések azonban természetükből kifolyóan nem periodikusak. A felvételekben csak lokális zavarást okoznak, és így kiszűrésük különös gondot nem okoz.

d) Az elektromos eredetű zavarások figyelembevételénél számolnunk kellett avval, hogy a váltakozó elektromágneses térben mind a geofonok, mind a csatlakozó kábelek antennaként működhetnek, és az indukált feszültség mellett további feszültséget nyerhetnek. A bepörgetésnél a generátor maga a mérés tartama alatt elektromosan gerjesztve nem volt. Az összes többi elektromos berendezések (főleg motorok) a másodpercenkénti 50 frekvenciájú hálózati árammal működtek, és így a frekvenciák különbözősége folytán a szétválasztás könnyen volt lehetséges. Az esetleges rendkívüli zavarások jelzésére egy geofont rezgésmentesen felfüggesztve kizárólag antennaként működtettünk.

Ezek a megoldások és a tett intézkedések elegendőnek bizonyultak ahhoz, hogy a felvett szinkronizált rezgésekéből a zavaró tényezők hatása az értékelés során kiküszöbölhető legyen.

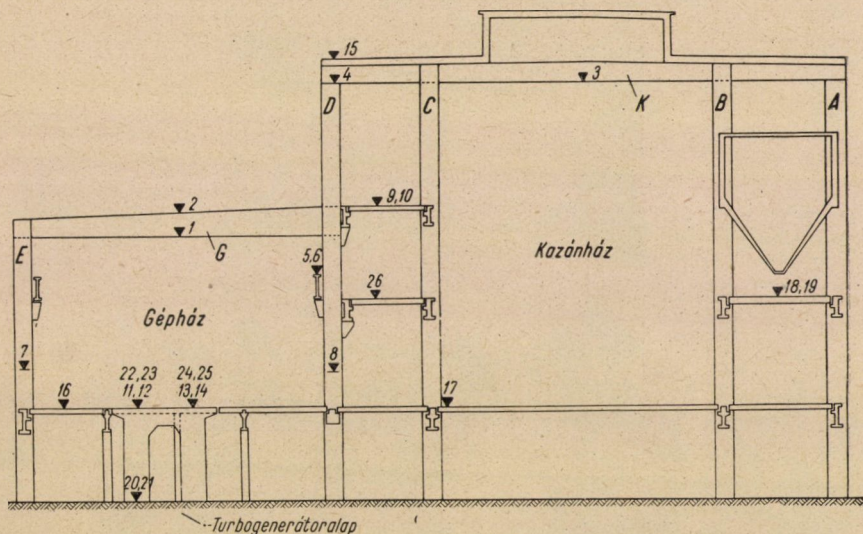
A rezgésfelvételi eljárás ismertetése

A vizsgált hőerőmű épület sematikus keresztmetszetét a 4. ábra mutatja be. A magasabb csarnokrész a kazánház, az alacsonyabb a gépház. A csarnokszerkezet üzemi előregyártással készült, csak egyes közbenső födémelek készültek monolitikusan. Az 5 oszlopsor oszlopai az alapba mereven befogottak, a gépházi tetőgerenda a D és E oszlopokra — mint kéttámaszú tartó — támaszkodik. A kazánházi tetőgerenda pedig, ugyancsak mint kéttámaszú tartó, a B és C oszlopokra fekszik fel. A turbógenerátoralapok az épület szerkezetétől osztóhézaggal vannak elválasztva.

A méréseket 21 felvevőfejjel végeztük el. 19 felvételi pontra helyeztünk 1—1 geofont, 1 geofont rezgésmentesen felfüggesztve az esetleges rendkívüli zavarások jelzésére használtunk fel, 1 geofont pedig a fordulatszám regisztrálására kötöttünk be. Az 1—19 jelű geofonok elhelyezése az ábrán látható.

Ellenőrző egyedi méréseket is végeztünk a turbina terhelt állapotában egy későbbi időpontban, ezek közül a 20—21 pontokat az alap talplemezén, a 22—25 pontokat a turbinaasztalon és a 26 mérési pontot a gépház melletti közbenső födémen helyeztük el.

A felvevőfejek rögzítése gipszhabarccsal történt, és a távbeszélővel ellenőrzött megfelelő sorszámú galvanométeres oszcilloszkópokkal megtörtént bekötések után megindítottuk a felvételi sorozatot.



4. ábra

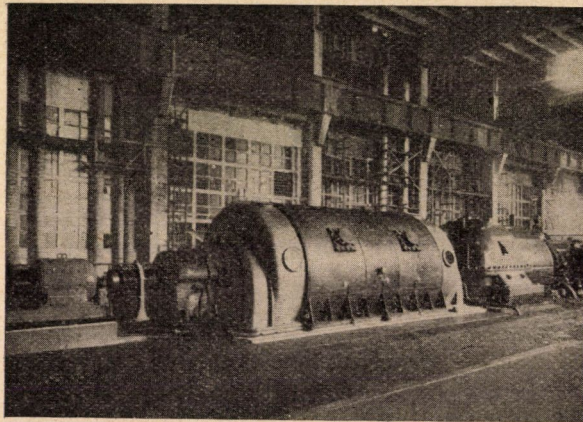
Az 5. és 6. ábrán bemutatjuk a turbinaalapot és a gépház belsejét.

Még a turbogenerátor megindítása előtt elkészítettük az alapzaj-felvételt. Ezután megindult a turbogenerátor bepörgetése. Az első bepörgetésnél az elgondolás az volt, hogy a fordulatszámot 100 fordulatszám percenkénti lépcsőkben emelik, 1—1 fordulatszámon rövidebb ideig járatják a gépet, majd a felvétel elkészülte után a fordulatszámot tovább emelik. Ezt a célkitűzést be lehetett tartani, és ettől csak nagyjában tértünk el, mert részint a fordulatszám mérő óra viszonylag kis érzékenysége, részint pedig a gőzadagolás egyenlőtlenégei miatt az egymásután beállított fordulatszámok a 100-as ütemezésű lépcsőktől eltérőleg következtek egymás után. Ez azonban hátrányt nem jelentett, mert az elkészült rezgési jelleggörbétől, ill. az egyik galvanométerhez kötött fordulatszám regisztrálóból utólag pontosan megállapítható volt a felvétel időpontjában fennállott fordulatszám. Ez a fokozatos emelés 1500 percenkénti fordulatszámig volt elérhető. Ezután már közelítettünk a turbina rotor 2100 körüli kritikus fordulatszámához. Tekintettel a kritikus fordulatszám történő áthaladásra, a fordulatszámot gyorsabb ütemben kellett folyamatosan, egészen az

üzemi fordulatszámig emelni, ahol aztán újabb felvétel készült. Kétségtelen, hogy így a felvétel sorozatából kimaradt egy fordulatszám tartomány, azonban



5. ábra

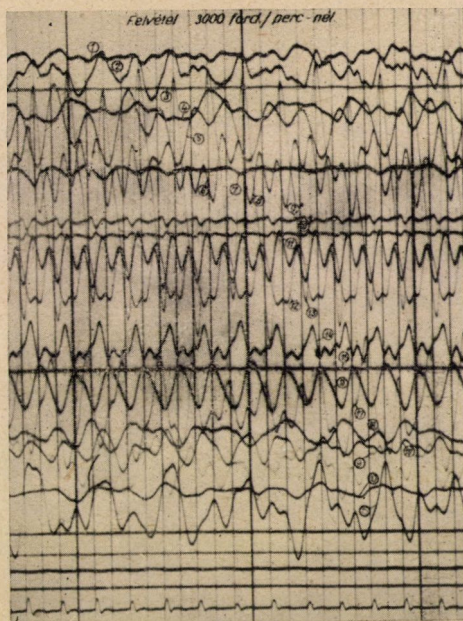


6. ábra

ez különösebb hiányosságnak nem mutatkozott, tekintettel arra, hogy amint azt már az említett korábbi rezgésvizsgálatok eredményei kimutatták, az egyes vizsgált szerkezeti részek önrezgésszámai, kivéve a darugerenda 2100-as önrezgés-számát, általában a percnkénti 1500-as fordulatszám alatti tartományba estek.

A rezgésvizsgálatok felvételeinek bemutatása

A következő 7. ábrán részletet mutatunk be az eredeti felvételekből. Az időjelül szolgáló és az ábrán látható függőleges vékony vonalú osztások köze az 1/100 sec időtartamnak felel meg. Az ábra a 3000 percnkénti fordulatszám mellett készült felvételek egy részletét ábrázolja.



7. ábra

A felvételek értékelése

A felvételek értékelésének metodikája az volt, hogy a felvételeket mindjárt a helyszínen, a gépkocsiba elhelyezett fotolaboratóriumban dolgozták ki, és az értékelés első lépéseként az egyes felvételeken az egyes jelleggörbéket azonosították, illetve a megfelelő geofonok sorszámával egyeztették. Ezután térhettünk át a zavarások kiküszöbölésére és a rezgési amplitudók és frekvenciák megállapítására. Ismeretes, hogy bármilyen bonyolult alakú, de periodikus rezgés olyan egyszerű harmonikus rezgésekre bontható fel, amelyek az összetett rezgés rezgésidőjének megfelelő rezgésszámmal oszthatók. Az összetett rezgés időjének megfelelő rezgésszámot nevezzük alaprezgésszámnak. A felbontás mindig elvégezhető, és minden görbének csak egy felbontása lehetséges. Hogyha ismeretes a $z = f(t)$ periodikus függvény, akkor Fourier szerint olyan

sor állítható elő, amely határozott amplitudójú és fázisú harmonikus függvények összege, és ezek rezgésszámai a fent említett alaprezgésszámmal mind oszthatók.

$$f(t) = A_0 + A_1 \sin(\omega t + \varphi_1) + A_2 \sin(2\omega t + \varphi_2) + \dots + \\ + A_n \sin(n\omega t + \varphi_n) ,$$

$$\text{ahol } \omega = \frac{2\pi}{T} \quad \text{és} \quad n = 1, 2, 3 \dots$$

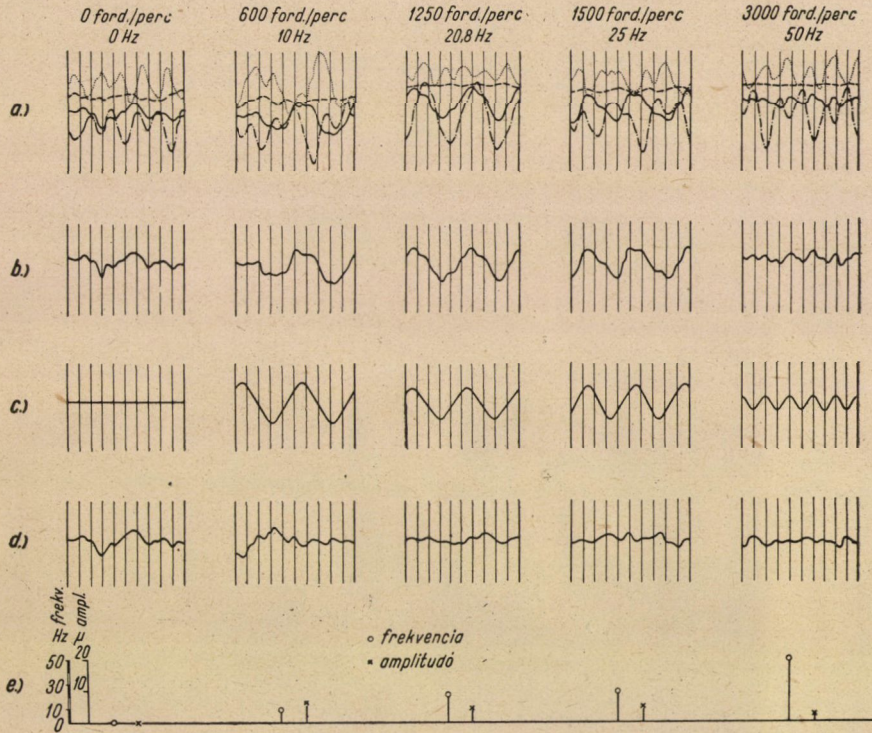
az $n \cdot \frac{1}{T}$ rezgésszámú rezgések az alaprezgés felharmonikusai. Ha tehát ismert a függvény alakja $f(t)$, akkor az A_0 állandó tag, valamint az összes, az $f(t)$ összetett rezgés előállításában szereplő egyszerű harmonikus rezgés $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n \dots$ amplitudója és $\varphi_1, \varphi_2 \dots \varphi_n$ fázisa az ún. Fourier képletekből egyértelműen kiszámítható.

Az ilyen periodikus függvény felbontása harmonikus függvényekre, az ún. harmonikus analízis erre a célra szolgáló műszerekkel, a harmonikus analízátorokkal is elvégezhető, amelyekkel elkerülhetjük a bonyolult analitikus számítások elvégzését, részben pedig, és ez főleg a mi esetünkre vonatkozik, a felbontást akkor is elvégezhetjük, ha a $z = f(t)$ függvény matematikailag nem fejezhető ki. A harmonikus analízátor segítségével történő felbontást azonban mégis mellőznünk kellett, mert eltekintve a jelentős összegtől és munkától, amit az egyes görbék sablonjainak elkészítése jelentett volna, a zavarás szabálytalan jellege miatt az ilyen rendkívül részletes és pontos felbontásnak nem lett volna különösebb értelme. Ehelyett a Fourier-elv alapgondolatának felhasználásával arra törekedtünk, hogy az alaprezgést és legfeljebb az első felharmonikust emeljük ki a teljes rezgésképből. Ezt a következő egyszerű, de a célnak megfelelő közelítő eljárással végeztük el.

Amint a 8. ábrán látható, *a)* alatt kirajzoltuk az eredeti felvétel görbéit. Az ábrán látható 4 görbe közül *b)* alatt külön kirajzoltuk a 3. görbét, ezután *c)* alatt a görbe alakját jól követő szinuszgörbét rajzoltuk ki, majd *d)* alatt a *b)* és a *c)* görbéknek megfelelő ordináták különbségeiből kiadódó maradék ordinátáknak megfelelő görbét raktuk fel, és ezt összehasonlítottuk a *d)* alatti alapzajfelvétellel 0 ford/perc-nél. Amennyiben a zavarási tag görbéje nem mutatott feltűnően nagyobb amplitudót az alapzajnál, úgy a szerkesztést helyesnek fogadtuk el, és alaprezgésnek a *c)* alatt feltüntetett szinusz görbe volt elfogadható. Amint az ábrákon látható, amikor a gépegység még nem indult meg, csak az alapzaj képe mutatkozott, és így az alaprezgés nulla volt. Ez az egyszerű eljárás a frekvencia értékelésénél sem okoz eltérést, mert hiszen a frekvenciát a fordulatszám mérő jeleiből ismerjük, és a közelítő szinuszgörbét éppen ennek megfelelően rajzoltuk be. Az amplitudóban pedig csak lényegtelen és elhanyagolható hibák mutatkoztak. Az előbbieket szerint kiszűrt görbékből az egyes fordulatszámokon

fellépő rezgések amplitudója kimérhető volt, és ezekből fel lehetett rajzolni minden egyes pontra az amplitudónak a fordulatszám függvényében ábrázolt görbéjét.

Amint a 9. ábrán látható, felvételünk esetén az üzemi fordulatszámnál alacsony amplitudók mutatkoznak, és megnövelt amplitudókat 10 Hz, illetve 20–30 Hz között tapasztaltunk ennél a pontnál.

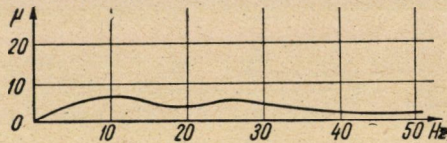


8. ábra

Meg kell még jegyezni, hogy az amplitudó értékének megállapításához meg kellett állapítani a geofonoknak az adott — minden galvanométerre azonos értékre beállított — erősítés melletti nagyításának mértékét, és a nagyításnak a gerjesztő frekvenciától való függőségét. Ugyanezt a függőséget magukra a galvanométerekre vonatkoztatva is meg kellett állapítani. A kérdés tisztázására a geofonokat mérő padon bemérték, és így megkapták a nagyítás mértékét, ami az adott frekvenciasávban állandónak bizonyult.

A galvanométerek karakterisztikája azt mutatta, hogy a linearitás a 20–200 Hz közötti tartományban áll fenn, 20 Hz alatt pedig bizonyos korrekcióra van szükség. A felvételi eredmények — és erre a későbbiekben még visszatérünk — azt mutatták, hogy kb. 18–20 Hz határ körül, tehát 1100–1200 per-

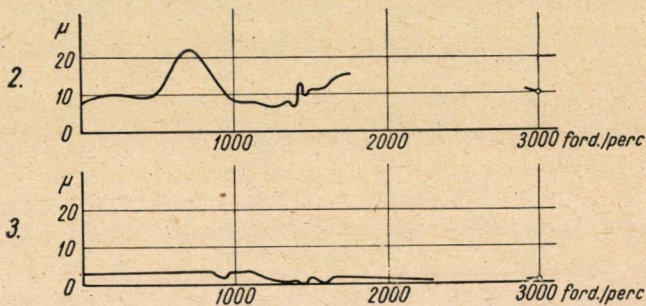
cenkénti fordulatszámok alatti tartományban a keletkezett rezgések frekvenciája a gerjesztő frekvenciának kétszerese, és így a korrekció szüksége elesett, mert a 600 percenkénti fordulat alatti mérésünk az alapzajfelvételtől eltekintve nem volt, ennél alacsonyabb fordulatszámon pedig a generátort mérhető időtartamra nem lehetett tartani.



9. ábra

Az eredmények ismertetése

Az eredmények szemléltetésére a következőkben olyan görbéket mutatunk be, amelyekben az előzőhöz hasonlóan az amplitudók a fordulatszám függvényében vannak felrakva.

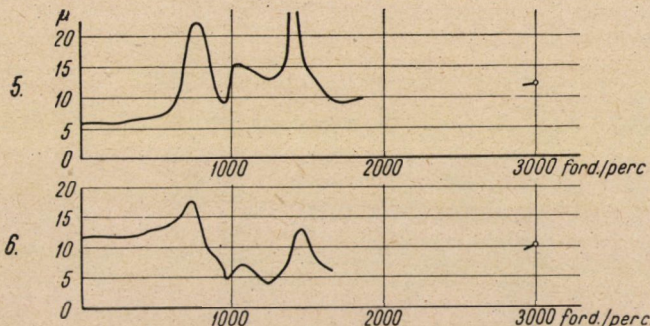


10. ábra

2 és 3 mérési pontok (10. ábra)

Ezek a görbék a tetőszerkezeten elhelyezett geofonokkal felvett rezgési eredményeket regisztrálják. Megállapítható, hogy a kazánház főtartója közepén, a 3. számú felvételi ponton az amplitudók teljesen elenyészően kis nagyságúak, a rezgések hatása ide már alig terjedt ki. Formailag hasonló, de már nagyobb rezgési amplitudót jelez a gépház tetőlemezen, a 2. ponton regisztrált felvétel, amely a 3000-es üzemi fordulatszámánál 10 mikron mértékű kétszeres amplitudót, tehát 5 mikron kilengést mutat. Előzetes mérések alapján megállapítást nyert, hogy a kazán feletti 3. ponton az elemek önrezgésszáma 15 Hz-re adódott, ami kb. 9000 percenkénti fordulatszámnak felel meg. Az elem tehát aláhangolt, de

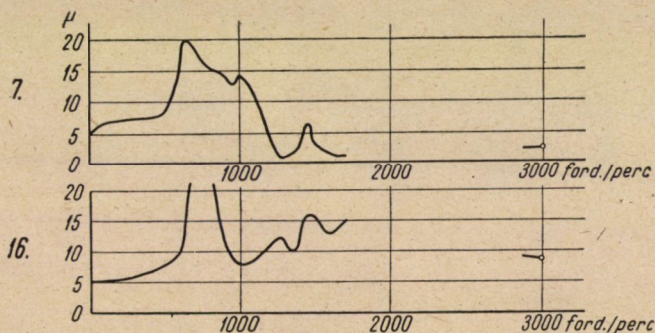
a nagy távolság miatt a tetőgerendára már nem jutottak el olyan amplitudójú rezgések, amelyek a generátor fordulatszámával egyezést mutattak volna. A 2. pontnál — itt a mért önrezgésszám 1500 volt — azonban már mutatkozik egy kiugrás a kb. 700-as percenkénti fordulatszám környékén, de van egy amplitudónövekedés az 1500-as fordulatszámnál is az önrezgésszámmal való egyezés környezetében.



11. ábra

5—6 mérési pontok (11. ábra)

Ezek a felvételek a darupálya-gerendákon elhelyezett mérési pontokon történtek. Látható, hogy 3 amplitudóugrás lép fel. Egy a 700, egy másik az 1100 percenkénti fordulatszám környékén, és egy harmadik az 1400-as per-



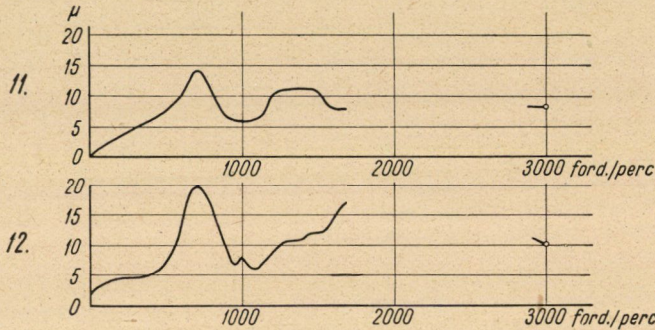
12. ábra

kénti fordulatszámánál. Ezen a két mért ponton üzemi fordulatszámánál a kétszeres amplitudók 10 mikron körüliek.

Előzőleg itt 2100-nál volt az önrezgésszám megállapítva, ennél azonban — miután a kritikus sávba esett — mérni nem tudtuk.

7—16 mérési pontok (12. ábra)

Vizsgáljuk meg, miként viselkednek az oszlopok és a földéngerendák. A gépház külső oszlopán a 7 jelű oszlop-ponton készült felvétel ugyanúgy, mint az előző felvételek, amplitudókiugrást mutat a 700-as és 1000-es fordulatszám körül. Az üzemi fordulatszámnál az amplitudó jelentéktelen. A 16 jelű földéngerendaponton a 800 percnkénti fordulatszámnál erős amplitudókiugrás mutatkozik. Az üzemi fordulatszámnál mutatkozó kilengés itt is alatta van a 10 mikronnak.



13. ábra

11—12 mérési pontok (13. ábra)

Vizsgáljuk meg, hogy a turbina-asztal két sarkán nyert felvételekből levezetett görbék mit mutatnak.

A számítások szerint a turbinaasztal az üzemi fordulatszámnál erősen föléhangolt. Itt is a 700-as és 1100-as percnkénti fordulatszám környékén jelentős kiugrás figyelhető meg. A többi felvételeknél ugyanezen a helyen mutatkozó kilengés igazolja azt a feltevést, hogy a pontok valamelyikénél átmenő rezonancia jelensége lépett fel. Ennek az oka a következőkben található. A számítások az üzemi fordulatszámmal összehasonlítva kimutatták, hogy a turbógenerátor keretvázának önrezgésszáma, ami kb. 4000 körül volt, jelentékenyen felülmúlta a 3000-es üzemi fordulatszámot. Rezonancia az üzemi fordulatszámnál nem is lépett fel. Számításainkat, amikor ezt az önrezgésszámot megállapítottuk, az ágyazat rugalmasságának figyelembevétele nélkül végeztük el. Amikor az ágyazatot is figyelembe vettük, akkor már a keretváz és az ágyazat együttes alakváltozásának tekintetbevételével lényegesen alacsonyabb, 700 körüli önrezgésszámot kaptunk. Ez a tényleges viszonyoknak megfelelő önrezgésszám okozott az első legnagyobb amplitudókiugrásnál — a turbógenerátor alapjának mért pontjain — rezonanciát. Ez a megállapítás az átmenő rezonan-

1. táblázat

| Pont jele | Pont helye | Amplitudó szinkron mérés μ | 3000 cps-nél utólagos egyedi mérés μ | Legnagyobb mért amplitudó | | Mért önrezgésaszám ford./perc |
|-----------|-----------------------------------|--------------------------------|--|---------------------------|-------------------|-------------------------------|
| | | | | nagyság μ | ford./perc μ | |
| 1. | Gerenda közepén | 4 | — | 6 | 700 | — |
| 2. | Gépházi tetőn | 5 | — | 11 | 700 | 1500 |
| 3. | Kazánházi ger. közepén | 0,5 | — | 2 | Csaknem állandóan | 900 |
| 4. | Kazánh. ger. konzolján..... | 3 | — | 8 | 1400 | 900 |
| 5. | Darugerendán | 6 | 3,4 | 11 13 | 700 1400 | 2100 |
| 6. | Darugerendán | 5 | — | 9 6,5 | 700 1400 | — |
| 7. | E oszlopon | 3 | 2,2 | 16 | 650 | — |
| 8. | D oszlopon..... | (3,8) | — | (9) | 1300 | — |
| 9. | + 23,0 szinten | csak zavarás | — | — | — | — |
| 10. | + 23,0 szinten | „ „ | — | — | — | — |
| 11. | Turbina asztalon | 4 | 5,6 | 7 | 700 | — |
| 12. | Turbina asztalon | 5 | 4,8 | 10 | 700 | — |
| 13. | Turbina asztalon | 13 | 5,0 | 15 | 650 | — |
| 14. | Turbina asztalon | 4 | 4,1 | 6 | 700 | — |
| 15. | Kazánházi tetőn | 5 | — | 11 | 700 | — |
| 16. | + 7,30 szinten a turb. mellett .. | 5 | 3,3 | 18 | 850 | 1800 |
| 17. | + 7,30 szinten a kazánh.-ban ... | csak zavarás | — | — | — | 1500 |
| 18. | + 16,0 szinten | „ „ | — | — | — | 1450 |
| 19. | + 16,0 szinten | „ „ | — | — | — | 1050 |

ciák jelenségét is igazolja. Az épületszerkezet több pontján végzett méréseknél mutatkozott, ugyancsak 600—700 körüli, kilengések már szintén annak a talajon átadódó rezonancia-jelenségnek a következményei. A talaj ágyazási együtthatója, amely mellett a fenti értékek fennállanak, $10,4 \times 10^3$ értékű. Az amplitudónövekedések egyéb okai figyelembevételére nézzük meg, hogy milyenek a

turbina-, illetve a generátortengely viszonyai a kritikus fordulatszám szempontjából.

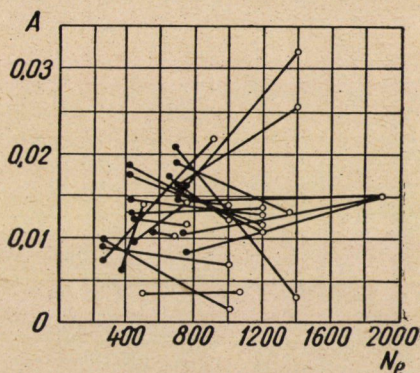
A turbina tengelyének kritikus fordulatszáma 2100 körül van. A tapasztalatok szerint ennek a harmonikusai gyakran jelentkeznek a rezgéseképben. A rezgésdiagramok legtöbbször a 700-as amplitudókiugráson kívül mutatkozó kb. 1100-as fordulatszám körüli kilengés a harmonikusoknak felel meg. Ez az amplitudókilengés tehát a gerjesztőerő átmeneti növekedésével függ össze. Egyébként nagyságrendileg az üzemi fordulatszámon mért amplitudók között nagy eltérés nincsen, és így megnyugtatóak azok az új pontokon elvégzett mérési eredmények is, amelyeket a szinkronizált mérésnél nem vettünk fel.

Az 1. táblázaton bemutatjuk a szinkron mérések eredményeit, feltüntetve az üzemi fordulatszámánál mért és a legnagyobb mért amplitudókat is. Feltüntettük ezenkívül az előzőleg bemért önrezgésszámokat is. Míg az ábrák görbéiben a kettős amplitudót tüntettük fel, itt az egyszeres értékeket írtuk be. Itt is megállapítható, hogy a legtöbb maximális amplitudó értéke 700 és 1100 körül van. Az ismertetett 19. ponton kívül — főleg arra való tekintettel, hogy egyes, így pl. a 8-as ponton mért kilengések a 7-estől igen nagy eltérést mutattak — célszerűnek látszott kontrollmérést egyedi mérés alapján elvégezni, amelyet katódsugár-oszcilloszkóppal és Philips felvevőfejjel végeztünk el. A 8-as ponton eredetileg mért szokatlanul nagy kilengések arra voltak visszavezethetők, hogy itt az erősítő beállításánál, tehát ennél az egy pontnál, 10-szeres bemérést okozó, a többitől eltérő beállításnál mértünk. Előnye a szinkronizált méréseknek az is, hogy ilyen feltűnő különbségek a mérés regisztrálásánál kiugranak, és a hiba mértéke egyszerű kontroll-mérésekkel megállapítható. A kontrollmérés eredményét a 2. táblázaton feltüntetve azt látjuk, hogy az eltérés a szinkronizált méréstől nagyságrendileg nem jelentékeny.

2. táblázat

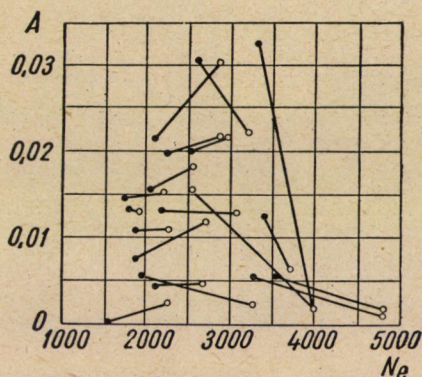
| Pont jele | Pont helye | Amplitudó 3000 ford./perc- nél μ -ben |
|-----------|-------------------------------|---|
| 20. | Turbina alaplemezen | 2,8 |
| 21. | „ „ | 0,9 |
| 22. | Turbina asztalon | 3,9 |
| 23. | „ „ | 6,0 |
| 24. | „ „ | 6,3 |
| 25. | „ „ | 5,0 |
| 26. | Közbenső fődém szintjén .. | 3,3 |

Vizsgáljuk meg most, hogy a nyert mérési eredmények az irodalomban ismert eredményekkel mennyiben egyeznek meg. A 14. és 15. diagramon szovjet kísérletek alapján ellenőrző számítások eredményeit látjuk vízszintes és függőleges amplitudókra, grafikonon rögzítve. Megépített, gyakorlatban bevált



14. ábra

alapon végzett számítások alapján látható, hogy a rezgési amplitudó legnagyobb értékei 3000 fordulatszámú gépeknél 20 és 30 mikron, tehát 0,02–0,03 mm közé esnek.



15. ábra

Rezgésméréseink azt bizonyítják, hogy a legnagyobb mért amplitudó nagysága esetünkben mindenütt alatta van a számításoknak megfelelő 20 mikron értéknek, mint azt előbb bemutatott táblázatunkból is megállapíthattuk. A rajzon feltüntetett fekete pontok kisebb szerkezeti méretű alapokra vonatkoznak és azt a tényt igazolják, hogy az ilyen esetben kapott értékek az eredeti, tehát kivitelezett méreteknek megfelelő értékektől általában nem térnek el jelentősen.

A 3. táblázaton 3000 fordulatszámú turbógenerátorok kétszeres rezgési amplitudóit tüntettük fel a teljesítmény függvényében. Megállapítható, hogy az értékek tapasztalt egyszeres amplitudója maximálisan kb. 30 mikron, az itt jelzett felmérési értékek fele és a legalacsonyabb méretkilengés 10 mikron. Az előző táblázattal való összehasonlítás itt is a szovjet mérésekkel egyező eredményeket mutat.

3. táblázat

| Teljesítmény KW-ban 3000 ford./perc-nél | Kétszeres rezgési amplitudó mm-ben 3000 ford./percnél |
|--|--|
| 6000 | 0,030 |
| 6000 | 0,021 |
| 12 000 | 0,030 |
| 16 000 | 0,060 |
| 16 000 | 0,056 |
| 16 000 | 0,042 |
| 16 000 | 0,025 |
| 17 500 | 0,066 |
| 25 000 | 0,058 |
| 25 000 | 0,040 |
| 25 000 | 0,060 |
| 25 000 | 0,020 |
| 25 000 | 0,030 |

Az eredmények összefoglalása

A vizsgálatok eredményeit összefoglalva, megállapíthatjuk a következőket:

1. Meg lehet állapítani, hogy milyen mértékben terjednek el az épületszerkezetekben a turbógenerátor keltette rezgések. Láttuk a 2-es és a 3-as pontoknak az eredményeiből, hogy a gépház térségén túl, a kazánházban a rezgések hatása már gyakorlatilag nem észlelhető.

2. Ellenőrizhető volt — és ezt egyeztetni lehetett az elemek korábban mért önrezgésszám-értékeivel —, hogy az üzemi fordulatszám mellett egyetlen szerkezeti elem sincs rezonanciában.

3. Megállapítható volt, hogy kb. 1100—1200 percenkénti fordulatszámig a gerjesztő frekvencia kétszeresének megfelelő frekvenciák jelentkeztek, ezen a határon felül pedig a frekvenciák egyezők voltak. Ez a jelenség, amint azt Geiger is tapasztalta mérései során, a gerjesztővel függ össze és gépészeti okra vezethető vissza.

4. Láttuk, hogy 700 és 1100 percenkénti fordulatszám körül a legtöbb elemnél a rezgések amplitudója jelentékenyen megnövekedett. Itt az első kilengés az ágyazat rugalmas alakváltozásainak hatása következtében fellépő átmenő rezonanciával magyarázható meg, a második kilengés pedig összefüggésben van a turbó tengelyének kritikus fordulatszámával, 2100-zal. Ez utóbbi harmonikus jelenség, amelynél nem az épületelemek, hanem a főtengely rezonanciájáról van szó.

5. Nagyságrendűség szempontjából megállapítható, hogy a mért kilengések értékei a szovjet mérések és számítások vonatkozó amplitudó-értékeivel nincsenek ellentétben, úgy, hogy a szovjet szabályzat erre vonatkozó határértékei az amplitudók szempontjából megfelelőek.

6. Aláhagolt szerkezeti elemeknél — eltekintve az ágyazat rugalmasságának hatásától és a gerjesztés okozta maximális kilengésektől — a felpörgetés alatt a mért önrezgésszámmal egyező fordulatszámnál rezonanciák lépnek fel. Ezek azonban csak olyan fordulatszámnál állapíthatók meg, ahol az önrezgésszám nincs a kritikus fordulatszám közelében, ahol a gyors átpergetés következtében a mérések már nem regisztrálhatók. Világos, hogy az aláhagolt elemek számításánál a felpörgetés és leállítás alatt fellépett rezonanciák hatását a szilárdsági számításoknál figyelembevehető erő szempontjából nem lehet elhanyagolni, még akkor sem, ha a vonatkozó átmenő amplitudók nem mutatkoznak veszélyeseknek.

7. A rezgésvizsgálatokat nemcsak a turbógenerátor alapjának, de az épületelemek viselkedésének a tisztázása szempontjából is célszerű elvégezni, különösen, ha előregyártott vagy előregyártással kombinált tartószerkezetű elemek is beépítésre kerültek. A nyert tapasztalatok alapján megállapítható, hogy az előregyártott, helyesen kiképzett kapcsolatokkal ellátott elemek szakszerű beépítésénél a rezgéstechnikai szempontok maradéktalanul kielégíthetők.

A kapott eredményekből megállapítható, hogy az ismertett új szerű rezgésvizsgálatok turbógenerátoralapok és üzemi épületek rezgésviszonyainak tisztázására alkalmasak.

Az ismertett 26 csatornás szeizmikus mérőműszert a Geofizikai Mérőműszerek Gyára készítette geofizikai mérések céljaira. Megemlítem még, hogy a gyár jelenleg egy lényegesen nagyobb teljesítményű, 48 csatornás, még korszerűbb készülék tervein dolgozik, és a próbák befejezése után azok kisebb sorozatának gyártását jövőre meg is fogja kezdeni.

A mi gyakorlati céljainkra, kisebb kiterjedésű üzemek rezgésvizsgálatánál, továbbá egyes dinamikus terhelte fődémszerkezetek több ponton egyidejűleg

elvégezendő rezgésméréseire kevesebb számú geofon is elegendő. Ennek a célnak az elérésére a Geofizikai Mérőműszerek Gyára az Eötvös Loránd Geofizikai Intézet kutatóival együtt egy kisebb hordozható műszerkomplexum mintadarabját készítette el 6, illetve 12 geofonos (2×6 -os) kivitelben, amely nemcsak a geofizikai, de az ipari szeizmika céljait szolgáló mérésekre is alkalmas, és emellett könnyebben szállítható és külön erre a célra nem igényel különleges gépkocsit.

Ennek a készüléknek a sorozatgyártását még ezévből megkezdik.

Megjegyzem még, hogy turbógenerátorok bepörgetésénél, ahol az erőmű épületszerkezetének vizsgálatát is el kell végeznünk, és így egyidejűleg minél több mérésre van szükség, tekintve, hogy a közbenső mérések megismétlésére az üzem alatt később már nehezen van lehetőség, a legmegnyugtatóbb mérési eredményt a gépkocsiba szerelt sokcsatornás műszerrel elvégzett szinkronizált rezgésméréssel érhetjük el.

Az ismertetett rezgésméréseket a Kőolajkutató Geofizikai Vállalatával együttesen a Mélyépítési Tervező Vállalat hajtotta végre együttműködésben az Erőmű Tervező Vállalattal.

Az előadáshoz hozzászóltak :

LITVAI TAMÁS

a frekvencia, az amplitudó és a fázismérések jelentőségét emelte ki, amelyek a szinkronizált rezgésmérési módszerrel maradéktalanul elvégezhetőek.

KELENDI GYULA

az egy ponton történő háromirányú rezgésmérés előnyeiről szólt, amelyek itt nem voltak kihasználhatók, mert a magyar geofonok nem alkalmasak vízszintes irányú rezgések mérésére.

DÁVID JÁNOS

a járművek okozta rezgések hatásához és a kisminta-kísérletek kérdéséhez és

LUDVIG GYÖZŐ

a geofonok önrezgése által okozott zavaró hatás kérdéséhez szólt hozzá.



TARTALOMJEGYZÉK

| | |
|---|-----|
| Bevezetés | 1 |
| <i>D. Mihailich Győző</i> : Elnöki megnyitó..... | 3 |
| Az alapozási és talajmechanikai tagozat előadásai: | |
| <i>Széchy Károly</i> : Megemlékezés dr. Jáky József akadémikusról | 9 |
| <i>Biczók Imre</i> : Hazánkban alkalmazott talajfeltérési módokkal szerzett tapasztalatok | 11 |
| <i>Pogány B.—Janik J. A.</i> A talaj nedvességének meghatározása neutronszóródás segítségével | 27 |
| <i>Karafiáth László</i> : Talajmechanikai laboratóriumi vizsgálatok új eredményei | 37 |
| <i>Cütövicz N. A.</i> : Műtárgyak építésével kapcsolatos talajmechanikai kérdések | 51 |
| <i>Kézdi Árpád</i> : Az elméleti talajmechanikában elért eredmények | 71 |
| <i>Zdeněk Bažant</i> : A vágvölgyi vízerőművek néhány alapozási kérdése | 85 |
| <i>Domján Jenő</i> : Csúszások és földművek talajmechanikai vizsgálata | 89 |
| <i>Járay Jenő</i> : Az útépités talajmechanikájában elért eredmények | 107 |
| <i>Széchy Károly</i> : Alapozási és talajmechanikai tapasztalatok nagy építkezéseinknél | 143 |
| Tartószerkezeti tagozat előadásai | |
| <i>Bölcskei Elemér</i> : A nyomott rúd határteherbírásiának kiszámításáról | 177 |
| <i>Schwertner Antal</i> : Nyitott hidak kihajlása | 189 |
| <i>Szmodits Kázmér</i> : Keretek stabilitásvizsgálata változó inercianyomatékú rudak esetén | 201 |
| <i>V. Z. Vlascov—Garai Tamás</i> : Nyomatékmentes forgáshéjak kinematikai határozatlanságának feltétele | 211 |
| <i>Barta József</i> : Egyenlőtlenégi reláció a csavarási merevség és a hajlítási merevség között | 225 |
| <i>Halász Ottó</i> : Vasbetonlemezek határegyensúlyáról | 227 |
| <i>Josef Wunsch</i> : Vasbetonékek alkalmazása az építésben | 239 |
| <i>Csonka Pál</i> : Horonnyal kapcsolt tömblépcsőfokok erőjátéka | 257 |
| <i>Pogány Béla</i> : A beton és vasbeton szilárdságának növelése elektroozmotikus módszerrel | 265 |
| <i>Gnädig Béla</i> : Feszítettbeton szerkezetek újabb hazai alkalmazásai | 275 |
| <i>Haviár Győző—Magyar Ádám</i> : Hídépítések csőállványai | 287 |
| <i>Major Sándor</i> : Turbógenerátoralap és erőmű épületszerkezetének újszerű rezgési vizsgálata | 301 |

A MAGYAR
TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
MŰSZAKI TUDOMÁNYOK OSZTÁLYÁNAK
KÖZLEMÉNYEI

SZERKESZTI
HEVESI GYULA

XIX. KÖTET

4. SZÁM

A MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
MŰSZAKI TUDOMÁNYOK OSZTÁLYÁNAK KERETÉBEN
MEGTARTOTT VÍZRAJZI KONGRESSZUS

1955. szeptember 14—16



MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
BUDAPEST, 1956

VI. OSZT. KÖZL.

A MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
MŰSZAKI TUDOMÁNYOK OSZTÁLYÁNAK
KÖZLEMÉNYEI

SZERKESZTI
HEVESI GYULA

XIX. KÖTET 4. SZÁM

SZERKESZTŐSÉG: BUDAPEST, V., SZÉCHENYI RAKPART 3.
KIADÓHIVATAL: BUDAPEST, V., ALKOTMÁNY UTCA 21.

A Magyar Tudományos Akadémia Műszaki Tudományok Osztályának Közleményei változó terjedelmű füzetekben jelennek meg. Négy füzet alkot egy kötetet. Évenként általában egy kötet jelenik meg.

Kéziratok a következő címre küldendők :

Magyar Tudományos Akadémia
Műszaki Tudományok Osztályának Közleményei
Budapest, V., Széchenyi rakpart 3.

Ugyanerre a címre küldendő minden szerkesztőségi levelezés.

Minden szerzőt száz különnyomat illet meg megjelent munkájáért. Közlésre el nem fogadott kéziratokat a szerkesztőség lehetőleg visszajuttat a szerzőhöz, de felelősséget a beküldött kéziratok megőrzéséért vagy továbbításáért nem vállal.

A Közlemények előfizetési ára kötetenként belföldi címre 40 forint, külföldi címre 60 forint. Belföldi megrendelések az Akadémiai Kiadó (Budapest, V., Alkotmány u. 21. Magyar Nemzeti Bank egyszámlaszám : 05-915-111-44), külföldi megrendelések a „Kultúra” Könyv- és Hírlap Külkereskedelmi Vállalat (Budapest, VI., Sztálin út 21., a Magyar Nemzeti Bank egyszámlaszám : 43-790-057-181) útján eszközölhetők.

A Magyar Tudományos Akadémia Műszaki Tudományok Osztályának kiadványa az
Acta Technica
című idegen nyelvű folyóirat.

El lap hivatott a magyar műszaki tudományok eredményeinek legjavát a külföld felé tolmácsolni. A cikkek orosz, német, angol vagy francia nyelven jelennek meg, lehetőleg a szerző kívánsága szerint, összefoglaló pedig a cikk nyelvén és azonkívül a másik három nyelven. Cikkeket magyar, vagy a szerző választotta idegen nyelven a következő címre kell beküldeni :

Acta Technica szerkesztősége, Budapest, V., Széchenyi rakpart 3.

A MAGYAR
TUDOMÁNYOS AKADÉMIA

MŰSZAKI TUDOMÁNYOK OSZTÁLYÁNAK

AZ ORSZÁGOS VÍZÜGYI FŐIGAZGATÓSÁGGAL
ÉS A MAGYAR HIDROLÓGIAI TÁRSASÁGGAL EGYÜTT RENDEZETT

VÍZRAJZI KONGRESSZUSA

A MAGYAR VÍZRAJZI SZOLGÁLAT 70 ÉVES JUBILEUMA
ALKALMÁBÓL

1955. szeptember 14–16

ELŐSZÓ

A Magyar Tudományos Akadémia az Országos Vízügyi Főigazgatósággal és a Magyar Hidrológiai Társasággal együtt 1955. szeptember hó 14–16-án *a magyar Vízirajzi Szolgálat fennállásának hetvenedik évében*

Vízrajzi Kongresszust

rendezett, melyre a Szovjetunió és a többi dunavölgyi állam tudományos akadémiáinak képviselőit is meghívta.

A Kongresszus feladata volt megemlékezni a magyar Vízirajzi Szolgálat hetven évéről és megvizsgálni, hogy mit adott és adhat a vízrajzi kutatás a magyar népgazdaságnak. A megnyitó ünnepi ülésen elhangzott előadások megemlékeztek az elmúlt hetven év vízrajzi munkájáról és annak jelentőségéről, továbbá a népgazdaság különböző ágainak képviselői mondták el, mit várnak a magyar vízrajzi kutatástól. A következő üléseken a gyakorlati élet követelményei szerint csoportosított tudományos előadások négy témakör szerint csoportosultak, és megvitatták *a hajózás és folyószabályozás, az árvédelem, a vízrendezések és az öntözés és folyócsatornázás vízrajzi kérdéseit.*

A Kongresszuson a Magyar Tudományos Akadémia meghívására a *Szovjetunió, Ausztria, Bulgária, Csehszlovákia, Jugoszlávia, a Német Demokratikus Köztársaság, Lengyelország és Románia* képviselői is részt vettek, részben mint az illető államok tudományos akadémiáinak képviselői, részben mint a Magyar Tudományos Akadémia külön meghívott vendégei. A Kongresszusra 18 szakmai tudományos előadás, illetőleg dolgozat érkezett be, melyekből 9 hazai előadók, 9 pedig a meghívott államok képviselőinek előadása, illetőleg beszámolója volt. A Kongresszuson résztvevő államok képviselői a Szovjetunió részéről 5, Bulgária részéről 1, Csehszlovákia részéről 2 és Lengyelország részéről 1 beszámólót nyújtottak be.

A Kongresszus anyagát két részre osztva részben a *Magyar Tudományos Akadémia a Műszaki Tudományok Osztályának Közleményeiben*, részben pedig a *Vízügyi Főigazgatóság a Vízügyi Közleményekben* adja közre. Az Osztály Közleményeiben a vízrajzi munkáról és kutatásról szóló megemlékezés és három magyar előadás mellett a külföldi képviselők előadásai találhatók. A Kongresszus többi előadását, vitaanyagát és az előadások idegen nyelvű kivonatát a *Vízügyi Közlemények* 1956. évi 3. füzeté tartalmazza. Így a két kiadvány kiegészíti egymást és együttesen adják a Kongresszus teljes anyagát.

A MAGYAR VÍZRAJZI SZOLGÁLAT

MEGEMLEKEZÉS A MAGYAR VÍZRAJZI SZOLGÁLAT MUNKÁJÁRÓL 70 ÉVES FENNÁLLÁSA ALKALMÁBÓL

IHRIG DÉNES

Amikor 1886. május 1-én, az akkori magyar közmunka és közlekedési minisztérium keretében a vízrajzi osztályt felállították, külföldön is alig volt egész országra kiterjedő, intézményes és rendszeres vízrajzi szolgálat. Csak Svájcban, Oroszországban, Csehországban és Radenben volt pár évvel előbb hasonló kezdeményezés — Svájcban vízrajzi hivatal, másutt országos bizottságok formájában —, de Ausztria, Bajorország, Svédország, Finnország, Olaszország és a többi állam is csak később állította fel országos hatáskörű intézeteit.

A vízrajzi osztály felállításakor azonban már nem volt ismeretlen itthon a vízrajzi munka. A Tisza-szabályozás, a Vaskapu-szabályozás és más vízrendezési tervek műszaki előmunkálatai vízrajzi felvételeket és megfigyeléseket kívántak meg. Az osztály felállítása előtt is végeztek tehát vízrajzi adatgyűjtést és a nyert adatok alapján hidrológiai törvényszerűségeket is állapítottak meg. Évtizedek óta észleltek már vízállásokat a folyammérnöki szolgálat mintegy 123 vízméréjén — a budapestin pl. már hat évtizeddel előbb —, és a *Vásárhelyi Pál* által vezetett dunai vízrajzi felvétel — a dunai mappáció — már a múlt század első felében elkészült. *Vásárhelyi Pál* már felfüggesztett Woltmannszárnyal végzett folyami sebesség-méréseket és sebesség-mérései alapján olyan tudományos eredményeket vezetett le, mint pl. vízfolyásokban a mélységbeli sebességeloszlás törvényszerűsége, mellyel korának tudását másfél évtizeddel megelőzte. Ezek azonban nem egész országra kiterjedő messzelátó hidrológiai kutatási terv szerint végrehajtott vízrajzi munkák és azok eredményei voltak.

Ezek helyett a szórványos és csak egyes műszaki célok érdekében végzett elszigetelt vízrajzi felvételek helyett most már rendszeres, az ország egész területére kiterjedő *vízrajzi munka és kutatás* indult meg, amely egyszersmind a század közepén megindult *műszaki hidrológia* tudományának is úttörője lett hazánkban.

A vízrajzi szolgálat hetvenéves munkája ennek a szolgálatnak időálló *tudományos célkitűzéseiről és számottevő tudományos eredményéről* tesz bizonyosságot. Bizonyosságot tesz a *szükségességéről és mai népgazdasági tervezésünknek is alapját képező gyakorlati eredményeiről*. Amióta az ember a természet erőit hasznosítani tudja, a víz mindenkor az emberiség és a népek egyetemes kincsét

jelentette. Ennek a kincsnek kihasználása nem egyéni, hanem közösségi feladat, ezért a hidrográfia művelőinek munkája és a vízrajzi kutatás eredménye is az egész nép javát szolgáló munkának megalapozója. Ha végiglapozzuk a magyar vízrajzi szolgálat 70 évének történetét,¹ és vizsgáló szemmel nézzük haladó elődeink, a kiváló vízrajzi kutatók — Péch József, Hajós Sámuel, Bogdánfy Ödön —, de a hidrográfusok munkáján túl, azoknak a kiváló vízgazdálkodási szakembereknek is a munkáját, akiknek a magyar műszaki hidrológia létrehozása és fejlődése igen sokat köszönhet — Kvassay Jenőnek, Sajó Elemérnek munkáját —, akkor lehetetlen meg nem látni ennek a tudományos és gyakorlati munkának a nép egészségét, a közösséget szolgáló mivoltát.

Az 1886-ban megindult rendszeres vízrajzi munka első évének végén az osztály „Évkönyv”-ben számolt be munkájáról. Ebben az első Évkönyvben Péch József, az osztály céljairól és feladatairól szólva, idézi az alapító rendelet szavait. Ezek szerint a vízrajzi szolgálat feladata:

„a folyamszabályozás, ármentesítés, vízhasznosítás és hajózás céljaira szükséges adatok összegyűjtése, a még hiányzóak beszerzése, mindezek feldolgozása és közrebocsátása úgy, hogy tapasztalati adatokat és ezeken alapuló irányelveket nyújtson. Ezzel azonban egyszersmind a tudománynak is sok becses anyagot szolgáltat, amelyekből időfolytán nemcsak mindazokat a teendőket meg fogjuk ismerni, melyek folyóvizeink alakulására hatással vannak, hanem ki fogjuk puhatolni az ezek között létező kapcsolatot is, és mindkettő változásainak tanulmányozásából meg fogjuk szerezni folyóvizeink természetének, életműködésének és ezek törvényeinek ismeretét.”

Meg kell gondolni, hogy olyan időben született ez a tudományos alapon álló, de a gyakorlat céljait szolgáló, és azzal összeforrt program, amikor még az ember a vízzel, a víz pusztításaival szemben csak védekezett.

A vízrajzi munka megindulásának elején ezért csak a nagyobb folyók hidrológiai megismerése volt a cél. Mégis olyan program ez, mely az egész vízgazdálkodás hidrológiai kutatási alapját megszabja, és ma is — amikor a vízgazdálkodási célkitűzések mind a jelenben, mind pedig távlati elgondolásokban szélesen kibővültek és a műszaki hidrológia tudománya hatalmas fejlődésnek indult — minden szavával időszerű.

A vízrajzi kutatásnak a hidrometria segítségével első és legfontosabb munkaköre az adatgyűjtés lett. Munkája kiterjed a föld egész felületére, a vizek megismerésére, a csapadékoknak, a felszíni és felszín alatti vizek vízállásainak és lefolyó mennyiségének, de egyéb fizikai jellemzőinek is megfigyelésére. Munkaköre a gyűjtött adatok tudományos módszerrel való feldolgozása, ennek alapján a hidrológiai jelenségek bekövetkezésének előrejelzése, és a gyakorlat céljainak megfelelően általában a víziépítkezések tervezéséhez és végrehajtásához szükséges adatok szolgáltatása. Röviden úgy fogalmazhatnánk, hogy a

¹ Lásd Lászlóffy Woldemár: A magyar vízrajzi szolgálat 70 éve c. tanulmányát. Beszámoól a Vízgazdálkodási Tudományos Kutató Intézet 1954. évi munkájáról c. kötetben.

vízrajzi kutatás a hidrológia és hidrometria eredményeinek gyakorlati alkalmazásra való feldolgozása. Eredetileg a földrajznak részét képezte, de műszaki hatásra és műszaki célok elérése végett önálló tudományággá lett. A vízrajznak ez a földrajzi alapja, műszaki eszközei és célja, valamint sokrétősége különleges helyet jelöl ki számára a tudományágak sorában.

A magyar vízrajzi kutatás hét évtizedes munkájában három fejlődési időszakot különböztethetünk meg. Az első a megalakulástól — 1886-tól — a századfordulóig, a második a századfordulótól 1945-ig — a felszabadulásig — és a harmadik a felszabadulástól napjainkig tart.

I

Pécs József az idézett általános program szerint a szolgálat első feladatait 1886-ban az alábbiakban jelölte meg :

1. A meglevő *vízmércék* törzskönyvezése és rendezése, valamint a vízrajzi kutatás számára még szükséges *újabb vízmércék felállítása*.

2. Az addig észlelt *vízállások összegyűjtése*, értékelése, feldolgozása, csoportosítása és összefüggéseik megállapítása, valamint a további *folyamatos és rendszeres észlelés*.

3. A *folyók mederalakulásának felvétele* és műszaki adataik gyűjtése.

4. A *lefolyó vízmennyiségek rendszeres és lehetőleg gyakori meghatározása*.

5. A *vízszínek rögzítése*.

6. A *vízállásokból és vízhozamokból az árvizek tanulmányozása*.

7. A már végrehajtott szabályozási munkák hatásának és következményeinek *tanulmányozása*.

8. A vízrendezési tervek alapját képező *vízrajzi adatok megvizsgálása* és a vízrendezések perspektív terveiben a szükséges adatok beszerzése és feldolgozása.

9. A *vízgyűjtőterületek megállapítása*.

10. A *jégjárással kapcsolatos jelenségek tanulmányozása*.

11. A *víztől mentesített területek nyilvántartása*.

12. A hidrológiai szempontból fontos *meteorológiai adatok gyűjtése* és felhasználása.

13. A *belvizek és ezzel kapcsolatos talaj- és szivárgóvizek tanulmányozása*.

14. A *vízrajzi adatok és ezek alapján készült tanulmányok közzététele*.

A felszabadulás utáni tíz évet leszámítva, az alapítástól egészen a századfordulóig — pontosabban 1902-ig —, *Pécs József* haláláig, eltelt 16 év a magyar vízrajzi kutatásnak legtermékenyebb korszaka. A vízrajzi munka ebben az időszakban mind tudományos, mind gyakorlati eredményeivel kezdeményezője volt az ország vízgazdálkodásának és emellett a nemzetközi tudományos életben is mindinkább ismertté lett. Nagy érdeme volt ebben a vízrajzi osztályt vezető *Pécs Józsefnek* és munkatársainak, *Hajós Sámuelnek*, *Bogdánfy Ödönnek*. Munka-

társaik közül azonban még többen mások is — *Sziberth Artur, Szilágyi Boldizsár, Erdős Ferenc*, majd később *Bartus Adolf, Viczián Ede* — élen jártak a vízrajzi munka fejlesztésében.

Éz alatt a 16 év alatt a Vízrajzi Osztály tervszerűen kifejlesztette a Kárpát-medence víz- és csapadékmérő hálózatát, kiépítette az országos vízjelző szolgálatot, bevezette az árvíz-előrejelzést, kiépítette és beszintezte az országos vízrajzi alapponthálózatot, elvégezte főfolyóink vízrajzi felvételét, megindította az ipari célokra végzett hegyvidéki vízrajzi felvételeket és az öntözések vízszükségletének méréseit, megalkotta a magyar hidrometria mérőeszközeit, kidolgozta mérési módszereit és megalapította a magyar műszaki hidrológiai irodalmat.

A vízrajzi munka közelebbi megismerése végett szükségesnek tartom, hogy ennek a kezdeti munkának mindegyikéről kissé részletesebben számoljak be.

Először az előző tíz év *vízállásadatait dolgozták fel*, és tették közzé. Ezzel ma 80 évre visszamenően *teljes vízállás-észlelési anyag* áll rendelkezésünkre nyomtatásban, amely anyag alapvetője *mai vízgazdálkodási tervezésünknek*. Majd 4 év alatt befejezték a *vízmérce-hálózat rendezését*, úgyhogy 1890-ben az egész Kárpát-medence területén már 140 vízmércén észlelték a vízállásokat, melyek közül 45 árvíz idején rendszeres távirati jelentéseket küldött.

Rövidesen kiépült a *vízjelző szolgálat* is. A távirati közléseken kívül 1893-ban az *összes érdekeltek* állandó és az akkori viszonyok között lehető gyors tájékoztatására megindult a szolgálat grafikusan szerkesztett és így szemléletes ábrázolása miatt ma is — a rádió korszakában — még mindig aktuális napi értesítője, a „*Napi Vízjárési Térkép*”, mely a jelentékenyebb folyók vízállásairól, völgyeik csapadékáról, a vízállások várható magasságáról és esetről esetre a hajójút mélységéről közölt adatokat. Ez a vízjárési térkép olyan jól bevált, hogy külföldön is hamarosan ismert lett, úgyhogy *Apollo*v szovjet professzor is a vízjelzésről írt alapvető könyvében ismerteti és méltatja.

1890 óta 25 vízmérce-szelvényre adott rendszeres árvízi előrejelzést a szolgálat. A *vízállás-tetőzéseket* 1—8 nappal jelezte előre, majd 1898 óta a Duna mintegy 20 állomására 24—48 órával előbb *naponkénti vízállás-előrejelzéseket* adott. Mindezt *az összetartozó vízállások statisztikai feldolgozása alapján* az akkori időben klasszikus módon kidolgozott előrejelzési módszerrel végezte.

A szolgálat feladatai között szerepeltek azok a vízrajzi és hidraulikai felvételek is, melyek a szabályozási és árvédelmi művek kiegészítésének, valamint a további vízimunkálatoknak megtervezéséhez szükségesek. Ez a munka a folyóink mellett elhelyezett magassági alappontokból és az ún. medernyilván-tartási szelvényeket kijelölő szelvény-kópárok-ból álló *vízrajzi alappont-hálózatra* támaszkodott. A Tiszán 300, a Dunán 496 szelvényt jelöltek meg szelvénykópárral és mérték be, és ez a megjelölés a későbbi évtizedekben a mellékfolyókon is folytatódott. Erre az alappont-hálózatra támaszkodtak a folyamatosan végzett *vízrajzi műszaki felvételek*, melyek a folyó helyszínrajzának és keresztshelvényei-

nek felvételéből, a vízszínek rögzítéséből, majd ezek alapján a hossz-szelvények megszerkesztéséből, valamint a vízemésztési és hordalék-viszonyok megállapításából állottak.

Az első felvétel a Tiszán indult meg, melynek eredménye a vízrajzi szolgálat 1902-ben megjelent „*Tisza hajdan és most*” c. kiadványa volt. A Tisza kereszt-szelvényeit, helyszínrajzát, jellemző adatait és az 1830—40 között végrehajtott felvételek óta bekövetkezett változások ismertetését adta a kiadvány. Ugyanezen időszakban vette fel a szolgálat a Balatont is és adta ki annak mélységvonalas helyszínrajzát.

A szolgálat megalakulása után megindult gyorsiramu mérési — főképpen vízsebesség-mérési — tevékenység kifejlesztette a hidrometria mérőeszközeit és eljárásait is. *Hajós Sámuelnek* a vízsebesség-méréshez kidolgozott ún. *részletező eljárása*, melyhez külön sebességmérő szárnyat és elektromos írógépet szerkesztett, valamint a Tiszán *Tiszapüspöki szelvényében* végzett kísérleti mérések vízhozam-görbéi a szolgálat munkáját ismertté tették külföldön is. Itt állapították meg ugyanis először az áradó és apadó víz ugyanazon vízálláshoz tartozó vízhozam-különbségét.

Már ebben az időszakban — 1897-ben — megindultak az ipari — elsősorban vízerő — célokra szolgáló *hegyvidéki vízrajzi felvételek, és az öntöző-vízszükségletek meghatározására, valamint a Tisza vizének és iszapjának minőségére* vonatkozó kezdeti mérések.

A szolgálat munkájáról — megindulás óta — az évenként kiadott *Vízrajzi Évkönyvek* számoltak be —, míg a vízállásokat külön kötetben adták ki.

Vízrajzi Évkönyv akkor még *kizárólag vízrajzi tudományos és gyakorlati munkát* publikáló kiadvány volt, mely azonban ebben a formájában sajnálatos módon a századfordulón megszűnt. A tanulmányok közül kiemelkedik az árvizek előrejelzésének módszertani kérdéseiről, a Tisza tavaszi árvizeinek téli hótakaróból való előrejelzéséről, a Tisza teljes hosszára kiterjedő fenékanyag-vételről és az Északkeleti Kárpátok tövében végzett lefolyás-vizsgálatokról készített tanulmány.

II

A vízrajzi szolgálat igen termékeny 16 éve után, *a századfordulótól a felszabadulásig eltelt mintegy 45 esztendő* két világháború vajúadásának és pusztításának idejére esik. Ennek az időszaknak politikai, gazdasági és szociális válságai természetesen befolyásolták azt a vízrajzi munkát is, mely mindig csak a messzebbnéző gazdasági célkitűzések és a tudományos kutatás iránti megértés idején tud termékeny lenni.

Ezt a 45 évet az első világháború osztotta két részre, és miután az első világháború végével a vízrajzi szolgálat területe is megváltozott, munkáját e két részre osztva lesz célszerű szemlélni.

1. A századforduló után következő két évtized továbbfolytatása volt a századforduló előtti munkának, azonban lendülete már csökkent és nem a *kutatómunka céltudatos fejlesztésének* jegyében folyt. Kiváló hidrológusok ekkor is vannak, *Hajós Sámuel, Bogdánfy Ödön* mellett újak is — mint *Gillyán József, Viczián Ede* —, ez alatt az idő alatt adja ki a szolgálat a Duna-felvételek eredményét, a vízerőkészlet számbavételét, a minta vízgyűjtőkön folyó kísérletek eredményeit, akkor készíti el az előrejelzéshez szükséges újabb segédleteket, — azonban különösebb perspektíva nélkül ez a vízrajzi munka már csak folytatása volt a megelőző nagy lendületű kezdeményezésnek.

A *Duna 1 : 5000* méretarányban készített helyszínrajzát, valamint hosszszelvényét 1905-ben adta ki a szolgálat.

A *vízerőkészletek számbavételére* 300-nál több vízfolyáson, 1600-nál több vízhozammérést végeztek. Bár a vízerők értékelése azóta sokat változott, mégis ez az adatgyűjtemény mind hazai viszonylatban, mind pedig a szomszéd államoknál igen jó szolgálatot tett a készletek becslésénél.

A *lefolyási tényező alakulását* a Gladna-patak és a Szernye-mocsár vízgyűjtőjén vizsgálta a szolgálat és ezzel alapját vetette meg a napjainkban is megindított és a vízgazdálkodási tervezés szempontjából igen fontos *vízgyűjtőterület-vizsgálatoknak*.

A 90-es években kiváló módszertani kutatásokon alapuló előrejelzési segédletek a mederváltozások következtében lassanként megbízhatatlanokká váltak. A folyóvíz nem holt, hanem mozgásban levő élő tömeg, mely mozgásával szüntelenül hat a medernek további fejlődésére. A meder fejlődésével pedig szorosan összefügg a vízállások magassága és bekövetkezésük ideje, ezért folytonosan nyilván kell tartani a meder fejlődését, a vele szorosan összefüggő vízállásokat, és állandóan helyesbíteni kell az előrejelzés segédleteit. Miután ez nem történt meg, azért az előrejelzés bizonytalanra vált és lassan a legszűkebb térre szorítkozott. A vízrajzi szolgálaton kívül ugyan *Korbély József* foglalkozik az előrejelzéssel, és 1910-ben a szolgálat is új segédleteket készített, de ezek már nem vitték előre a kérdést.

2. A világháború után — a kezdeti időszakban — a *hivatali munka* jellemzi a vízrajzi szolgálatot. Az országnak nem volt messzenéző gazdasági célkitűzése, ezért a vízrajzi szolgálatnál is megszűnt az a kezdeményező szellem, mely alakulása után a szolgálatot és a szolgálaton keresztül a vízgazdálkodást is vezette. A kutatás szelleme nem tudott kialakulni, pedig a munka területének összeszűkülésével, az új ország vízgazdálkodási adottságainak megfelelően a *magyar síkságok vízrajzi kérdéseit* kellett volna a kutatások előterébe állítani.

Országunk legnagyobb része síksági termőföld. Ezt a *termőföldet kellett először a vizek kártételétől megmenteni* — a vízrajzi szolgálat megindulásakor mind tudományos, mind gyakorlati munkájának zömével nagyon helyesen ezt a főcélát szolgálta —, de ezután a *termőképesség növelését kellett volna a kutatások perspektívájába állítani*.

Erre a célra irányuló vízrajzi munkához kell járulni azoknak a munkáknak, melyek a hajózást, a vízerő-hasznosítást, az ivó- és ipari vízellátást, a szennyvíztisztítást, a haltenyésztést, az egészségügyet szolgálják.

Ez azonban hiányzott és csak egy-két vonalon találunk előremenetelt a szolgálat munkájában, így például a nemzetközi vízjelzőszolgálat megszervezésével bevezették a rádiós vízjelző, majd a jégjelentő szolgálatot, a Tisza medrét újból felvették, ezzel a Tisza medrének alakulására százéves adatok birtokába jutottunk, elkészült a Bodrog felvétele, *Rohringer Sándor* professzor talajvízkút építésével — 1929—1934 között 149 talajvíz-észlelő kutat helyeztetett el — megindult a talajvíz-észlelés, a Vízrajzi Évkönyv adatszolgáltatását tovább fejlesztették.

Mindezekből az ország új adottságainak megfelelő vízgazdálkodási perspektíva számára a megindított talajvíz-észlelés és a vízrajzi adatközlés korszerűsítése jelentett lényegesebbet. Csak *Sajó Elemér* 1931-ben kiadott *Emlékiratának* vízgazdálkodási politikája nyitott ismét távlatot a vízrajzi kutatás számára. Ekkor az Intézetten kívül is jelentékeny vízrajzi munka indult meg, így az Országos Öntözésügyi Hivatalban, a Vízerőügyi Hivatalban, mégis a maga egészében a vízrajzi munka minőségileg lemaradt és főképpen lemaradt a külföldi hasonló munkák mellett észlelő hálózatának és műszer-felszerelésének hiányossága miatt. A folyamatosan észlelő automatikus berendezések felállítása és vízhozam-statisztika vezetése helyett továbbra is naponta egyszer észlelték a vízállásokat, ezeket tartották nyilván, a kisebb vízfolyásokról csak igen kevés adat volt. A vízrajzi munka fejlődése így megállt akkor, amikor pedig a nagy vízimunkálatok előkészítése tervezési vonalon már megindult.

De ennek is véget vetett a második világháború, amikor is vízrajzi észlelő berendezésünk nagy része elpusztult.

III

Az 1945. év — az ország felszabadulásának éve — új társadalmi és gazdaságpolitikájával a magyar vízrajzi munka és kutatás terén is gyökeres változásokat hozott. A szocialista tervgazdálkodással együttjáró gyorsíramú ipar- és mezőgazdaság-fejlesztés fokozott figyelemmel fordult nyersanyagkincsünk és így jelentőségét illetően a szénnel egy vonalban levő *nyersanyag, a víz* felé.

A mezőgazdasági, ipari és ivóvízellátás, de a vízgazdálkodás egyéb területe: a vízi közlekedés és energiatermelés, valamint a passzív vízgazdálkodás még megoldatlan nagyszámú és döntő kérdése előtérbe került. A népgazdaság fejlődésével kitágult a vízgazdálkodás területe, megnövekedtek a feladatai és ezekkel a feladatokkal együtt a műszaki hidrológiai, és vízrajzi kérdések tömege várt és vár a jövőben is megoldásra.

A felszíni és felszín alatti vizeinkre vonatkozó hidrológiai adatok és kutatási eredmények száma kevés volt. Mint említettem, egy-két kezdeményezés

kivételével — mint aminő a századfordulón megindított ún. ipar-vízrajzi felvételek, vagy az öntözésre vonatkozó vizsgálatok — csak a nagyobb vízfolyásokat tanulmányozták behatóan a vizek elleni védelem szempontjából, és hasznosításuk szempontjából legfeljebb csak mint közlekedési utak vagy energia-termelők jöhettek szóba.

A mélységbeli és karsztvizek kutatása kizárólag a geológia feladatát képezte, vízgazdálkodási szempontból nem foglalkoztak velük, éppen csak hogy megindult a *talajvizekre* vonatkozó adatgyűjtés, és csak elvétve voltak adataink a kisebb vízfolyásokról. Ezeknek a kisebb vízfolyásoknak — melyek vízellátási, öntözési, vízerő-hasznosítási szempontból bírnak jelentőséggel — vízhozamairól, a vízhozamoknak a csapadékviszonyokkal való kapcsolatáról, a lefolyás alakulásáról, a párolgási veszteségek nagyságáról, a beszívárgások mértékéről, nagy és kis vízfolyások hordalék-szállításáról és hordalék-minőségéről és még sok más — a vízgazdálkodási gyakorlat és ezen keresztül a népgazdaság szempontjából fontos — hidrológiai kérdésről igen keveset tudunk. Ezért a háborús pusztulás helyreállítása után a magyar vízrajzi szolgáltatnak nagy és új feladatokat kellett megoldania.

Népgazdaságunk fejlődése szorosan összefügg vízgazdálkodásunk fejlődésével. Nincs a népgazdaságnak olyan ága, mely valamilyen szempontból ne támaszkodna a vízgazdálkodás egyik vagy másik területére. Vízgazdálkodásunk fejlődését pedig nem utolsósorban tudományosan megalapozott jó vízrajzi munka segíti elő.

Népgazdaságunk tehát a vízgazdálkodáson keresztül a vízrajzi munka minél szélesebbkörű mennyiségi és minőségi fejlődését követeli meg. Ezért volt az, hogy kormányzatunk nem elégedett meg a régi vízrajzi szolgálat kiszélesítésével, hanem nagy áldozatokkal a három évvel ezelőtt felállított *Vízgazdálkodási Tudományos Kutató Intézetben* intézményessé tette a vízrajzi munka fejlődésének biztosítását és ezen túl a hidrológiai tudományos kutatások kiszélesítését.

A vízrajzi munka fejlődése első lépésben főleg az észlelő hálózat kiépítése és bővítése, a vízhozam és hordalék-mérések számának szaporítása és kiterjesztése, valamint a vízrajzi adatok tudományos módszerekkel való feldolgozása és a vízgazdálkodási gyakorlat számára nagy jelentőségű hidrológiai törvényszerűségek megállapítása terén volt tapasztalható.

Az *országos vízmérce-hálózat*, mely 1937-ben 133 mércéből állott, az első években már újjáépült, majd az első 5 éves terv végére *megkétszereződött*. Ezenkívül a vízkészletnek mezőgazdasági és ipari szempontból fontos megállapítása céljából a kisebb vízfolyásokon még további 273 vízmérce létesült. A vízállásmérés automatizálása terén is megtörténtek az első lépések, 19 rajzoló vízmérce épült, azonban a vízrajzi tudományos kérdések és a vízgazdálkodás gyakorlati kérdéseinek megoldása végett még igen nagy fejlődésre van szükség ezen a téren. A kis vízfolyások életjelenségei rendkívül gyorsan játszódnak le, és csak rajzoló vízmércék segítségével ismerhetjük meg őket.

Az országos és nemzetközi vízjelző szolgálat is jelentősen fejlődött a háború előttivel szemben. Ma távirati uton 67 belföldi és 113 külföldi állomásról kapja a magyar vízjelző szolgálat a vízállásokat az 1937. évi 39, illetve 24-el szemben, és a rádiós vízjelzőszolgálat keretében 81 állomásról magyar nyelven, míg a 32,88 m-es rövidhullámon az egész dunavölgyéről egyezményes jelekkel 135 állomásról ad vízállásokat.

A vízhozamok megállapítását a két világháború között csak kevés számú vízsebesség-mérésre támaszkodva végezhetette a szolgálat. Az évi mérések száma mindössze 100 körül volt. A *felszabadulás után* a vízgazdálkodással szemben támasztott igények kielégítése céljából a vízhozam-méréseket nagymértékben *fejleszteni* kellett, és ki kellett terjeszteni a *kisebb vízfolyásokra és forrásokra* is. Már több mint 200 vízfolyáson végez a szolgálat évenként átlag 2–3 ezer mérést és ezek alapján megindulhatott a felszíni vizek vízhozam-statisztikájának vezetése, mely már 105 állomásról ad megbízható adatokat.

Hasonlóképpen sürgetően kívánta meg népgazdaságunk fejlődése a hazai *források nyilvántartásba vételét* és rendszeres vizsgálatát. A jelenleg nyilvántartott 700 és rendszeresen megfigyelt 140 forrás adata a gyakorlat és bizonyos mértékig a tudományos kutatás céljára is már elégséges. A 20 lit/perc-nél kisebb hozamú források még nem szerepelnek a nyilvántartásban, az 1000 lit/perc-nél nagyobb források vízhozamát és egyéb fizikai, valamint kémiai adatait havonta méri a szolgálat.

Hasonlóan nagy fejlődést mutat a vízfolyások *hordalék-mérése*. Állandó mérési helyek felállításával rendszeres mérési sorozatokból lehetett megállapítani a vízfolyások lebegtetett és görgetett hordalékát és mederanyagát. 18 vízfolyáson, összesen 45 mérőhelyen folytak mérések és az évi mintavételek száma meghaladta a 12 000 darabot.

A felszíni vízfolyások vízrajzi adatainak felvétele mellett a *talajvíz-állások rendszeres észlelése* mutat nagy fejlődést. Amikor 1944-ben a szétszórott észlelőkutakat országos talajvízkút-hálózatba vonták össze, 300 volt az észlelőkutak száma. A *vízgazdálkodás különböző feladatai* — a belvízrendezés, az öntözés, a folyócsatornázás, a vízellátás — szükségessé tették a talajvízkút-hálózat nagyfokú országos és helyi bővítését, és napjainkban a vízrajzi szolgálat már 2146 kútban észleli a talajvíz-állásokat és azok változását.

A vízrajzi észlelések mennyiségi változását legjobban a *vízrajzi adat-szolgáltatás* tükrözi. 1948 novemberétől „*Vízrajzi Adatok*” címmel havi füzetekben közli a szolgálat a tárgyhónapot követő hónapban a vízjárási és időjárási adatokat, az egész év adatait tartalmazó és a felszabadulás után kibővült „*Vízrajzi Évkönyv*” pedig a tárgyévet követő évben már megjelenik.

A vízrajzi adatok összegyűjtése és módszeres feldolgozása terén nagy lépést jelentettek a „*Hidrológiai Atlasz*”-ok, melyeknek első sorozata a vízgyűjtő területek részletes kimutatása, és a vízjárást befolyásoló tényezők összefoglaló ábrázolása. Az Atlasz további két sorozata a vízrajzi és meteorológiai

évkönyvekben, illetőleg különálló közleményekben és kézirati feljegyzésekben szétszórt több évtizedes észlelési anyagok összefoglalását adja.

A hidrográfia feladata azonban a rendszeres mérések útján beszervezett adatok *tudományos módszerekkel való feldolgozása*. E téren is népgazdaságunk és vízgazdálkodásunk nagy követelményeket tárt a vízrajzi munka elé.

A felszíni vizek megismerésére vonatkozó kutatás első és legfontosabb feladata az *ország hasznosítható vízkészletének számbavétele* volt. Ennek keretében készült el a magyarországi folyók vízgyűjtő-területének fajlagos vízszállítását, vagyis a *fajlagos lefolyás sok évi átlagát* feltüntető térkép is.

A másik nagy feladat folyóink *hordalék-mozgásának és hordalék-viszonyainak* megismerése volt. A tudományos munka mellett figyelemre méltó volt az eredmények gyakorlati alkalmazása is, így pl. a tiszalöki duzzasztó és a dunai víz-erő-hasznosítással kapcsolatos hordalék-kérdések tisztázásánál.

Meg kell emlékezni a *vízgazdálkodási tervezés* munkájáról is, mely a vízkészletek és vízszükséglet összhangját mind országosan, mind vízgyűjtőnként biztosítja, ezt a munkát csak széleskörű vízrajzi kutatás mellett lehet elképzelni, az *árvíz-tanulmányokról* és a nagy területű ármentesítések miatt hazai vonatkozásban döntő *belvízlevezetés* kérdésének hatalmas anyagot felölelő vízrajzi tanulmányairól.

Egyik legfiatalabb vízrajzi munkánk a *talajvíz-kutatás*. A talajvíz-észlelések feldolgozása, az észlelési adatok statisztikai értékelése a mezőgazdasági termelés, a belvízrendezés és öntözés, sőt nagymértékben a mélyépítés feladatainak megoldását könnyítette meg. A kezdeti adatfeldolgozásokat a *talajvíztükör változására*, majd a *csapadék beszivárgására* vonatkozó vizsgálat követte. A végrehajtott kutatások sokszor egészen szorosan kapcsolódtak megoldandó gyakorlati feladatokhoz. Ezt mutatja a talajvíz-előrejelzés megindítása, a tiszalöki és visegrádi vízlépcső talajvízre gyakorolt hatásának vizsgálata, és a Szigetköz, valamint a Balatoni Nagyberék talajvízviszonyainak felderítése.

A talajvíz-kutatásnál is fiatalabb *karsztvíz-kutatásunk*, melyet a nagyobb vízfolyásainktól távolieső települések ivó- és ipari vízellátása emelt nagy jelentőségre. Alapját a már előbb említett forrás-nyilvántartás adja.

*

A magyar vízrajzi szolgálat 70 év alatt a víznek, az emberiség eme egyetemes kincsének meghódítására alapvető *megismerő kutatómunkát* folytatott és folytat hazánkban. Ebben a munkában, ennek a munkának eredményességében hullámvonalszerű lengések vannak. A vízrajzi munka akkor tudott nekilendülni, amikor olyan feladatok álltak előtérben, melyek a nép egyetemes érdekét voltak hivatva szolgálni. Gondolhatunk itt a nagy ármentesítések vagy vízszabályozások, vagy a széles kiterjedésű vízhasznosítási munkálatokra. De a vízrajzi munka jelentőségében és ütemében mégis akkor emelkedett a

legmagasabbra, amikor a tervgazdálkodással vizeinket népünk egyetemes és kizárólagos szolgálatába állítottuk.

Meg kell állapítanunk azonban azt is, hogy a magyar vízrajzi szolgálat 70. évében a népgazdaság nagyarányú fejlődésével együttjáró vízgazdálkodási feladatok *új vízrajzi és hidrológiai feladatok* megoldása elé állították a szolgálatot, a régi eredmények pedig finomításra szorulnak. *Felszíni vizeinkre* vonatkozó ismereteinkhez még *hosszú évekre terjedő és modern felszerelésű* adatgyűjtésre, feldolgozásra és tudományos munkára van szükség, *a mennyiségi adatgyűjtést a minőségi adatgyűjtésnek kell felváltani, felszínalatti vizeinknél* pedig csak a kísérleti területeken végrehajtott vizsgálatokkal és kutatásokkal kiegészített megfigyelések hozhatnak eredményt a tudományos és a további vízgazdálkodási gyakorlati feladatok számára.

A MEDERALAKULÁS TÖRVÉNYSZERŰSÉGEI

K. I. ROSSZINSZKIJ és I. A. KUZMIN

(Szovjetunió)

1. *A meder a mozgó víz és az alatta levő talaj egymásrahatásának eredménye.* A víz és a talaj kölcsönhatása során e folyamat törvényeinek megfelelő meder alakul ki.

A mederalak megváltozásának közvetlen oka a hordalékmozgás egyensúlyának megbomlása : A meder bizonyos szakaszaira több vagy kevesebb hordalék kerül, mint amennyi onnan eltávozik. Az első esetben a meder feltöltődik, az utóbbi esetben kimélyül. A hordalékmozgás egyensúlyának megszűnése kiterjedhet a folyó teljes szélességére, anélkül, hogy a hordalékmozgás jellemzői a kereszt-szelvény mentén lényegesen változnának. Ebben az esetben a folyó hossza mentén is megszűnik a hordalékmozgás egyensúlya és megváltozik a folyó kereszt-szelvénye. Előfordul azonban az is, hogy a hordalékmozgást jellemző mennyiségek a kereszt-szelvény mentén számottevő mértékben megváltoznak. Ilyenkor megváltozik a kereszt-szelvény alakja, módosul a medencék és a zátonyok helyszínrajzi elrendeződése.

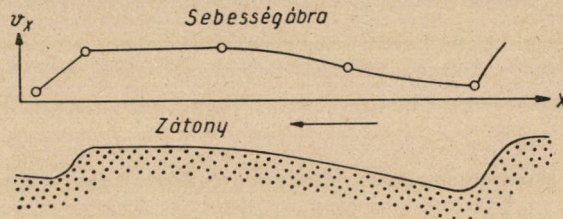
Síkvidéki vízfolyásoknál ezek a folyamatok periodikusan váltakoznak, a vízfolyás bármely szakaszán leülepedő és onnan eltávozó hordalék-mennyiségek sok évi átlagban gyakorlatilag kiegyenlítik egymást. Más a helyzet hegyvidéken. Itt a mederalakulás a hordalékmozgás kiegyensúlyozatlan állapotának határozott jellegzetességeit mutatja. A nagyobb sebességgel folyó, hatalmas mennyiségű hordalékot mozgató hegyvidéki folyók mély szakadékokat alkotva bevágódnak a kőzetekbe. A hegyvidéki vízfolyások esése, sebessége, valamint az általuk szállított hordalék mennyisége a bevágódás mértékétől függően csökken.

A folyók a hegyvidéket elhagyva lerakják a magukkal hozott hordalékot és nagymértékben feltöltik medrüket. A hordalék főleg a mederben és az ártérnek közvetlenül a meder mellett fekvő részein rakódik le. Bizonyos idő elteltével ez a területsáv kezd az ártér-medertől távolabb levő részének szintje fölé emelkedni, és a folyó az általa kimosott hordalék sávjaitól szegélyezve folyik tovább. Idővel azután a folyó áttöri ezeket a hordalékgátakat, kiszabadul a környező területnél magasabban fekvő medréből és a völgy mélyebb részén folytatja útját, ahol új, ismét emelkedni kezdő medret alakít magának és így tovább. A folyó időnként újabb és újabb hordalékot szállít a mélyebben fekvő terüle-

tekre, lassanként fokozatosan feltölti az egész síkságot. A feltöltődés folyamata több évezredig eltart, egészen addig, amíg csak a folyó hordalékkal való ellátottságának mértéke nem felel meg hordalékszállító képességének. A feltöltött terület a síkvidéki vízfolyások jellegzetes árterévé alakul, a folyó medre egyensúlyi állapotba kerül és alakját csupán az árterén belül kísérli ismételtén megváltoztatni.

A mozgómedrű, alakját folytonosan változtató folyó példjaként a *Kura* folyónak a kura—arakszinszki síkságon levő szakaszát, a *Szulak*, *Terek*, *Rion* folyók síkvidéki szakaszát említhetjük.

A meder ismétlődő alakváltozásának jellege és mértéke szorosan függ a vízfolyás sebességétől, vagyis a folyó esésétől, valamint a mederanyag és a partokat alkotó talajok kötöttségétől.



1. ábra. A zátony feletti fenékmenti sebesség változása a zátony hossza mentén (Volga folyó)

Azoknál a folyóknál, amelyeknek mederanyaga könnyen megbontható szemcsés kőzet, a víz és a mederanyag egymásrahatásának eredményeképpen olyan — bizonyos szabályszerűséggel jellemezhető — mederalak jön létre, amely nemcsak ugyanannak a folyónak egyes szakaszaira, hanem a hasonló körülmények között levő vízfolyások egész sorára jellemző. Ott, ahol a mederben a könnyen megbontható anyaggal együtt nehezen megbontható kőzetek is előfordulnak, a meder alakja bizonyos mértékig elveszti jellemző vonásait, és a kevésbé változó mederszakaszok bizonyos jellegzetességei ismerhetők fel rajta. Ilyen folyószakaszoknál a meder és a partok alakja főképpen a meder különböző részein található kőzetek viszonylagos ellenállóképességétől függ, jellemvonásai egyéniek, semmilyen törvényszerűséget sem követnek.

2. A turbulens mozgású víz és a könnyen megbontható, szemcsés anyagú meder kölcsönhatásának eredményeképpen létrejön a megállapodott meder, amelyet az egymást váltogató, állandóan mozgó zátonyok sorozata jellemez. A mederanyag egymással össze nem függő szemcséi az egyes zátonyokba bekeverülve együtt mozognak a zátonyt alkotó többi szemcsével. Ez a körülmény lehetővé teszi, hogy a zátonyt mint összefüggő egészet vizsgáljuk. A zátonynak a vízmozgással szemközt levő része hosszszelvényben enyhén hajló, domború emelkedő, amely folyamatos átmenettel csatlakozik a zátony gerincéhez. A zátony áramlási árnyékban levő oldala felül meredek, alul a zátony lábánál

homorú lejtő. A magasabban fekvő zátony áramlási árnyékban levő lábával az utána következő zátony elülső szakaszához csatlakozik (1. ábra).

A zátonyok alaprajzi alakja, valamint a mederfenéken való egymáshoz viszonyított elhelyezkedése függ a vízfolyás sebességétől, mélységének és szélességének viszonyától és a mederanyag szemcsenagyságától.

Nagyon széles vízfolyásoknál, függetlenül a sebességtől, rövidebb és szélesebb (a barkánokhoz hasonló alakú),¹ vagy pedig hosszan elnyúlt zátonyok keletkeznek. A rövidebb és szélesebb zátonyok a vízfolyás irányára merőleges, egymás mögött haladó, párhuzamos sorokból (barkánok láncolatából) állanak.

Oldalfalakkal (párhuzamművekkel) határolt vízfolyásoknál eléggé nagy sebesség, viszonylag nagyobb szélesség és kicsiny mélység esetén a zátonyok alakja félbevágott, elvágott végükkel a vízfolyás egyik oldalfalához csatlakozó barkánokra emlékeztet. Ebben az esetben a zátonyok mindkét oldalfal mentén a sakktábla beosztásának megfelelően helyezkednek el.

Viszonylag mély vízfolyásokban a zátonyok egymással párhuzamos, a meder egész szélességében közelítőleg azonos magasságú vonulatokat alkotnak.

A vízfolyások zátonyainak keletkezése a földfelszínen a szél hatására létrejövő dűnék és barkánok alakulásához hasonló folyamat.

A zátonyok keletkezésének folyamata a következőképpen játszódik le.

A zátonyok, mint azt az előbbieken már megjegyeztük, a turbulens mozgású folyadék és az egymással össze nem függő szemcsékből álló mederanyag egymásrahatásának eredményeképpen keletkeznek. Az első pillanatra úgy tűnik, hogy ennek a kölcsönhatásnak eredményeképpen permanens vízmozgás esetén a zátonyos mederfenék felszínénél sokkal egyszerűbb, sík felületnek kellene keletkeznie. Azonban könnyű meggyőződni arról, hogy az ilyen alakú felület nem marad állandó, és szükségképpen zátonyoknak kell keletkezni.

A mederfenék — feltételezve a hordalék mozgását — csupán permanens hordalékmozgás esetén maradhat sík. A permanens hordalékmozgás bármi módon való megzavarása elkerülhetetlenül maga után vonja a mederfenék alakjának megváltozását. A turbulens mozgás még abban az esetben sem tekinthető permanensnek, ha a mozgást jellemző hidraulikai mennyiségek középértékei sem az időben, sem pedig az áramlás irányában nem változnak. A hordalékmozgásnak a vízfolyás sebességeivel összefüggő hevedése egyes helyeken erősödve, másutt csillapodva ugyancsak pulzál. A hordalékhozam ingadozásának eredményeképpen a mederfenéken elkerülhetetlenül egyenetlenségek keletkeznek. Az egyenetlenségek hatására áramvonal leválások jönnek létre; a mederfenék kiemelkedéseinek áramlási árnyékban levő oldalán vízszintes

¹ A barkánok a szélfúttá dűnék szétbomlásának részei. A dűnék a szél irányára merőlegesen húzódó homokgerincek, a részekre tagozódott dűnék részei a barkánok. A tökéletes barkán mindegyik szintvonala olyan ellipszis, melynek nagy tengelye a szél irányában van, az ellipsziszből azonban karéj alakú kivágás hiányzik a szélárnyékban. A barkán tehát szélárnyékos oldalán karéjos kivágású, és itt a legmeredekebb a lejtő. A zátonyok alakjának érzékelésére a szerző ezeket a szélfúttá barkánokat említi. — A szerk.

tengely körül forgó vízhengerek figyelhető meg. Az örvények zónájától lefelé a vízfolyás fenékmenti rétegeiben folyásirányban gyorsuló vízmozgású, állandó jellegű szakaszok keletkeznek.

A vízfolyásnak azok a helyei, ahol a gyorsuló vízmozgású szakaszokkal kapcsolatos örvények keletkeznek, úgyancsak kiinduló pontjai a zátonyok keletkezésének. A vízszintes tengelyű örvény a mederfenékről kimossa a zátonnyal szomszédos mélyedést. A mélyedésből kimosott, közvetlenül a szélén lerakódott anyag alkotja azt a magot, amely azután a végleges méretű zátonnyá növekedik. A zátony gerince mögött keletkező örvény létrejöttének első pillanatától kezdve megteremti a feltételét az áramlás irányában lefelé következő zátony keletkezésének és így tovább.

A gyorsuló vízmozgás hatására keletkezett zátony az említett sebességi viszonyokkal együttjáró nem permanens hordalékmozgásnak megfelelő állandósult alakot vesz fel. Ennek során a zátony teste biztosítja a homlokfelületén a fennmaradásához szükséges gyorsuló vízmozgást, a gerince mögött pedig örvényeket idéz elő. A fenék közelében létrejövő vízmozgásnak és a zátonyokat létrehozó mederanyagoknak ez a kölcsönös kapcsolata az oka a meder állandóságának.

A megállapodott meder jellemző jelenségeihez tartozik a párhuzamos elrendezésű zátonyoknak a mélység és a szélesség arányának csökkenésekor bekövetkező, a sakktábla beosztásához hasonló elrendeződése is. Ha a vízfolyás elég széles, a zátony gerincének igen csekély mértékű elferdülése esetén is bekövetkezik a hordaléknak a zátony lába mentén történő, vagyis a vízmozgás irányával nem párhuzamos irányú mozgása. Ilyen irányú hordalékmozgásnak olyan új zátonyt kell létrehoznia, amelynek iránya merőleges a régi zátony irányára. Ennek a jelenségnek az eredményeképpen a szomszédos zátonyok gerince egymásra merőleges lesz. Az áramlási irány szerint lejjebb fekvő zátony gerince tehát merőleges lesz a felette levő zátony gerincére. A zátonyok említett elrendeződése tehát arra vezet, hogy a gerincvonalak a folyószakasz teljes szélességében elferdülnek és egymásra merőleges irányban mozogva alaprajzban cikkcakk alakú vonalban helyezkednek el.

Abban az esetben, ha a zátonyok cikkcakkos elhelyezkedésének feltételei megvannak, az egyes zátonyok magassága nem lehet az egész szakaszon azonos. A zátony gerincének a megelőző zátony árnyékában levő része a legalacsonyabb. A legmagasabb és ezzel együtt a leghosszabb is a gerinc másik vége. Könnyen belátható, hogy ilyen körülmények között a zátonyok kiemelkedő részei a vízfolyás két partja mentén váltakozva kell hogy elhelyezkedjenek. A zátonyoknak ez a csoportja főleg ezzel a sakktáblaszerű elrendezéssel tér el a zátonyok egyéb fajtáitól.

A zátonyok említett elrendeződését segíti elő a ferdén álló zátonyoknál minden esetben keletkező keresztirányú áramlás is. A keresztirányú áramlás a homokot a vízszög gőrbületi középpontja felé sodorja, és ezzel elősegíti a

zátonynak a vízfolyás egyik partjához való csatlakozását. A vizsgált kanyarulat után következő egyenes szakaszon, majd az ezt követő, ellentétes irányú kanyarulatban létrejövő áramlás hatására a vízfolyás irányában sorra következő zátony a szemben levő parthoz csatlakozik és így tovább.

A zátonyok a folyómedrek nagyon fontos alkotórészei. *A meder alakja és fejlődése szorosan összefügg a zátonyok képződésével és mozgásával.*

3. A természetes vízfolyásokat helyszínrajzi alakjuk szerint az *egyenes vonalú* (vagy csak kevéssé kanyargó), a *kanyargó* és a *szétágazó* vízfolyások csoportjába soroljuk.



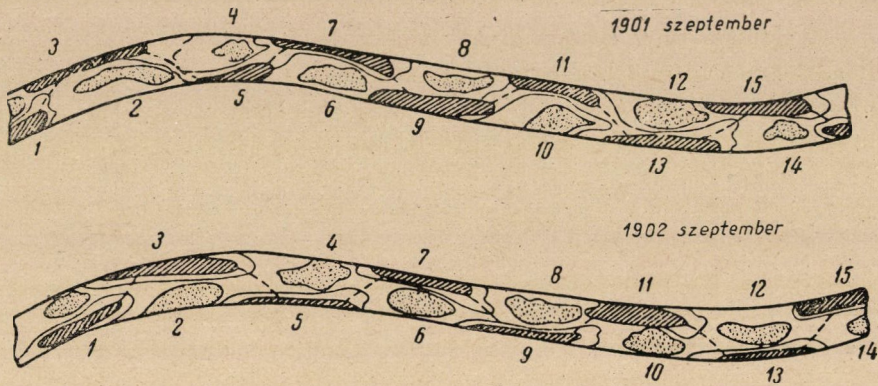
2. ábra. Partmenti zátonyok egyenes vonalú folyószakaszon: a) a Dnyeperen; b) a zvenigorodszki terület kísérleti folyóján (1953)

Az egyenes folyószakaszokon a mederfenék folytonosan mozgó zátonyokból tevődik össze. Ezek a sakktábla beosztásához hasonlóan rendeződnek el, és így az egymás után következő gázlók sorozatát alkotják. A zátonyok mozgó, magasabb részei, hol az egyik, hol pedig a másik parthoz csatlakozva, a gázlók parthoz közeli részeit alkotják; a két szemben levő parthoz csatlakozó szomszédos zátonyok nyúlványait összekötő homokhátak a gázlók gerincét képezik. A 2. ábrán a *Dnyeper* folyó egyik egyenes szakaszának, valamint egy laboratóriumban megépített kísérleti folyószakasznak helyszínrajzát tüntettük fel. Az egyenes folyószakaszokon a gázlók alaktani jellemzőiket megtartva folytonosan vándorolnak a vízfolyás irányában lefelé (3. ábra).

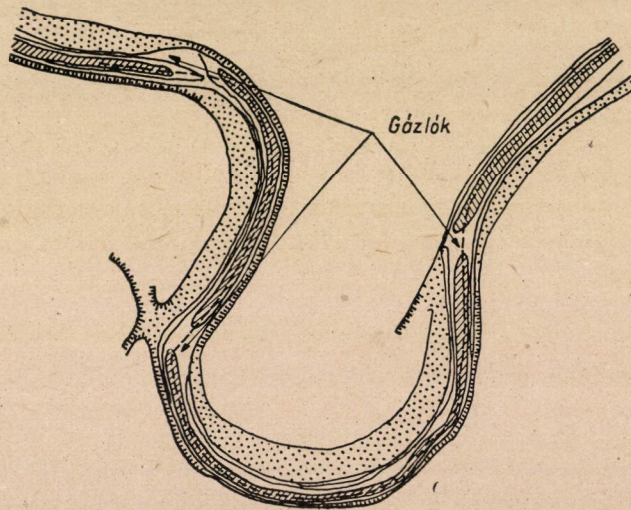
A folyómedrek állandóan zátonyos volta, a zátonyoknak a külső hatásoktól mentes turbulens vízmozgás körülményei között történő keletkezésének törvényszerűségei, valamint a zátonyos folyószakaszok általános elterjedtsége arra a következtetésre vezetnek, hogy a *gázlós meder* jellegzetes tulajdonsága azoknak a vízfolyásoknak, amelyek medrüket laza talajban alakítják ki. *A gázlós meder a turbulens vízfolyás és a szemcsés mederanyag kölcsönhatásának eredményeképpen n*

spontán módon jön létre, feltételezve, hogy a mederalakulás normális folyamatát egyéb másodlagos tényezők nem befolyásolják. Ezzel megállapítottuk a mederalakulás elméletének első alapvető tételét.

A folyók kanyarulati szakaszain, valamint a nagyobb vízfolyásoknak azokon a szakaszain, ahol a sodorvonal közel van a parthoz, a vizsgált egyenes



3. ábra. Gázlók a Visztula egyik szakaszán (a folyó partjai védőművekkel vannak megerősítve)
1, 3, 5 — medencék; 2, 4, 6 — zátonyok



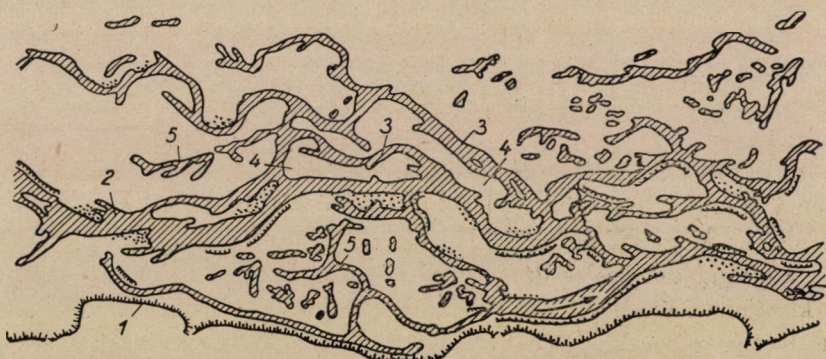
4. ábra. Vízfolyás kanyarulata alacsony vízállásnál

folyószakaszokkal ellentétben, a folyómeder rendszerint több ágra bomlik. Az íves folyószakaszokon keletkező centrifugális erők (vagy a Coriolis-féle erő) hatására létrejövő keresztirányú áramlás eredményeképpen a hordalék a domború parton rakódik le és a keresztiszelvény alakja aszimmetrikussá válik. A homorú part mentén a kanyarulat teljes hosszában nagy vízmélységet találunk.

lunk, a domború part mentén pedig megszakítás nélkül húzódik a parmenti zátony (4. ábra).

Az elmondottakból következik a mederalakulás emeletének második alaptétele: *a vízfolyás által a laza mederanyagokban létrehozott elágazó meder-szakaszok csupán ott keletkeznek, ahol a vízfolyás teljes szakaszán megvan a lehetősége az állandó keresztirányú vízmozgás létrejöttének.*

A természetben előfordulnak olyan szerteágazó vízfolyások is, amelyek különösképpen kitűnnek a szigetekkel és zátonyokkal egymástól szétválasztott mellékágak nagy számával (5. ábra). Az egyes mellékágak medre gázlókkal megszakított, vagy több kisebb ágra bomló lehet.



5. ábra. Vándorló medrű folyó helyszínrajza: 1 — eredeti part; 2 — főmeder; 3 — másodrendű mellékágak; 4 — szigetek; 5 — holtágak

4. A vízfolyások alakjának fent említett három csoportja az egyes vízfolyás-típusokat létrehoz és fennmaradásukat biztosító ismétlődő mederalakulási folyamatoknak felel meg. A mederalakító folyamatok három csoportját különböztetjük meg:

- a) *periodikus kiszélesedés,*
- b) *a kanyarulatok (meanderek) fejlődése,*
- c) *medervándorlás.*

Hogy a vízfolyás alakja milyen folyamatok eredményeképpen jön létre, attól függ, hogy medrének és partjainak viszonylagos lazasága milyen mértékű.

Azok a vízfolyások, amelyeknél a meder nagy részét alkotó zátonyok a mederanyag lazasága miatt a vízfolyás irányában gyorsan vándorolnak, és ezzel szemben a geológiai viszonyok vagy a benőtttség miatt a partok számottevő mértékű alámosása nem következik be, az alakváltozás folyamán nem törek-szenek arra, hogy kanyargóssá váljanak. A folyás irányában lefelé vándorló zátonyok mozgásuk sebességétől függően a partoknak hol az egyik, hol a másik szakaszát védik meg az alámosástól. Ennek eredményeképpen a partok a folyó hossza mentén többé-kevésbé egyenletesen pusztulnak el, és így a meder fokozatosan szélesedik.

A meder hosszú ideig tartó kiszélesedését végeredményben a keskenyedés rövid ideig tartó folyamata váltja fel: a túlságosan kiszélesedett meder valamelyik zátonyának növekedése miatt a folyó elszakad az egyik parttól, és az eredeti mederrel azonos szélességű, egyenes medret alakít magának. A megnövekedett zátonyok a vízfolyást mellékágakra bontó szigetekké alakulnak. A holtágak feliszapolódásának eredményeképpen a szigetek egyik oldalukkal a közelükben levő parthoz csatlakoznak, másik oldaluk pedig az új meder partját alkotja. Ezzel befejeződik a meder keskenyedése és ismét megkezdődik a kiszélesedés folyamata. A periodikusan változó kiszélesedés állapotában levő vízfolyások egyes szakaszai egyenes vagy enyhén kanyaró jellegét megtartják. A vízfolyások periodikus kiszélesedési folyamatának maradványaiként az árterületen egyenes vonalú vagy enyhén kanyargó holtágak maradnak vissza.

A vízfolyás medrét az említett folyamat különböző szakaszaiban a 6. ábra mutatja.

Azokon a helyeken, ahol a homloktömegeknek (az eredeti meder zátonyainak) a folyásirányban történő vándorlása lassú, és a partok viszonylag gyorsan változtatják alakjukat, a folyó kanyarogni kezd, még mielőtt a mozgó zátonyok azt megakadályoznák. Ilyenkor megkezdődik a kanyarulatok kifejlődése, a meanderek kialakulása, amely éppen olyan periodikus jellegű, mint a folyó kiszélesedésének folyamata. Idővel a kanyarulatok csaknem zárt hurkokat alkotva erősen kifejlődnek. Ezeknek a hurkoknak az eleje és a vége között kis földszorosok maradnak, amelyeket azután a folyó áttör (7. ábra). Az átvágott kanyarulati szakaszok hordalékkal fokozatosan feltöltődnek és holtágakká alakulnak. A kanyarulatok átvágásánál keletkezett egyenes folyószakaszokon ismét megjelennek a partmenti zátonyok és a kanyarulatképződés folyamata ismét elkezdődik.

A medervándorlás a nagyon laza mederanyagú vízfolyásoknál figyelhető meg. A szabályos alakot fenntartani nem tudó meder erősen kiszélesedik. Ilyen helyeken főképpen középzátonyok keletkeznek. A középzátonyok szigetekké alakulnak, amelyek a folyót vonalozásukat állandóan változtató mellékágakra bontják.

5. A periodikus kiszélesedés folyamata főképpen a homokos medrű, növényzettel borított agyagos talajú, magas árterülettel szegélyezett folyamoknál figyelhető meg. Ilyen folyamoknak jellemző sajátása a tavaszi árvizek tartóssága, valamint a nyári és az őszi árvizek megjelenése.

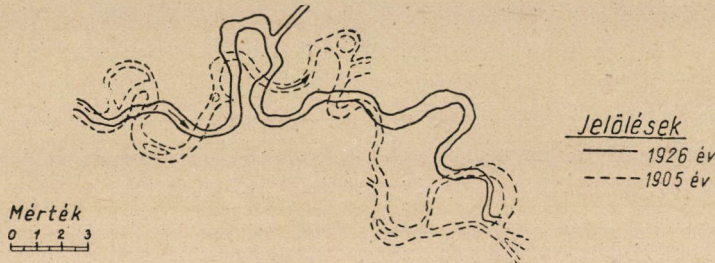
A kanyarulatok könnyebben kifejlődnek, ha a vízfolyás keresztirányú méretei viszonylag kisebbek, ha árterük növényzettel borított homokos talajú, ha a meder homokanyagába kavicsos vagy iszapos lerakódások vannak beágyazva, továbbá, ha az árvizek rövid, a középvizek pedig hosszú ideig tartanak.

Azok a folyók, amelyeknél a meder és a partok anyaga azonos, árterületükön a növényzet gyér, árvizeik hosszú ideig tartanak és sok árhullámból tevődnek össze, hajlamosak a medervándorlásra.

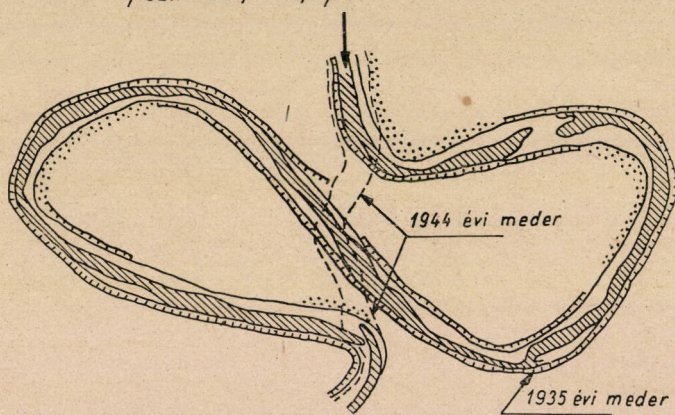


6. ábra. Periodikusan kiszélesedő medrű folyószakasz. A Volga Kozmogymjanszk környékén

6. A természetes vízfolyások alakváltozásai nem minden esetben sorolhatók az ismertetett csoportok valamelyikébe. A geológiai, a hidrológiai és részben a topográfiai tényezők az egyes folyószakaszokra jellemző egyéni vonásokkal járulnak hozzá a meder alakulásához. Viszont az alluviális medrű folyóknál a fent említett három ismétlődő alapvető folyamatnak ; a periodikus kiszélesedésnek, a meanderképződésnek és a medervándorlásnak az elemei minden esetben megfigyelhetők.



A folyó helyszínrajzi alakjának változása meanderképződésnél
/Szir - Darja folyó/

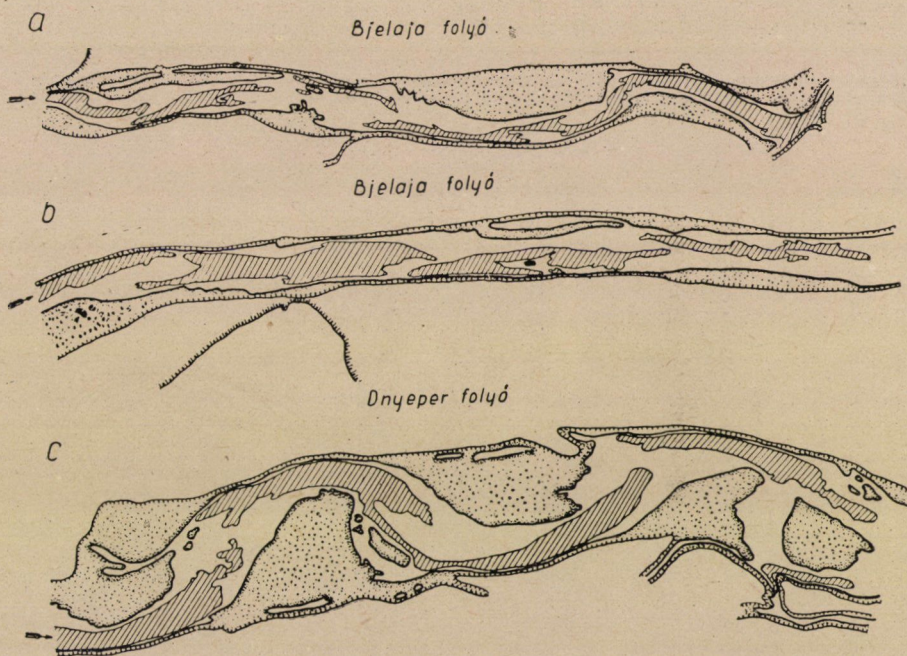


A kanyargó folyószakasz kiegyenesedése a meanderképződés folyamán
/Kura folyó/

7. ábra. Felső rész : a folyó helyszínrajzi alakjának változása meanderképződéssel (Szir-Darja folyó)
Alsó rész : a kanyargó folyószakasz kiegyenesedése a meanderképződés folyamán (Kura folyó)

Azoknak a bonyolult geológiai szerkezetű vízfolyásoknak egyes szakaszai, amelyeknek medre és partjai különböző kötöttségű talajokból tevődik össze, mind a mederfenék alakját, mind pedig a mederalakulás folyamatának jellemzőit tekintve eltérhetnek az alluviális medrű vízfolyásoktól. Ha a mederfeneket kis mennyiségű, kötött talajon fekvő homokréteg borítja, a mederben nem képződhetnek zátonyok. Ilyen esetekben gyakran előfordulnak a zátony alakú,

több, viszonylag kisebb hordalékuckából összetett lerakódások. Azokon a helyeken, ahol számottevő méretű zátonyok keletkezhetnek, feltűnő, hogy a zátonyok csaknem mindig mozdulatlanok és alakjuk sem teljesen kifejlődött. A 8. ábrán a bonyolult geológiai szerkezetű *Bjelaja* folyó két szakaszát hasonlítjuk össze a laza mederanyagú *Dnyeper* egyik szakaszával. A zátonyképződésnek ezek a sajátosságai akkor is megfigyelhetők, ha a meder homokja számottevő mennyiségű kavicsos-görgeteges anyagot tartalmaz. Azok a folyók, amelyek medrének és partjainak talaja kötöttebb, a zátonyok mozdulatlanságának következtében még akkor is meandereket fejlesztenek, ha partjaikat agyagos



8. ábra. Bonyolult geológiai szerkezetű területen átfolyó (a és b ábra) és laza mederanyagú vízfolyás (c ábra) egy-egy szakaszának helyszínrajza

vagy agyag-talaj alkotja. A kötött mederanyagú folyók jellemző tulajdonsága, hogy bennük — tekintettel arra, hogy a mélyen való bevágódás nehézségekre ütközik — alakjukat csak lassan, helyüket pedig egyáltalán nem változtató szigetek keletkeznek. A szigetek keletkezésére kedvezőnek mutatkoznak a folyónak azok a szakaszai, amelyeken a partok a kimosással szemben valamivel ellenállóbbak, mint a feljebb vagy a lejjebb fekvő szakaszokon, és a meder is kötött talajú. Némely nagyobb folyón, amelynek medre bonyolult geológiai szerkezetű, vannak olyan mederszakaszok, amelyeket a szigeteknek egész rendszere hálóz be, számos mellékágra bontva a folyót.

Azoknak a folyóknak, amelyeknek medrét és partjait nehezen kimosható talajok alkotják, az esetek legnagyobb részében nincsen árterületük. Az ilyen folyók helysínrajzi vonalozását rendszerint a környező terület geológiai szerkezete és topográfiai sajátosságai határozzák meg. Helysínrajzi elrendezésük rendszerint a folyóvölgy vonalozását követi. Ezeknél a folyóknál a gázlók elhelyezkedése a meder helysínrajzi alakjától függ, a medret a gázlónál legtöbbször a kimosásnak ellenálló anyag alkotja.

7. A folyómeder alakja főképpen a vízhozamtól, a folyó esésétől, az ártér szélességétől és magassági viszonyaitól, a mederanyag szemmagyságától, valamint a mederalakulás folyamatának típusától függ.

A meder keresztszelvényének alakja a laza mederanyagú folyóknál a mederképződés folyamatának típusával kapcsolatos, és a keresztszelvény alakját a hordalékmozgás keresztszelvénymenti egyensúlya szabályozza. A mederképződési folyamat során a meder szélessége, és ennek megfelelően a mélysége is, bizonyos középérték körül ingadozva állandóan változik. A szélesség és a mélység viszonya legkisebb a meandereket képező folyóknál, és ez az arány annál kisebb, minél rövidebbek a kanyarulati szakaszok. Legnagyobb ez az arány a vándorló medrű folyóknál. A periodikusan kiszélesedő medrű folyók átmeneti helyzetet foglalnak el.

A kimosásnak ellenálló mederanyagú vízfolyásoknál a keresztszelvény méreteinek viszonya a folyóvölgy peremét és fenekét alkotó kőzetek viszonylagos szilárdságától függ.

A HORDALÉKMOZGÁS GRAVITÁCIÓS ELMÉLETE

M. A. VELIKANOV,

A SZOVJETUNIO TUDOMÁNYOS AKADÉMIAJÁNAK LEV. TAGJA

(Szojjetunio)

„Hordaléknak” nevezzük a málló rétegnek azokat az apró részecskéit, amelyeket a vízfolyások elragadnak és az áramlás mentén lefelé szállítanak. Így tehát a hordalékszállítás mindig a nehézségi erő *pozitív* munkájával van kapcsolatban; a hordalékszállítás kialakulásának lehetősége azonban — mint mindjárt igazoljuk — az áramlásnak a nehézségi erővel *szemben* végzett munkájának tudható be. Az a tény, hogy a földkéreg legnagyobb részén a domborzat esése viszonylag kicsiny, a föld felszínén ritkán találunk olyan területet, ahol a súlyos szemcsék közvetlenül legördülhetnek. Az esetek túlnyomó többségében a szilárd szemcsék az áramlásban aszimmetrikus körüláramlásuk következtében jelentkező *emelőerő* hatására jönnek mozgásba. A felemelt szemcsék a *turbulens keveredésből* származó keresztirányú áramlások miatt bizonyos ideig lebegtetett állapotban maradnak. A hordalék mozgása *ugrásszerű*; a szemcsék emelkedésének magassága csakúgy, mint az ugrások hossza (és időtartama) fordítva arányos a szemcsék méretével: ugyanolyan sebességnél a nagyobb szemcsék ugrása rövidebb, csak kissé emelkednek a fenék fölé; az apróbb szemcsék magasabbra emelkednek és a keresztáramlások irányától függően felemelkedve, majd lesúlylyedve hosszabb utat tehetnek meg lebegtetett állapotban, míg ismét le nem szállnak a fenékre, ahol az egyes szemcsék mindaddig nyugalomban maradnak, míg a pillanatnyi emelőerő el nem éri azt az értéket, amelynél a szemcse *ismét* a fenék fölé emelkedhetik, úgyhogy bekövetkezzék a következő ugrás.

A helyszíni és a laboratóriumi vizsgálatok arra mutatnak, hogy a szemcseméret és az áramlási sebesség meghatározott viszonya mellett következik be a szemcse felemelése és szállítása; mindig létezik egy olyan — statisztikai értelemben — *stacioner* folyamat, amikor a fenékre leeső és az onnan felemelkedő szemcsék száma *kiegyenlítődik*, és a tovaszállított hordalékszemcsék száma *átlagosan* állandó lesz. Ez a stacioner állapot az áramlásnak a turbulens keveredés intenzitásától függő hordalékszállító képességét határozza meg.

Később majd meglátjuk, hogy az áramlás hidrodinamikai jellemzői az adott szemcseméretetek esetében nemcsak az összegezett hordalékszállító képességét határozzák meg, hanem a lebegtetett hordalék függélymenti *eloszlását* és

a *hordaléktetőnek* nevezett határmagasságát is, amely annál alacsonyabb, minél durvább a hordalék.

A mondottakból következik, hogy a mozgómedrű vízfolyás állandóan munkát fejt ki a nehézségi erővel *szemben*. Ez a munka két részből tevődik össze : először munkavégzést jelent az, hogy a hordalékszemesék a fenékről olyan magasságra emelkednek fel, amely elegendő arra, hogy a szemesék bekerüljenek az áramlás haladó mozgásába ; másodsor a fölemelt szemeséket a turbulens keveredés felfelé irányuló lökéseiből származó munka visszatartja attól, hogy a fenékre üljenek le.

A továbbiakban szorítkozzunk az előbb megfogalmazott *stacioner* folyamat vizsgálatára, azaz tételezzük fel, hogy meghatározott középsebesség és a helyi sebességek meghatározott eloszlása esetén — ha a mozgó meder (közelítően) homogén összetételű anyagból áll — a függély mentén *statisztikailag állandó* hordalékeloszlás alakul ki, valamint állandó a szállított hordalék összes mennyisége is.

A vizsgálatunkban a sík áramlások esetére alkalmazott szokásos jelölések-nél maradunk meg: a hosszirányú koordináta (az áramlás irányában) x , a keresztirányú (függőleges) koordináta y ; a folyékony fázis (víz) megfelelő sebességkomponensei u és v ; a szilárd fázis (hordalék) sebességkomponensei u_s és v_s ; a hordalék ülepedési sebessége w , a hordalék koncentrációja (töménysége) s , a vízfolyás mélysége és esése h és i ; a folyadék sűrűsége ρ , a hordalék sűrűsége pedig ρ_s . Alkalmazni fogjuk továbbá az általánosan elfogadott $u_s = u$ és $v_s = v - w$ összefüggéseket, valamint az „archimedesi erő” szorzójának egyszerűsített

$$a = \frac{\rho_s}{\rho} - 1$$

jelölését.

A folyékony és a szilárd fázis *stacioner* eloszlását meghatározó két alapösszefüggést a következő alakban írhatjuk fel :

$$\overline{(1-s)v} = 0; \quad \overline{s \cdot v_s} = 0 .$$

(A felülvonás az idő szerinti átlagolást jelenti.) Egyszerű műveletek után ezekből a képletekből három egyenletet kapunk :

$$\bar{v} = \bar{s} \cdot w \tag{1}$$

$$\bar{v}_s = -w(1 - \bar{s}) \tag{2}$$

$$\overline{v' s'} = w \bar{s} (1 - \bar{s}) . \tag{3}$$

A két első képlet a vízre és a hordalékra vonatkozóan a keresztirányú sebességek idő szerinti átlagértékeit jelenti. A további tárgyalás szempontjából

különösen fontos harmadik képlet a szilárd fázis felemelő és lesüllyedő tömegeit jellemző relatív térfogatok statisztikai értelemben vett egyenlőségét fejezi ki.

Schmidt bécsi geofizikus által a szabad légkörre javasolt elgondolásán felépülő és több kutató által nem egészen helyesen a víz mozgására is kiterjesztett „diffúziós elmélet” alapját az a feltevés képezi, hogy a függőleges irányú hordalékmozgás az átlagos töménység gradiensevel arányos:

$$\bar{v}'\bar{s}' = -\varepsilon \frac{d\bar{s}}{dy} \quad (4)$$

A (3) összefüggés behelyettesítésével a fenti képletből az

$$\frac{s}{s_0} = e^{-\int_0^y \frac{w dy}{\varepsilon}} \quad (5)$$

jól ismert megoldást kapjuk kis töménység esetében ($1 - s \approx 1$). Ezzel kapcsolatosan két körülményre kell felhívni a figyelmet: először Schmidt feltevését csak akkor tekinthetjük igaznak, ha a függőleges elmozdulások hossza igen kicsiny a vízfolyás keresztirányú méreteihez képest (légkör esetében ez a feltétel magától értetődően fennáll); másodsor, Schmidt a *súlytalan* szubsztanciák mozgására javasolta alkalmazni feltevését, ezért a súlyos hordaléokra történő általánosítása külön ellenőrzést igényel.

Rouse tényleges viszonyok között 1938-ban végzett kísérletei rámutattak arra, hogy Schmidt feltevése csak *finom* hordalék esetében érvényes, $\frac{1}{4}$ mm-nél nagyobb átmérőjű hordalékszemescsék esetében azonban már *lényeges* eltérés mutatkozik a diffúziós elmélettől.

Másképpen kell értékelnünk a *gravitációs elmélet* (3) alatti egyensúlyi egyenletét. Ez az egyenlet a nehézségi erőnek a szilárd szemcsék folytonos ülepedése következtében végzett munkáját és — stacioner eloszlás esetén — a folyadéknak a szemcsék felemelésére fordított, a nehézségi erő munkájával *egyenlő* nagyságú, de ellenkező előjelű munkáját, vagyis az úgynevezett *lebegtetési munkát* fejezi ki.

Le kell szögezni, hogy a kérdést most csak *stacioner* eloszlás esetére tárgyaljuk, amikor a nehézségi erő munkáját *egyenlővé* tehetjük az áramlásnak azzal a nehézségi erővel szemben végzett munkájával, amelyet a szilárd és a folyékony fázis kölcsönhatásából származó erők végeznek. Bár általános esetben két kölcsönhatásból származó erő — a nyúlósság és a nyomás — működik, *stacioner* eloszlás esetében — Archimedes törvényét az egyensúly feltételével kombinálva, — a *lebegtetési munka* szabatos és egyértelmű kifejezését a

$$T = (\rho_s - \rho) g w \bar{s} (1 - \bar{s}) \quad (6)$$

alakban kapjuk meg, ha a (3) egyenletet megszorozzuk a vízbe merült hordalék-szemcse súlyával.

A további feladatunk az, hogy a lebegtetési munka értékét figyelembe vegyük a hordalékszállító vízfolyás energiaegyensúlyának felírásánál. Homogén folyadék esetében a vízmozgás energiaegyensúlyát Reynolds jólismert egyenletei fejezik ki. Ezeket az egyenleteket a síkbeli, hosszirányban homogén áramlásra alkalmazva, a következő összefüggéseket kapjuk :

az *átlagos mozgásra* :

$$\rho \bar{u} i - \frac{d}{dy} \left\{ \rho \bar{u} \cdot \bar{u} v' \right\} = -\rho \bar{u} v' \frac{d\bar{u}}{dy}; \quad (7)$$

a *pulzálási mozgásra* :

$$-\rho \bar{u} v' \frac{d\bar{u}}{dy} = -\mu \left\{ \bar{u}' \Delta \bar{u}' + \bar{v}' \Delta \bar{v}' \right\} + \frac{d}{dy} \left\{ v' \frac{\rho(u'^2 + v'^2)}{2} \right\}. \quad (8)$$

A *teljes mozgásra* vonatkozó egyenletet a fenti két egyenlet összegezése útján kapjuk meg. Mivel az összegezésnél az átlagos mozgás által a pulzálási mozgásnak átadott energiát kifejező

$$-\rho \bar{u} v' \frac{d\bar{u}}{dy} \quad (\bar{u} v' < 0)$$

lényegesen pozitív mennyiség *kiesik*, az egyenlet alakja a következő lesz :

$$\begin{aligned} \rho \bar{u} i - \frac{d}{dy} \left\{ \rho \bar{u} v' \cdot \bar{u} \right\} &= -\mu \left\{ \bar{u}' \Delta \bar{u}' + \bar{v}' \Delta \bar{v}' \right\} + \\ &+ \frac{d}{dy} \left\{ v' \frac{\rho(u'^2 + v'^2)}{2} \right\}. \end{aligned} \quad (9)$$

A (9) alatti egyenlet az energiaegyensúly összes tagjait magában foglalja. Ezek a tagok az alábbiak :

I. Az áramlási energia alapforrása a potenciális energia időegység alatti csökkenése :

$$\rho \bar{u} i = A > 0.$$

II. Az átlagos mozgás rétegei között ébredő turbulens súrlódás miatt fel-
lépő veszteség :

$$\frac{d}{dy} \left\{ \rho \bar{u} \bar{v}' \cdot \bar{u} \right\} = B > 0 .$$

III. A pulzálási mozgás nyúlósságából származó veszteség :

$$- \mu \left\{ \overline{u' \Delta u'} + \overline{v' \Delta v'} \right\} = C > 0 .$$

IV. A pulzálási mozgás

$$\frac{\rho (u'^2 + v'^2)}{2}$$

kinetikai energiájának átadása a v' keresztirányú pulzálási sebességnek :

$$\frac{d}{dy} \left\{ v' \frac{\rho (u'^2 + v'^2)}{2} \right\} = D .$$

Miután a harmadik momentumok általában igen kicsinyek, D -t szintén igen
kis mennyiségnek tekinthetjük :

$$D \ll C .$$

Ha a fent említett

$$- \rho \bar{u} \bar{v}' \frac{du}{dy} > 0$$

energiame nyiséget P -vel jelöljük, Reynolds egyenleteit az alábbi egyszerűsített
alakban írhatjuk fel :

$$A - B = P \quad (7')$$

$$P = C + D \quad (8')$$

$$A - B = C + D \quad (9')$$

A homogén folyadékra felírt egyenletekről a hordalékszállító vízmozgás
egyenlet eire térve át, két új tényezővel találkozunk : először a diszperzoid,
amelyet például a folyékony fázisra vonatkozóan az jellemez, hogy ρ -t $\rho(1-\bar{\sigma})$ -sel
kell helyettesíteni, inhomogén ; másodsor a folyadékban kiegészítő mozgások
lépnek fel amiatt, hogy a szilárd hordalékszemesék folytonosan ülepednek.
Az első tényezőt teljes mértékben figyelembe vettük ; a második tényezőt ellen-

ben csak az eredő hatásában, mert a szemcsék egyenletes esése miatt az ellenállásokat (a nyúlósságból és a nyomásból származó ellenállásokat) egyenlővé tehetjük a szemcse vízben mért súlyával. Azokat a nagy frekvenciájú örvényléseket, amelyek a szemcsék körüláramlása miatt a sebességmezőhöz *többletként adódnak, elhanyagoljuk*; ebből az elhanyagolásból annál kisebb hiba származik, minél kisebb a hordalék töménysége.

Azt a kérdést, hogy Reynolds egyenletei közül melyikbe kell helyettesítenünk az új tag, a lebegtetési munka értékét, igen egyszerűen döntjük el. Nyilvánvalóan abba az egyenletbe kell helyettesítenünk, amelyben az összes többi energetikai tag is szerepel, azaz a (9) egyenletbe. Ebben az egyenletben azonban szerepel a C és D tag, amelyeket közvetlenül a második és a harmadik momentumokkal fejezünk ki. Ezeket a momentumokat a hidrodinamika mai állása mellett sem elméleti, sem kísérleti úton nem tudjuk megállapítani. Az összegük azonban a (8) egyenlet értelmében az \bar{u} és $\overline{u'v'}$ jól ismert mennyiségek szorzatával egyenlő. Éppen ezért közelítésképpen nem a (9) alatti, hanem a (7) egyenletet alkalmazhatjuk, feltételezve, hogy mind a négy — az A, B, C, D — energetikai tag szerepel benne, de a két utolsó összege:

$$C + D = P.$$

Ezt annál is inkább megtehetjük, mert a $C + D$ összegben a második tag — mint korábban már rámutattunk — az elsőhöz képest igen kicsiny: $D \ll C$; ennek következtében fennáll a

$$P \approx C$$

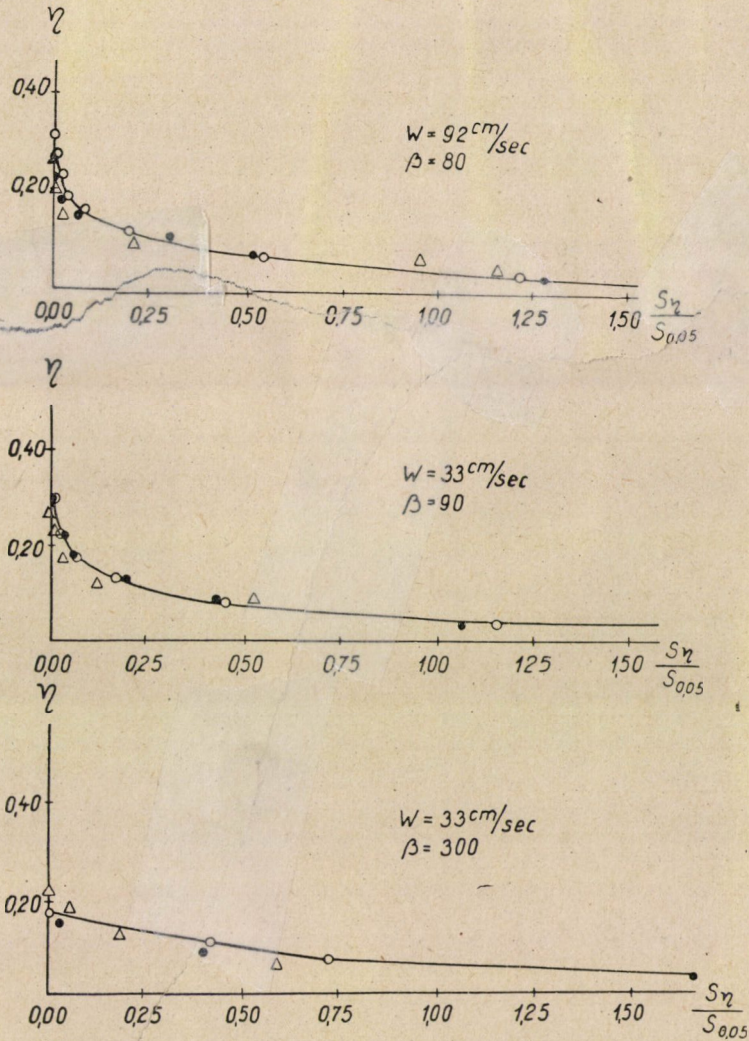
közelítő egyenlőség, ami azt jelenti, hogy a P tagban gyakorlatilag csaknem az összes pulzálási veszteséget figyelembe vesszük.

Így tehát a (7)-ből indulunk ki, behelyettesítjük ebbe az egyenletbe a folyékony fázis $\rho(1 - \bar{s})$ változó sűrűségét és hozzáadjuk a (6) alatti lebegtetési munkát. Egyszerű átalakítások után az alábbi összefüggést kapjuk:

$$(1 - \bar{s}) \rho \bar{u} \left\{ g_i - \frac{d \overline{u'v'}}{dy} \right\} + \rho \bar{u} \cdot \overline{u'v'} \cdot \frac{d\bar{s}}{dy} = (\rho_s - \rho) g w \bar{s} (1 - \bar{s}).$$

Az első tagot, amely homogén folyadék esetén zérussal egyenlő, kis töménység esetén igen kicsinynek tekinthetjük. Ezt a tagot elhanyagolva és ennek megfelelően — hangsúlyozva, hogy közelítésről van szó — a

$$-\overline{u'v'} = g_i (h - y) \\ 1 - s \approx 1$$



- o A gravitációs elméletnek megfelelő görbe
- Fotoelektromos módszerrel kapott kísérleti pontok
- △ Filmfelvétel alapján kapott kísérleti pontok

I. ábra. A szerző irányításával 1954-ben a moszkvai egyetem laboratóriumában Z. M. Kurocskina és V. P. Petrov által végzett mérések alapján megszerkesztett hordalékeloszlási grafikonok. A méréseket párhuzamosan fotoelektromos módszerrel és filmfelvétellel végezték

összefüggéseket véve, a

$$\frac{ds}{s} = - \frac{aws dy}{ui(h-y)}$$

differenciálegyenletet kapjuk, amelynek integrálja attól függ, hogy az átlagos sebességek eloszlására melyik empirikus képletet használjuk. Alkalmazzuk a leginkább kézenfekvő

$$u = \frac{\sqrt{ghi}}{\alpha} \ln \left(1 + \frac{y}{\delta} \right)$$

logaritmikus képletet (δ az érdességi tényezőt jelenti); ekkor egyszerű műveletek elvégzése után a lebegtetett hordalék függélymenti eloszlására az alábbi végleges megoldást kapjuk:

$$\frac{s}{s_0} = \varphi^\beta; \quad \varphi = e^{-\int_{y_0}^y \frac{w \cdot c_v}{(h-y) \ln \left(1 + \frac{y}{\delta} \right)} dy}; \quad \beta = \frac{aws}{i \sqrt{ghi}}. \quad (10)$$

A fenti képlettel kifejezett hordalékeloszlási törvényt a szerző irányítása mellett Z. N. Kurocskina és V. P. Petrov a moszkvai egyetem laboratóriumában kísérletileg ellenőrizte. A hordalék töménységet párhuzamosan fotoelektromos módszerrel és filmfelvétellel végezték. A mellékelt grafikonokból kitűnik, hogy az elméletet igen jól alátámasztják a kísérleti adatok (1. ábra).

A (10) egyenletben szereplő β paraméter a gravitációs elmélet alapvető *dimenzió nélküli kritériuma*, amely, mint rögtön igazoljuk, a vízmozgás hordalék-szállító képességét jellemzi.

Írjuk fel a vízmozgás lebegtetési munkájának az áramlás teljes energiájához való viszonyát (kis töménység esetében):

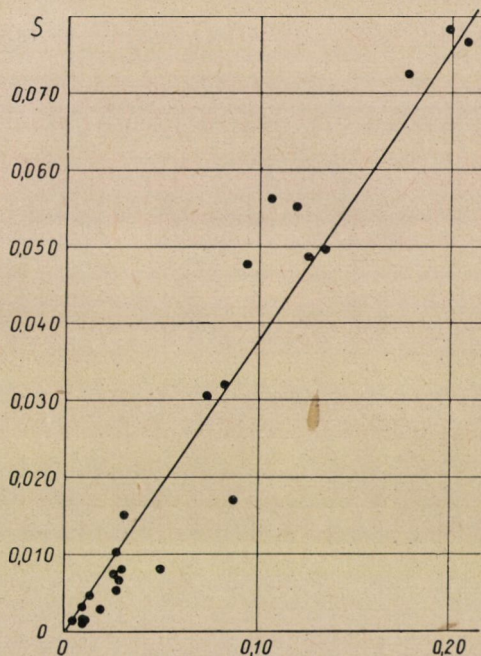
$$\sigma = \frac{(\rho_s - \rho) g w s_m}{\rho g u_m i} = \text{const} \cdot \beta \cdot s_m$$

(s_m a függélymenti középtöménység). Ez a viszonyszám, más szóval a hordalék-szállító vízfolyás *hatásfoka*, a középtöménység és a β dimenzió nélküli kritérium szorzatával arányos. Anélkül, hogy külön kitérnénk rá, megemlítjük, hogy a hasonlósági megfontolásokból egy igen valószínű feltételezésre juthatunk, nevezetesen arra, hogy lebegtetett hordalékkal telített valamennyi vízfolyásra vonatkozóan a σ tényező értéke ugyanaz. Ebből viszont az következik, hogy a

töménység s_m határértéke és a β paraméter értéke között hiperbolikus összefüggés van :

$$s_m = \frac{\text{const}}{\beta} . \quad (12)$$

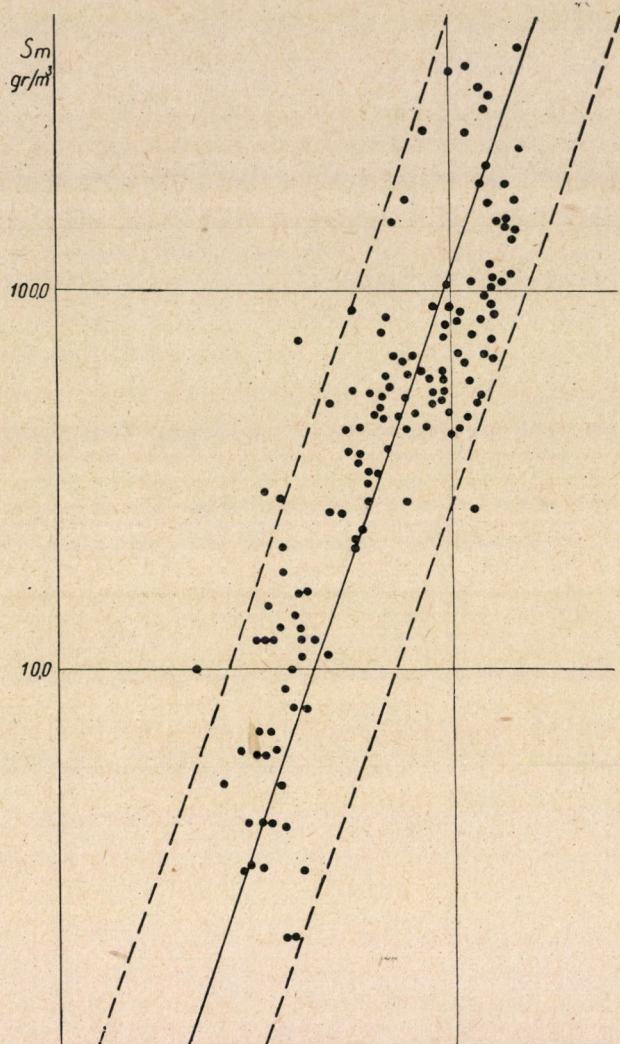
Mint a mellékelt grafikonokból kitűnik, a laboratóriumi és külső mérések ezt az összefüggést igazolják, vagyis a szerző feltevését fizikailag helyesnek fogadhatjuk el (2. és 3. ábra).



2. ábra. A középtöménység és a β paraméter közti összefüggés grafikonja K. A. Knoroz (VNIIG) mérései alapján

Ebben a tanulmányban az egész levezetést egy korlátozással adtuk meg, nevezetesen, hogy a *töménység kicsiny*. Ez a korlátozás nem merev, sem a természetes vízfolyások — *a folyók* —, sem pedig a mesterséges vízfolyások — *csatornák* — esetében. Éppen ezért bátran állíthatjuk, hogy a javasolt elmélet alkalmas arra, hogy az eróziós folyamatok mechanizmusát kielégítően magyarázza meg, és a vízügyi tervezéseknél a hordalékmozgások gyakorlati számítására alapot nyújtson.

Néhány további (közelítő) feltevés alkalmazása révén ezt az elméletet a *nagy töménységű* áramlásokra is alkalmazni lehet, többek között felhasználhatjuk a zagyszállítással kapcsolatos számításokra is.



3. ábra. A közepes hordaléktöménység és az áramlási sebesség közti összefüggés grafikonja. A grafikont *M. I. Makkavejev*, a földrajztudományok doktora állította össze *V. G. Poljakov* Volgán végzett mérései alapján. A logaritmusos koordinátákban összeállított grafikon alapján megállapíthatjuk, hogy a töménység a sebesség köbével, vagyis a β paraméter reciprokéval arányos.

A MEDERÁLLANDÓSÁGRA ÉS A HORDALÉKMOZGÁSRA VONATKOZÓ VIZSGÁLATOK

BOGÁRDI JÁNOS
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK DOKTORA

A természetes vízfolyások hordalékszállításával legelőször a XVI. században a kínaiak foglalkoztak. Az első vizsgálatokat csaknem 200 éves szünet követte és a nagyobbarányú fejlődés még később, csak a XIX. század derekán indult meg. Ebben az időben, ha nem is a legelsőik között, de már Magyarország is szerepel dunai vizsgálataival.

A legelső hordalékvizsgálatok mind külföldön, mind hazánkban a lebegtetett hordalék szállítására vonatkoztak. *Balló Mátyás* 1871—1872-ben a Duna, *Pasteiner Dezső* 1901—1902-ben a Tisza, *Horusitzky Henrik* 1903-ban a Vág, *Takáts Tibor* pedig 1920 táján a Duna lebegtetett hordalékszállítását mérte.

Az újabb korszerű méréseket hazánkban 1942-ben indítottuk meg a Tiszán. A tiszai méréseket követték a Dunán és több mellékfolyón végzett mérések. Megemlítjük, hogy a vízrajzi szolgálat által végzett mérések mellett több esetben geológusaink is végeztek méréseket (*Mezősi* és *Donát* mérései a Tiszán és a Maroson).

A görgetett hordalék mennyiségének mérése világviszonylatban is későn indult meg. Hazánkban 1933-ban *Tőry Kálmán* végzett kísérleteket a görgetett hordalék mérésére szolgáló hordalékfogók kialakítására. A tulajdonképpeni hordalékmérések 1935-ben indultak meg és azok végrehajtásában már a szerző is részt vett. 1942-ben *Károlyi Zoltán* szitaszövet nélküli hordalékfogót szerkesztett, amely most már lehetővé tette a viszonylag megbízható mérések elvégzését.

A magyar hordalékmérések történetének egyik érdekessége, hogy a külföldet is megelőzve, már 1890-ben a Tisza mederfelvételével kapcsolatban vizsgálták a *mederanyag összetételét*. Ezt követően csak viszonylag hosszú idő után, 1942—43-ban került sor a Duna magyar szakaszán a mederanyag vizsgálatára. Azóta a hordalékmérésekkel egyidejűleg mindig a mederanyag összetételét is vizsgáljuk.

A nagyobb arányú hordalékmérések a felszabadulás után, 1948-ban indultak meg. 1953 végéig 10 folyó 31 keresztmetszelynyére vonatkozólag végeztünk rendszeres hordalékméréseket. 1954-ben további 8 folyó 14 mérőállomásán indultak meg a hordalékmérések, melyekhez még egy újabb dunai és két tiszai állomáson végzett mérések csatlakoztak.

A hordalékmérések részletes feldolgozása és közreadása ez ideig 9 folyó 25 mérőállomásra vonatkozólag történt meg. Minden mérőállomáson meghatároztuk a hordaléktöménységnek, valamint a *lebegtetve* és *görgetve* szállított hordalék súlyának a vízállással, a vízhozammal és a vízsebességgel való kapcsolatát. A hordaléktöménység, valamint a lebegtetve és görgetve szállított hordalék súlyának átlagos és szélsőséges értékeit is megállapítottuk. Megvizsgáltuk a hordalékanyagok szemösszetételei változását. Korrelációs kapcsolatokat számítottunk a hordalékszállítás és a vízfolyás hidraulikai tényezői között. Több esetben vizsgáltuk az áradó, apadó és tetőző vízállások, valamint az évszakok hatását a hordalék szállítására. Új elgondolások szerint hidraulikai kapcsolatokat határoztunk meg egy-egy mérési keresztiszelvényre vonatkozó mérési eredmények között. A hidraulikai kapcsolatok a hordaléktöménységnek és a hordalék-súlyoknak a vízállással, a vízhozammal és a sebességgel való összefüggése mellett ezeknek egymáshoz való viszonyát is kifejezik. Vizsgáltuk a hordalék szemnagyságának, valamint a lebegtetve és görgetve szállított hordalék súlyának egy keresztiszelvényen belüli és a folyók hossza mentén mutatkozó változásait. Megindítottuk a mederanyag milyenségének figyelembevétele alapján a folyómedrek állandóságára vonatkozó vizsgálatainkat is.

A hordalék szállításának elméleti kérdéseivel kapcsolatban több kérdést tanulmányoztunk. Pl. vizsgáltuk a hordaléktöménység mélység szerinti eloszlását, a görgetett hordalék kopásának és mennyiségi csökkenésének problémáját, valamint a kritikus sebességek alakulását. Ez utóbbi vizsgálatok a Műegyetemen folytak.

Kutatómunkánk során a hordalékfogók és vízmintavevők kialakításával is foglalkoztunk. Vizsgálataink egy jelentős része az ipar és mezőgazdaság gyakorlati igényeivel volt kapcsolatos. Így számos, az ülepítéssel kapcsolatos hordalék-kérdést tanulmányoztunk.

Vizsgálataink során a folyami duzzasztóművek hordalékproblémáival is foglalkoztunk. Ezek a kérdések, részben a megépült tiszalöki vízlépcsővel, részben pedig a tervezett többi tiszai vízlépcsővel, ill. a visegrádi duzzasztóművel kapcsolatosak. A folyami duzzasztóművek feletti feltöltődések számítását *Orth—Samov* és mások elmélete alapján határoztuk meg. Pl. a tervezett visegrádi dunai vízlépcsőnél számításaink szerint kb. 10%-os feltöltődést várhatunk a teljes tározó térfogathoz viszonyítva.

A sok elméleti és gyakorlati vizsgálat közül *mostani tanulmányunkban egyik legfontosabb új témánkat, a mederállandóság és a hordalékmozgás kapcsolatára vonatkozó kutatásainkat fogjuk részletezni.*

A mederállandóság a vízfolyások medrének állandóságára vonatkozik, vagyis azt fejezi ki, hogy milyen mértékben valószínű a mederanyag megbontása, illetőleg a meder megváltoztatása hordaléklerakódások és feltöltődések által. Ilyen értelmezés szerint minden paraméter, amely a mozgó víz hidraulikai tényezőinek és a medret burkoló anyagnak, valamint a hordalékknak egymással való

kapcsolatát fejezi ki, mértéke lehet a mederállandóságnak. Természetesen a vízfolyás hidraulikai elemei, a meder és a hordalék közötti kapcsolatot különböző módokon lehet kifejezni. A legtöbb ilyen kapcsolatot magának a vízfolyásnak külső jellege készen megadja. Ilyen pl. a nagy esésű szakaszokon a durva mederanyag, a kisesésű szakaszokon pedig a finom szemű mederanyag előfordulása. Az is nyilvánvaló, hogy az ilyen könnyen felismerhető kapcsolatok közül olyan összefüggéseket kell kiválasztanunk, amelyek a vízfolyások kialakulásánál lejátszódó jelenségeket a lehető legjobban jellemzik.

A mederállandóság jellemzésére leggyakrabban három paramétert szoktak felhasználni.

Az *első paraméter*, amely a vízfolyás hidraulikai elemei, a meder és a hordalék közötti kapcsolatot fejezi, a *Lohtin-féle mederállandósági tényező*. Lohtin a mederállandóság mértékének jellemzésére a medret burkoló anyagnak az elmozdítással szemben kifejtett ellenállását állította arányba magával az elragadó erővel. Eszerint a Lohtin-féle mederállandósági tényező

$$a = \frac{f(\gamma_1 - \gamma) \frac{\pi d^3}{6}}{\varphi_0 \frac{v^2}{2g} \gamma \frac{\pi d^2}{4}},$$

ahol f a súrlódási tényező, γ_1 a hordalék, γ pedig a víz fajsúlya, d a hordalékszem átmérője, φ_0 a víz ütőerejének kitett területtel és a lejtő hajlásszögével változó tényező, v a vízsebesség, végül g a nehézségi gyorsulást jelöli.

Tanulmányunkban a Lohtin-féle mederállandósági tényező számértékét az alábbi képlet szerint számítottuk:

$$a = a_0 \frac{gd}{v^2}.$$

a számértékének meghatározásánál a súrlódási viszonyoktól, a fajsúlytól a lejtő hajlásszögétől stb. függő a_0 tényezőt az egységgel vettük egyenlőnek.

Megemlítjük, hogy az a tényezőt a sebesség helyett gyakran az I eséssel is szokták kifejezni. Ebben az esetben

$$a = a \frac{d}{I},$$

ahol a az a_1 -nek megfelelően összevont együtthatót jelent.

Hazai vizsgálatainknál a szerző a szemátmérő és a sebesség, illetőleg az esés mellett a hidraulikus sugarat is figyelembe vette. Az új paramétert 1942-ben a következő megfontolások alapján vezettük le.

Ismeretes, hogy a kritikus középsebesség a hozzátartozó hordalék átlagos szemátmérőjének (d_g) négyzetgyökével arányos. Ha a meder állandó, akkor a tényleges középsebesség a mederanyaghoz tartozó kritikus középsebességgel arányos kell hogy legyen. Ha a középsebességet a Chézy sebesség-képlettel fejezzük ki, akkor ily módon a mederanyag átlagos szemátmérője, a hidraulikus sugár és az esés között az alábbi összefüggést kapjuk :

$$\frac{d_g}{RI} = b.$$

b paraméter értéke nyilván még ugyanbban a keresztmetszvényben is a hidraulikai tényezők és a hordalékmozgás mikéntje szerint változni fog, de mindenképpen jellemezni fogja a meder állandóságát.

A mederállandóság jellemzésére néha *Debszki lengyel kutató* nyomán a $\frac{d_g}{I}$ viszonyt is használják. A teljesség kedvéért ezt a harmadik paramétert is vizsgálat tárgyává tettük tanulmányunkban.

A mederállandóságra vonatkozó vizsgálatok viszonylag későn indultak meg. Ezzel szemben, mint ismeretes, a feliszapolódás- és kimélyülésmentes csatornák tervezésével a kutatók már a múlt század végén foglalkoztak. Újabban már a feliszapolódás- és kimélyülésmentes mederre vonatkozó elméleteket (az ún. regime-elméleteket) természetes vízfolyásokra is kiterjesztik. *E. W. Lane* már 1937-ben rámutatott, hogy a feliszapolódás- és kimélyülésmentes medernél, amelyet mi *megállapodott medernek* nevezünk, tulajdonképpen a hordalékmozgás a legdőntőbb. Mivel pedig a mederállandóságnál is a hordalékmozgás a leglényegesebb, nyilvánvaló, hogy a mederállandóságra vonatkozó vizsgálatoknál a hordalékmozgás törvényszerűségeit és a regime-elméletet is figyelembe kell vennünk.

A hordalékmozgás és a mederállandóság szoros kapcsolatára mutat a két elméletben szereplő paraméterek összefüggése is. Lássunk ennek igazolására néhány példát.

H. A. Einstein a görgetett hordalékszállítás mértékét Φ nevezetlen paraméterrel jellemezte, amelyet a görgetett hordalékszállítás intenzitásának nevezett. Ha az egységnyi szélességű sávon a hordalékhozam q_h és d a hordalék szemátmérője $\Phi = X \frac{q_h}{d^{3/2}}$, ahol X dimenziós állandót jelöl. Φ paraméter közvetlen függvénye Ψ nevezetlen paraméternek, amelyet Einstein a vízfolyás intenzitásának nevez. Szerinte

$$\Psi = \frac{q_1 - q}{q} \frac{d_{35}}{RI_e},$$

ami azt mutatja, hogy a Ψ paraméter lényegileg azonos az általunk bevezetett

$$b = \frac{d_g}{RI}$$

mederállandósági tényezővel. d_{35} a mederanyag szemösszetételi görbéjén a 35 súlyszázalékhoz tartozó szemátmérőt, ρ_1 és ρ a hordalék, illetőleg a víz sűrűségét, I_e pedig az energiavonal esését jelenti. Einstein bizonyítása szerint, amelyet azóta már több kutató megerősített, Φ függvénye a Ψ -nek, vagyis a görgetett hordalékszállítás mértéke függvénye a mederállandósági tényezőnek.

Hogy a Φ paraméter valóban a hordalékszállítás mértékével arányos mennyiség, az alábbiak szerint könnyen bizonyítható.

M. A. Velikanov felteszi: az egységnyi szélesség hordalékhozama

$$q_h = Av^4,$$

ami azt jelenti, hogy a hordalékhozam a sebesség negyedik hatványával arányos, A dimenziós állandót jelöl. Így

$$\Phi = X \frac{q_h}{d^{3/2}} = X \frac{Av^4}{d^{3/2}} = X_1 \frac{v^4}{d^{3/2}},$$

ahol X_1 dimenziós állandó.

H. Rouse szerint

$$q_h = 11 \frac{h^3 I^3}{d^{1,5}},$$

ahol h a vízmélységet jelöli. Eszerint

$$\Phi = X \frac{11 \frac{h^3 I^3}{d^{1,5}}}{d^{1,5}} = X_2 \frac{h^3 I^3}{d^3},$$

ahol X_2 dimenziós állandó.

Ha Velikanov feltevését fogadjuk el, akkor Φ paraméter arányos v^4 -nel, ha viszont Rouse összefüggéséből indulunk ki, akkor Φ paraméter $h^3 I^3$ -al arányos.

Ha Velikanov és Rouse hordalékhozam-képletét például a *Manning-képlet* segítségével összekapcsoljuk, azt kapjuk, hogy a Φ paraméter a v^4 helyett a $v^{9/2}$ -nel arányos. Ugyanis

$$v = \frac{1}{n} h^{3/2} I^{1/2}$$

s így $h^3 I^3 = k v^{9/2}$.

Megemlítjük azt is, hogy ha a Manning-képlet helyett a Chézy-képletet alkalmazzuk, akkor a sebesség negyedik hatványa helyett a sebesség hatodik hatványa szerepel a Φ paraméter értékében.

A sebesség hatványkitevőjében mutatkozó különbségek arra utalnak, hogy Einstein, Velikanov, illetőleg Rouse feltevései, ha nem is nagymértékben, de eltérők. Viszont bizonyítottnak vehetjük, hogy a Φ paraméter, mint ahogyan azt Einstein felteszi, valóban arányos a görgetett hordalékszállítással. Ez pedig azt jelenti, hogy a Ψ paraméter révén a mederállandóság is összefüggésben van a görgetett hordalékszállítás mértékével.

A hordalékmozgás és a mederállandóság kapcsolatát más úton is bebizonyíthatjuk. Ismeretes, hogy a

$$t = \frac{\omega}{\sqrt{ghI}}$$

nevezetlen paraméter igen fontos szerepet játszik a lebegtetett hordalékmozgásnál. A t paraméter az ω ülepedési sebesség révén a hordalék legfontosabb sajátosságait jellemzi. A t paraméter nevezőjében levő $v_s = \sqrt{ghI}$ súrlódási sebesség pedig a hordalékmozgató erőt, vagyis a csúsztató feszültséget méri. Igen érdekes, hogy a t paraméter és a $b = \frac{d_g}{RI}$ mederállandósági tényező szoros kapcsolatot mutat.

A t paraméter és a $\frac{d_g}{RI}$ mederállandósági tényező összehasonlításánál figyelembe kell vennünk, hogy a vizsgált hordalékanyag, ülepedési sebességét tekintve, a Stokes-törvény érvényességi határain belül fekszik-e vagy nem.

Nagy hordalékszemeknél, melyeknél az ülepedési sebesség nem a Stokes-törvény szerint alakul, az ülepedési sebesség a szemátmérő négyzetgyökével vehető arányosnak. Vagyis

$$\omega = y_1 d_g^{1/2}.$$

Ha a nehézségi gyorsulás értékében bekövetkező változásoktól eltekintünk, az ülepedési sebesség fenti kifejezését a t paraméter értékébe behelyettesítve végül is azt kapjuk, hogy

$$\frac{d_g}{RI} = wt^2,$$

ahol w nevezetlen állandót jelöl. Eszerint tehát durva hordaléknál a b mederállandósági tényező a t paraméter négyzetével arányos.

Finomszemű hordaléknál az ülepedési sebesség a Stokes-törvény szerint a szemátmérő négyzetével arányos. Vagyis

$$\omega = y_0 d_g^2,$$

ahol y_0 dimenziója $\text{sec}^{-1}\text{m}^{-1}$, vagyis

$$t = r_1 \frac{d_g^2}{R^{1/2} I^{1/2}},$$

ahol r_1 dimenziója $\text{m}^{-3/2}$, amiből végül is azt kapjuk, hogy

$$\frac{d_g}{RI} = z \frac{t^2}{d_g^3},$$

ahol z dimenziója m^3 . Az eredmény azt mutatja, hogy a mederállandósági tényező finom hordalék esetén is a t paraméter négyzetével arányos, de ebben az esetben az arányossági tényező az $\frac{1}{d_g^3}$ értéktől is függ.

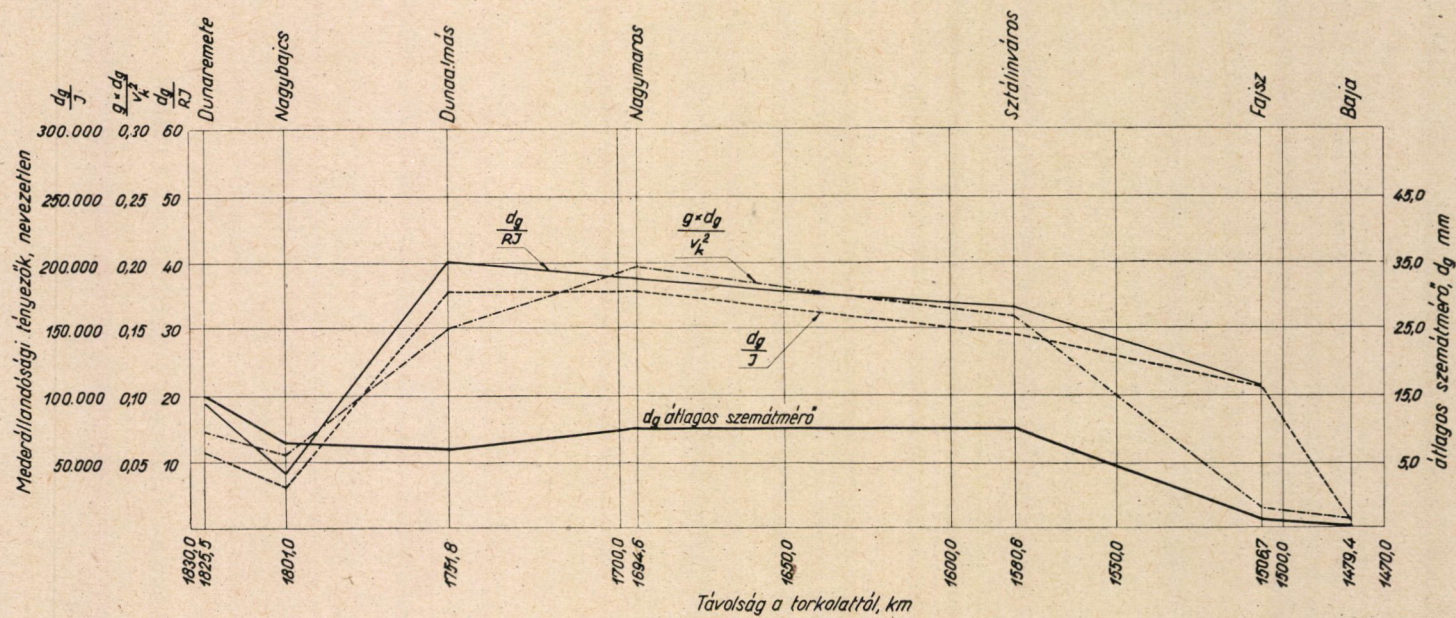
A t paraméter és a mederállandósági tényező kapcsolata bizonyítja, hogy a mederállandóságot csakis a hordalékszállítás mértékének a figyelembevételével lehet helyesen jellemezni.

A mederállandósági tényezők gyakorlati alkalmazására ez ideig tudomásunk szerint még nem került sor. Legújabb kutatásaink során gyakorlati számítások alapján vizsgáltuk a mederállandósági tényezők változásait.

A legelső kérdés, hogy a mederállandósági tényezők, különösképpen a $b = \frac{d_g}{RI}$ paraméter, alkalmas-e egyáltalán a meder állapotának jellemzésére. Ezt a kérdést eldönthetjük, ha a hordalékszállítás mértékének és a mederállandósági tényező kapcsolatának alapján vizsgáljuk, hogy vajon a mederállandósági tényező is összefüggésben van-e azokkal a hidraulikai tényezőkkel, amelyek a természetes vízfolyások hordalékszállítását leginkább befolyásolják.

A fenti szempontból legcélszerűbbnek mutatkozott a vízállásokkal, illetőleg a közepes vízmélységekkel való kapcsolatokat vizsgálni. Tudjuk, hogy általában növekvő magas vízállásoknál indul meg a nagyobb mértékű hordalékszállítás. Ezek a kapcsolatok legtöbb esetben olyannyira határozottak, hogy az időegység alatti hordalékhozamot, G_g -t, a vízállások függvényében meg is lehet határozni. Ebből az következik, hogy a mederállandósági tényezőnek a vízállással is összefüggésben kell lennie, éspedig növekvő vízállásoknál a meginduló kimosások és feltöltődések következtében csökkenve a meder állandósága, a tényezőnek is csökkennie kell. A fentiekből az is következik, hogy a mederállandósági tényezőnek a görgetett hordalékhozam növekedésével ugyancsak csökkennie kell. Látni fogjuk, hogy ezek a kapcsolatok általában fenn is állanak, ami bizonyítja, hogy a mederállandósági tényező valóban híven jellemzi a meder állapotát.

A mederállandósági tényezőkkel kapcsolatos vizsgálatokat első lépésként a Duna hét hordalékmerő állomására vonatkozóan végeztük el. A *dunaremetei*,



1. ábra

nagybajcsi, dunaalmási, nagymarosi, sztálinvárosi, bajai és fajszi állomásoknál 1950—53. évi mérési adatok alapján mérésenként számítottuk a három mederállandósági tényezőt. Dunaremete, Nagybajcs és Dunaalmás állomásoknál a mederállandósági tényezőket függvényként is kiszámítottuk. A mérési vízállás, a keresztaszelvény-, vízsebesség- és hordalékhozam-mérés alapján számítottuk ki a közepes vízmélységet, a meder átlagos fenékszintjét és az időegység alatti hordalékhozamot. A függvényként vizsgált mederanyagminták alapján a mederanyag függvénykénti, illetőleg keresztaszelvény szerinti átlagos szemátmérőjét meghatároztuk. Az esést a mérési szelvény feletti és alatta levő vízmércék vízállás-adataiból állapítottuk meg. Itt jegyezzük meg, hogy a hidraulikus sugár helyett, a számítások egyszerűbbé tétele céljából, a nedvesített keresztaszelvényterület és a víztükörszélesség hányadosaként számított közepes vízmélységet vettük figyelembe.

Minden mérés esetében kiszámítottuk mind a három mederállandósági tényezőt. A három mederállandósági tényezőt külön vizsgálat tárgyává tettük abból a szempontból, hogy melyiknek az alkalmazása a legcélszerűbb. A vizsgálatot korrelációs számítás segítségével végeztük el oly módon, hogy több függvény esetén meghatároztuk mind a három mederállandósági tényezőnek egyrészt a fenékszintekkel, másrészt pedig a vízmélységekkel való összefüggését jellemző korrelációs tényezőket. A számítások szerint legtöbb esetben a $\frac{d_g}{RI}$ paraméter mutatta a legszorosabb kapcsolatot. Ennek alapján a további vizsgálatokat a $\frac{d_g}{RI}$ paraméterrel végeztük el. A mederállandósági tényező a dolog természetének megfelelően negatív kapcsolatot mutat a fenékszintekkel, illetőleg a vízmélységekkel.

A mérőállomásonként minden mérésre kiszámított mederállandósági tényezők középértékét hosszszelvény szerűen ábrázoltuk. Az 1. ábrán a $\frac{d_g}{RI}$ mellett még a Lohtin-féle és a $\frac{d_g}{I}$ tényezők változását is feltüntettük. Az ábra igen jól mutatja, hogy a Dunaalmás feletti mozgómedrű szakaszon, valamint a Sztálinváros alatti változékony homokos dunaszakasznál a mederállandósági tényezők lényegesen kisebbek, mint az állandónak tekinthető Dunaalmás—Sztálinváros közötti szakaszon. Az ábrán a mérési eredmények alapján számított átlagos szemátmérő folyóhossz szerinti változását is feltüntettük. Az 1. ábrával kapcsolatban meg kell jegyeznünk, hogy az csak nagy megközelítéssel jellemzi a mederállandósági tényező változását, mert az átlagképzés alapján a keresztaszelvény szerinti változások nem jutnak kifejezésre. Mivel pedig egy-egy keresztaszelvényen belül nemcsak a vízmélység, hanem a meder anyagának nagysága is igen nagy mértékben eltérhet a keresztaszelvényre számított átlagos értékektől, nyilvánvaló, hogy pontosabb számításokat csakis az egyes függvényekre vonatkozóan

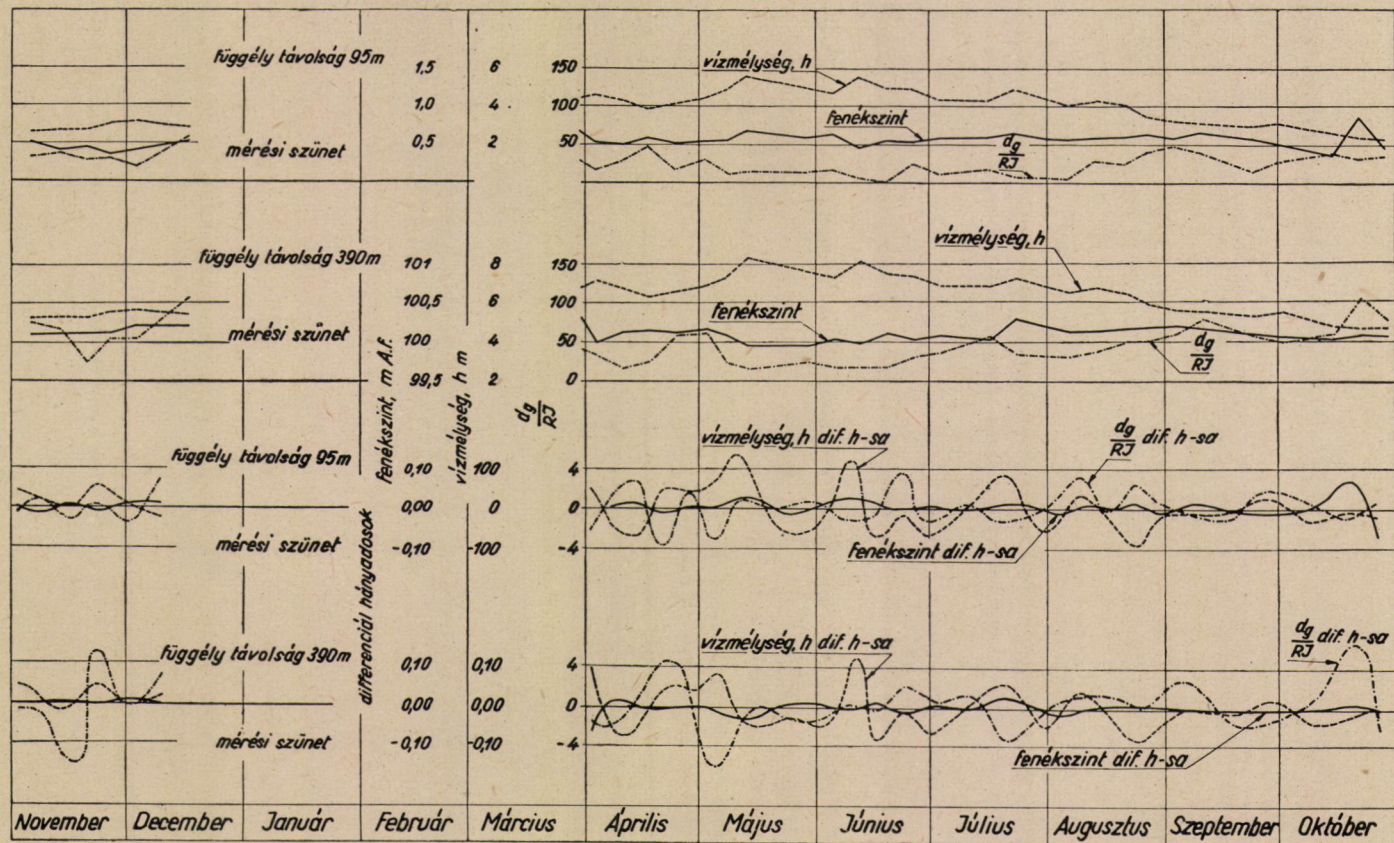
meghatározott mederállandósági tényezők alapján végezhetünk. Mint már említettük, ilyen részletes számításokat Dunaremetére, Nagybajcsra és Dunaalmásra vonatkozóan végeztünk.

A függélyenkénti mederállandósági tényezők vizsgálatánál a leglényegesebb a tényezők időbeli változásának a vizsgálata volt. A tényezők időbeli változásával egyidejűleg természetesen a fenékszint és a vízmélység változását is figyelembe lehetett venni. Megemlítjük, hogy a mederállandósági tényező számításánál a R hidraulikus sugár helyett a függélyben mért h vízmélységet vettük figyelembe. A 2. ábrán Dunaalmásra vonatkozóan az 1951. hidrológiai év mérései alapján, a 95 és 390 m-es függélynél is kitűnik a vízmélység és a $\frac{d_g}{RI}$ változásának

ellentétes jellege. Magas vízállásnál, amikor tehát nagy a vízmélység, kisebb a tényező, mint a kis vízmélységeknél, amikor a lecsökkent hordalékszallító képesség következtében a meder is állandó. A bemutatott két függélyhez hasonló módon alakult többi vizsgálatuk is. Megemlítjük azonban, hogy Nagybajcsnál a nagyobb arányú mederváltozások, nem kevésbé pedig a viszonylag kevés számú mérés következtében ezek a változások nem voltak ilyen egyöntetűek. A 2. ábra szerint a fenékszintváltozással már nincs szoros kapcsolatban a mederállandósági tényező változása, illetőleg azt a kimélyülések és feltöltődések változása következtében ily módon kimutatni nem lehet. Az időbeli változások még jobb ábrázolása szempontjából, ugyancsak a 2. ábrán, feltüntettük egyrészt a mederállandósági tényező, másrészt pedig a vízmélység és fenékszint idő szerinti differenciálhányadosainak időbeli változását. A differenciálhányadosok számításánál a két egymás után következő mérés differenciáját osztottuk az idő differenciájával. A 2. ábrán ugyancsak a 95. és 390-es függélyre vonatkozóan tüntettük fel az idő szerinti differenciálhányadosok időbeli változását. Mint ez várható is volt, ahol a $\frac{d_g}{RI}$ idő szerinti differenciálhányadosa nagy pozitív értékű,

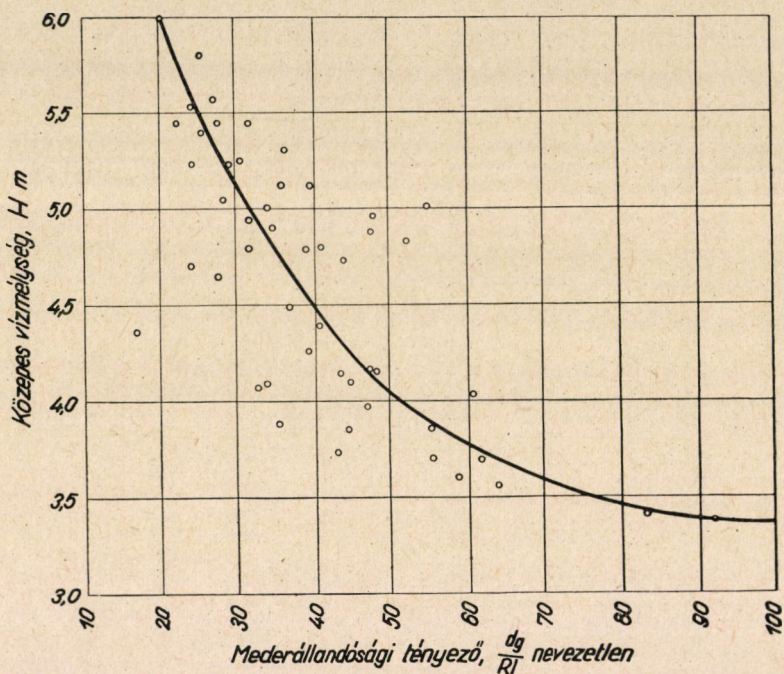
ott a vízmélység idő szerinti differenciálhányadosa viszonylag nagy negatív érték. Mindez a mederállandóság és a vízmélység hiperbolikus kapcsolatából is következik. A fenékszintek idő szerinti differenciálhányadosának időbeli változása a már említett körülmények miatt nem mutat ilyen egyöntetű kapcsolatot a mederállandósági tényező idő szerinti differenciálhányadosához viszonyítva. Itt is megemlítjük, hogy eddigi kutatásaink során a legtöbb függélynél hasonlóan alakultak a differenciálhányadosok időbeli változásai. Eltérések természetesen mutatkoznak és itt ismét Nagybajcsra kell utalnunk, ahol viszonylag a legnagyobb eltéréseket tapasztaltuk.

Vizsgálatunk következő lépéseként a $\frac{d_g}{RI}$ tényező teljes keresztshelvényre vonatkoztatott átlagos értéke és a szelvény közepes vízmélysége (H) közötti kapcsolatokat vizsgáltuk. Minden mérésnél egy-egy összetartozó értékpárt határoztunk meg. Koordináta-rendszerben ábrázolva, a közepes vízmélység és a



2. ábra

mederállandósági tényező között, mind a hét állomásnál többé-kevésbé jól meghatározható hiperbolikus összefüggést találtunk. A 3. ábrán Dunaalmásra vonatkozóan mutatjuk be ezt az összefüggést. Az ábra szerint minél nagyobb a közepes vízmélység, annál kisebb a mederállandósági tényező, ami mutatja, hogy nagyobb vízmélységnél, vagyis magas vízállásnál, nagyobb mértékű a hordalékszállítás, ami a meder állandóságát csökkenti. Állomásonként természetesen a hiperbola menete más és más, ami a helyi viszonyok következménye. A 4. ábra szerint például Bajánál viszonylag nagy vízmélység-változásokhoz a mederállandósági

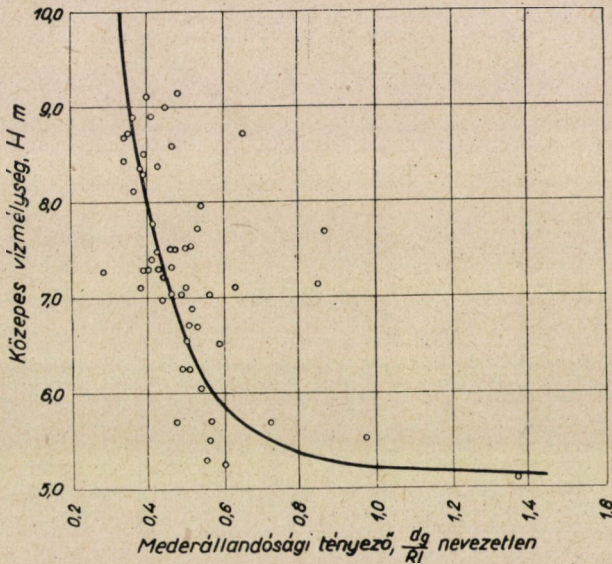


3. ábra

tényezőnek csak igen kis változása tartozik. Ezzel szemben Dunaalmásnál viszonylag kisebb változás a vízmélységben már nagymértékben megváltoztatja a mederállandósági tényező értékét. A két állomás közötti eltérés oka nyilván az, hogy Dunaalmásnál általában viszonylag alacsony vízállásoknál nagy a meder állandósága, amely a növekvő vízállások esetén a hordalékmozgás növekedésével nagyobb mértékű csökkenést szenved, mint Bajánál, ahol általában kicsi a meder állandósága, és így a növekvő vízállások sem jelentik a mederállandósági tényező túlzott mérvű csökkenését.

A 3. és a 4. ábra bizonyítja különben, hogy a mederállandósági tényező igen szerencsésen megválasztott paraméter a meder állandóságának jellemzésére.

A mederállandóság és a hordalékmozgás kapcsolatából nyilvánvaló, hogy a mederállandósági tényező összefüggésben kell hogy legyen a görgetett hordalékhozammal is. Mind a hét dunai mérőállomásra az egyes méréseknél meghatározott hordalékhozamot a megfelelő mederállandósági tényezővel, mint összehasonlítható értékpárokat, koordináta-rendszerben ábrázoltuk. Az 5. és 6. ábra szerint a hordalékhozam növekedésével kezdetben rohamosan, majd kisebb mértékben, de fokozatosan csökken a mederállandósági tényező értéke. Az 5. és 6. ábrán feltüntetett hiperbolikus kapcsolat tökéletesen megegyezik gyakorlati elképzeléseinkkel, ami szerint nagymértékű hordalékmozgás esetén nagyon lecsökken a meder állandósága.

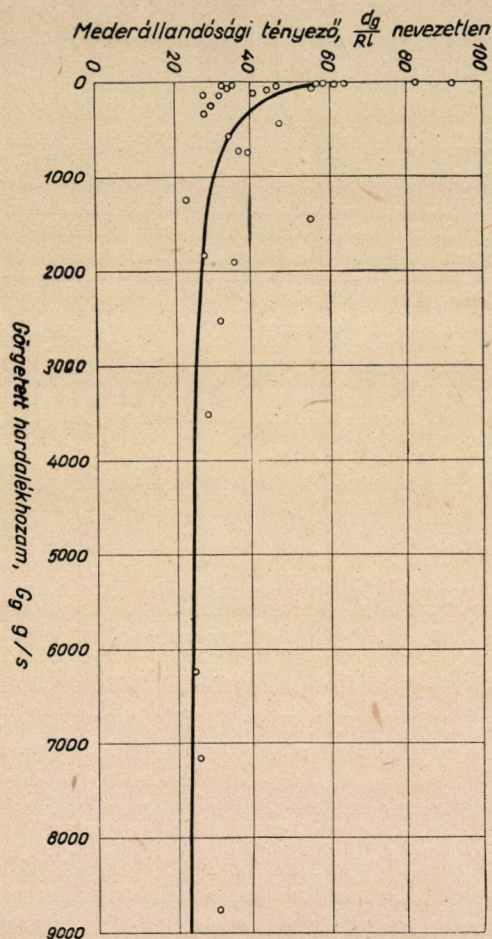


4. ábra

Az eddig végzett vizsgálatok természetesen még csak kezdetét jelentik a mederállandósággal és különösen annak gyakorlati alkalmazásával kapcsolatos feladatok megoldásának. A vizsgálatokat a Duna mellett a lényegesen kisebb esésű és finomabb mederanyagú Tiszára vonatkozóan is el kell végeznünk, sőt a kisebb mellékfolyók sajátosságainak megfelelően is meg kell állapítanunk a mederállandósági tényezők gyakorlati alkalmazásának feltételeit. Az eddigi vizsgálatok igazolták, hogy a meder állandóságának megítélése szempontjából a $\frac{d_g}{RI}$ paraméter igen szerencsés, mivel valójában a vízjárási viszonyoktól függően, sőt a folyó hordalékszállításával kapcsolatban is és mederanyagának megfelelően jellemzi a meder állandóságát. Ebből a szempontból különösen folyószabályozási munkálatoknál lehet jelentős szerepe a mederállandósági tényező-

nek. Adott mederanyag és esésviszonyok mellett, a folyó vízjárásának megfelelően lehet majd a keresztaszelvény kialakítására olyan gyakorlati adatokat meghatározni, amelyek az állandósult meder megtervezését elősegítik.

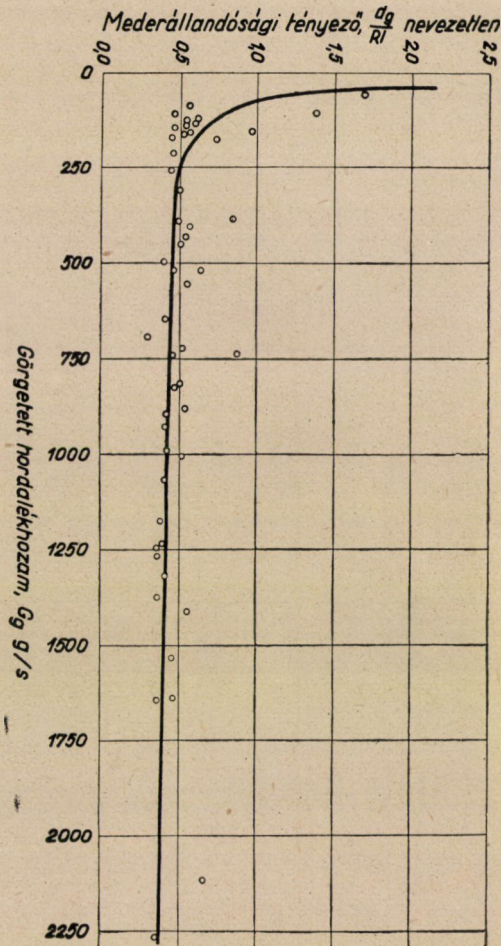
Természetesen a magyar hordalékkutatások a jövőben nem szorítkoznak csupán csak a mederállandósági tényezőre. A bevezetésben említett kutatások közül több kérdés folyamatos vizsgálatát tartjuk szükségesnek. Egyik legégetőbb



5. ábra

problémánk a jól bevált görgetett hordalékfogó kalibrálásának kérdése, valamint megfelelő egyszerű vízmintavevő kialakításának a kérdése. Folytatni kívánjuk a hordalékzörej mérésével kapcsolatos kutatásainkat, amely különösen a hordalékhozam megbízható meghatározását és mérését szolgálja. Elméleti és gyakorlati vizsgálatokat kell még végeznünk a töménység mélység szerinti eloszlásának a meghatározására, valamint a görgetett hordalék kopásának és mennyiségi csök-

kenésének a meghatározására is. A jövő kutatásainak egy jelentős részét kell hogy képezze az ipar és mezőgazdaság gyakorlati igényeinek kielégítése, elsősorban természetes vízfolyásaink hordalékos vizeinek ülepítésével kapcsolatban.



6. ábra

A tiszalöki vízlépcső megépítése lehetővé teszi, hogy a duzzasztóművek hordalék-problémáival hazai mérések eredményei alapján is foglalkozzunk. Ez a kérdés különösen a jövő folyócsatornázási feladatainál játszik majd fontos szerepet.



ÁRVÍZI HOZAMOK SZÁMÍTÁSA ÉSZLELÉSI ADATOK RÉSZLEGES VAGY TELJES HIÁNYA ESETÉN

G. A. ALEKSZEJEV
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK DOKTORA
(Szovertunio)

A hóolvadásból és esőzésekből származó árvizek tetőző vízhozamának és teljes vízszállításának (az árvízi lefolyásnak) mértékadó maximális értékei igen fontos kiindulási adatok a különböző vízepítési műtárgyak, völgyzárógátak, duzzasztóművek, hidak, átereszek . . . stb. tervezésekor.

Ha a folyó vízjárásáról legalább 15—20 évi észlelési adatanyag áll rendelkezésünkre, az utóbbi évtizedekben a hidrológiai számítások terén szerzett tapasztalatok szerint a p előfordulási valószínűségnek megfelelő főbb tervezési adatok (Q_p a tetőző vízhozam, W_p az árhullám teljes vízszállítása, T_p az árhullám időtartama) a matematikai statisztika módszerei szerint, az eloszlási görbék alapján történő extrapolálás segítségével számíthatók.

A mértékadó árvízi hozamoknak észlelési adatokból valószínűségszámítással történő meghatározása az árvízszámítás külön fejezetévé fejlődött, ezért ezekkel a kérdésekkel ez alkalommal nem foglalkozunk.

Észlelési adatok részleges vagy teljes hiánya esetében a mértékadó árvízi hozamokat különféle empirikus és fél-empirikus képletek szerint számítják. A képletek szerkezetét elméleti megfontolások alapján állapítják meg.

Az árvízi hozamok számítására javasolt fél-empirikus képletek többsége (*N. E. Dolgov* 1916, *M. M. Protodjakonov* 1931, *G. D. Dubelir* 1940, *A. V. Ogievskij* 1948, *E. V. Boldakov* 1949) a vizek felszíni összegyülekezésének az izokron vonalak segítségével történő sematizálásán alapszik.

A félempirikus képletek egy része (*A. N. Kosztjakov* 1916, *A. V. Ogievskij* 1938, *D. L. Szokolovszkij* 1943) az árhullámképnek háromszöggel, trapézzal vagy két egymást metsző parabolával való helyettesítésén alapszik.

Mind a fent említett fél-empirikus képletek, mind a többi empirikus képlet különválasztja az esőzésből és a hóolvadásból származó árvizek esetét, pedig a kialakulás folyamata az esőzéses és a hóolvadásos árhullámok esetében lényegileg azonos. Ezt a körülményt azzal magyarázhatjuk, hogy az említett képletek szerkesztésénél nem tisztázták kellő részletességgel az árvízi hozamok kialakulásában résztvevő tényezők súlyát és egymásközi kapcsolatát. Általánosságban megállapítható, hogy az esőzéses és hóolvadásos árhullámok kialakulásának jellemző vonásai gyakran elhomályosodtak a különböző szerzők számítási sémá-

között. Ennek a beszámolóknak első részében rövid áttekintést adunk a szovjet hidrológiai gyakorlatban leginkább alkalmazott árvízszámítási képletek felépítéséről. Ezekkel kapcsolatosan néhány észrevételt is teszünk, amelyek kiindulásul szolgálhatnak az egyes képletek továbbfejlesztéséhez a vízgyűjtő-területek morfológiai viszonyainak figyelembevétele terén.

A beszámoló második részében a szerző saját vizsgálatairól számol be, amelyeket az utóbbi években az *Állami Hidrológiai Intézetben* végzett. Ezekben a vizsgálatokban arra törekedtünk, hogy olyan számítási módszert dolgozzunk ki, amely magában foglalja az előzőkben javasolt képletek alkalmasnak bizonyult megfontolásait.

A feladat megoldásához az összegyűlekezési folyamatot az izokron vonalak segítségével jellemeztük.

*

A megadott p előfordulási valószínűségnek megfelelő $q_p = Q_p(F)$ ($m^3/s \cdot km^2$) fajlagos árvízi hozam meghatározására a hidrológiai gyakorlatban leginkább a

$$q_p = \frac{A_p}{(F+1)^n} \psi \approx \frac{A_p}{F^n} \psi \quad (1)$$

alakú képletek használatosak, amelyben F a vízgyűjtőterület nagysága km^2 -ben. A n hatványkitevő értékét többnyire az alábbiak szerint választják:

- $n \approx 1/4$ — hóolvadási árvizek esetében (Szokolovszkij szerint),
- $n \approx 1/3$ — a hosszantartó esőzésekből származó árhullámok esetében,
- $n \approx 1/2$ — a záporosókból származó árhullámok esetében.

A képletekben szereplő $\psi \leq 1$ tényező a vízgyűjtőterületen levő erdők, mocsarak és tavak hatását fejezi ki; értékét legújabb vizsgálataink szerint a

$$\psi = \frac{r}{1 + \alpha f_e + \beta f_m} \quad (2)$$

tapasztalati képlet szerint számíthatjuk, ahol $r \leq 1$ a tavak és tározómedencék visszatartó hatását fejezi ki:

$$r = \frac{1 - f_t}{1 + f_t} \quad (3-1)$$

vagy

$$r = 1 - \frac{W_1 F_1 + W_2 F_2 + \dots + W_n F_n}{W_p F}, \quad (3-2)$$

ahol f_t a vízgyűjtőterületen levő tavak felületösszegének és a vízgyűjtő teljes F területének hányadosa, W_1, W_2, \dots, W_n a vizsgált területen levő tavak tározó-

térfogata, $F_1, F_2 \dots F_n$ az egyes tavakhoz tartozó vízgyűjtőterület, W_p a vizsgált árhullám teljes vízszállítása, f_e és f_m a vízgyűjtőterületen levő erdők és mocsarak viszonylagos (a teljes vízgyűjtőterülethez viszonyított) kiterjedése.

a és $\beta = 2$ túlevelű erdők és az erdő-övezetben levő mocsarak esetében,

a és $\beta = 1,5$ vegyes lombosított erdők és az erdősztyeppe-övezetben levő mocsarak esetében,

a és $\beta = 1$ lomblevelű erdők és a sztyeppe-övezetben levő mocsarak esetében.

A fent megadott a és β értékek $F < 10\,000$ km² kiterjedésű vízgyűjtőterületre vonatkoznak. Ha a vízgyűjtőterület nagysága 10 000 km² és 100 000 km² között van, a és β értékét 1,5-szörösen, ha $F > 100\,000$ km², a és β értékét 2-szeresen kell csökkenteni a fenti értékekhez képest.

Az (1) képletben szereplő A_p tényező értékét legmegbízhatóbb módon a legközelebbi, hidrológiailag hasonló terület ismert q_p , F és ψ adataiból határozhatjuk meg. A kiválasztott analóg területen elegendő hosszú vízrajzi észlelési adatanyagnak kell rendelkezésre állni, hogy a valószínűségi számítás módszerei szerint a $Q_p, f(p)$ összefüggést meghatározhassuk.

Ha $F = 0$, az (1) képletből $q_p = A_p$ érték adódik, ezért általában az A_p tényezőt fizikailag is értelmezzük, és a végtelen kis területelemről történő lefolyás legnagyobb intenzitásával veszik azonosnak.

A Szovjetunió európai részének erdő-sztyeppés és sztyeppés övezetében levő vízfolyásokra vonatkozó hidrometriai adatokból *Voszkreszenszkij K. P.* 1951-ben megállapította, hogy az A_p paraméter az előírt p előfordulási valószínűségnek megfelelő h_p tavaszi lefolyási magassággal arányos, vagyis

$$A_p = K_p h_p, \quad K_p = 0,01.$$

Ezt a tapasztalati összefüggést 1954-ben a Szovjetunió európai részének 114 vízfolyására vonatkozóan ellenőriztük és megállapítottuk, hogy a k_p tényező az előírt p előfordulási valószínűség függvényében az alábbiak szerint változik :

| p % | 1 | 5 | 50 | 90 |
|-------|--------|-------|--------|--------|
| k_p | 0,0145 | 0,014 | 0,0127 | 0,0125 |

Az (1) képlet általában véve csak a morfológiai szempontból azonos típusú vízgyűjtőterületek esetében ad jó eredményeket. Ilyen területeken a vízfolyás L (km) hossza, I (m/km) átlagos esése és F (km²) vízgyűjtőterülete között azonos típusú összefüggés írható fel. A Szovjetunió síkvidéki vízfolyásaira vonatkozóan például általában fennáll az

$$L \approx 1,4 F^{0,57} \tag{5}$$

összefüggés.

Igen széles vagy igen keskeny vízgyűjtőterületek esetében, amelyeknél

$$L < 1,2 F^{0,57} \quad \text{vagy} \quad L > 1,8 F^{0,57}$$

az (1) képlet általában véve túlságosan kis, illetve túlságosan nagy értékeket ad.

Figyelembe véve, hogy a vízfolyás L hossza és F vízgyűjtőterülete között közelítően négyzetes összefüggés van

$$L \approx KF^{1/2}, \quad \text{vagy} \quad F \approx K' L^2, \quad (5-1)$$

az (1) képlet felírható

$$q_p = \frac{A'_p}{L^{2n}} \psi, \quad Q_p = A'_p \frac{F}{L^{2n}} \psi \quad (6)$$

általánosított alakban. Ilyen módosítással az (1) képlet jó eredményeket ad igen széles és igen keskeny vízgyűjtőterületek esetében is.

A továbbiakban a *Chézy–Manning*-képletet háromszög alakú mederre vonatkoztatva a folyó teljes L hosszára értelmezett átlagos levonulási sebességét kifejezhetjük az I átlagos esés és a keresett Q_p árvízi hozam függvényeként :

$$v = a I^{1/3} Q_p^{1/4} \quad [\text{m/s}], \quad (7)$$

ahol a a teljes folyószakaszra vonatkoztatott n' átlagos érdességi tényezőtől függ :

$$a = 0,15 (20 n')^{-3/4}. \quad (8)$$

A vízfolyások többségénél $n' = 0,05$ értékkel számolhatunk, aminek $a \approx 0,15$ paraméter felel meg.

A mederbeli levonulás izokron vonalaira támaszkodva a Q_p árvízi hozam közvetlenül kapcsolatba hozható a $\tau = L/v$ levonulási idővel. Ebből a megfontolásból következik, hogy a (6) képlet számlálójában a v levonulási sebességnek ugyanúgy a $2n$ hatványon kell szerepelni, mint a L folyóhossznak. Ennek megfelelően :

$$Q_p = A_p \left(\frac{v}{L} \right)^{2n} F \psi .$$

A (7) képlet szerinti helyettesítést elvégezve egyszerűsítések után általános érvényű tapasztalati képlethez jutunk :

$$Q_p = A_p'' \frac{I^{4n} F^{2-n}}{L^{2-n}} \psi. \quad (9)$$

Ez a képlet három morfológiai alapadatot vesz figyelembe : F, L, I .

A képletben szereplő A_p' paramétert a legközelebbi analóg terület ismert Q_p, F, L, I, ψ , értékeiből kell meghatározni.

A (6) és (9) általánosított képletekben szereplő A_p' és A_p'' paraméterek szintén arányosak a h_p tavaszi lefolyással, vagyis

$$A_p' = K_p' h_p, \quad A_p'' = K_p'' h_p. \quad (10)$$

A Szovjetunió európai részének 114 vízfolyására és Kazahsztán számos folyójára vonatkozó hidrometriai észlelési adatanyag szerint a K_p, K_p' és K_p'' arányossági tényezők az előírt p előfordulási valószínűség függvényében az alábbi táblázat szerint változnak :

| p | 1 | 5 | 50 | 90 |
|---------------|--------|--------|--------|--------|
| K_p | 0,0145 | 0,0140 | 0,0127 | 0,0125 |
| K_p' | 0,0234 | 0,0226 | 0,0205 | 0,0201 |
| K_p'' | 0,0128 | 0,0123 | 0,0110 | 0,0110 |

Térjünk át most az árhullám kialakulásának közelebbi vizsgálatára. Az izokron módszer szerinti szemlélet megfelelő egyszerűsítése után a mederbeli tározódás és a talajvízből történő táplálás hatását közvetett módon véve figyelembe, levezethetjük az árvízi hozamok számítására szolgáló fél-empirikus képletünket.

Az esőzésből és hóolvadásból származó árvizek kialakulásáról legcélszerűbben a mederbeli levonulás izokron vonalai alapján tájékozódhatunk. Ezek a vonalak, amelyeket a vízrendszer térképén jelölünk ki, az azonos lefolyási idővel kijelölt pontokat kötik össze. Az izokron módszer szerint a vizsgált mederszelvényen a t időpontban áthaladó Q_t vízhozamot a jól ismert

$$Q_t = (p_t f_0 + p_{t-1} f_1 + \dots + p_0 f_t) \Theta \quad (11)$$

„genetikai” képlettel fejezhetjük ki, ahol $p_t = f(t)$ a mederhálózatba belépő víztáplálás intenzitásának a teljes vízgyűjtőterületre vonatkoztatott átlagértéke a t időpontban (a víztáplálási görbe ordinátája); $f_\tau = f(\tau)$ a τ és $\tau + 1$ izokron vonalak közé eső részterület (a vízgyűjtőterület összegyülekezési görbéjének ordinátája), $\Theta \leq 1$ a mederbeli tározódás tényezője, amely a víztáplálás időbeli változásainak és a szelvénybeli sebességeloszlás egyenetlenségének a hatását fejezi ki.

A mederhálózatot ellátó víztáplálás t_c időtartamának és a mederbeli összegyülekezés $\tau = L/v$ időtartamának viszonya szerint az árhullámok kialakulásában két jellemző esetet különböztetünk meg (1. ábra) :

1. „Nagy kiterjedésű vízgyűjtőterületek” (főként esőzés okozta árhullámok) esetében, pontosabban olyan esetekben, amikor az összegyülekezési idő nagyobb az esőzés (vagy hóolvadás) időtartamánál, vagyis, ha

$$\tau = \frac{L}{V} > t_c$$

az árhullám Q_m tetőző hozamának kialakulásában a teljes

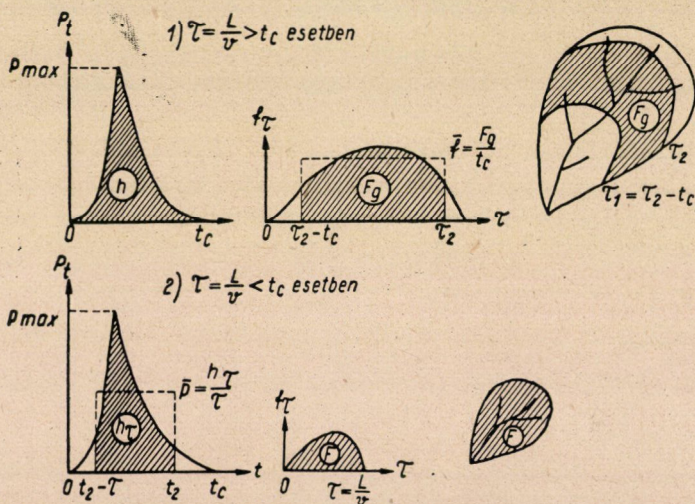
$$h = p_0 + p_1 + \dots + p_{t_c}$$

árvízi lefolyás szerepet játszik a vízgyűjtőnek

$$F_g = F_{t_c} = f_{\tau_2} + f_{\tau_2-1} + \dots + f_{\tau_2-t_c} < F$$

részén. Ezt az F_g vízadó területrészt felülről a τ_2 izokron, alulról pedig a $\tau_1 = \tau_2 - t_c$ izokron határolja. A két határoló izokron egymástól távolsága

$$l_g = vt_c.$$



1. ábra. Vázlat az árhullám tetőző vízhozamának kialakulásáról

A (11) kifejezés szerinti általános genetikai képlet alapján megállapítható, hogy a vizsgált esetben ($\tau > t_c$) az árhullám Q_t vízhozama maximális értékét a τ_2 időpontban éri el:

$$Q_m = Q_{\tau_2} = (p_0 f_{\tau_2} + p_1 f_{\tau_2-1} + \dots + p_{t_c} f_{\tau_2-t_c}) \Theta' \quad (12')$$

Ugyanebben az időpontban éri el maximumát az

$$F_g = l_g b_g = v t_c b_g$$

vízadó területrészt, és ebből következően a $b_g = F_g/l_g$ átlagos szélesség is.

2. „Kis vízgyűjtőterületek” (főként tavaszi hóolvadási árvizek) esetében, vagyis pontosabban, amikor a főfolyó mentén vett összegyülekezési és levonulási idő kisebb a mederhálózatba lépő víztáplálás időtartamánál, azaz, ha

$$\tau = \frac{L}{v} < t_c$$

az árhullám Q_m tetőző vízhozama a teljes $F = f_0 + f_1 + \dots + f_\tau$ vízgyűjtőterületen alakul ki a mederhálózatba lépő

$$h_\tau = p_{t_2} + p_{t_2-1} + \dots + p_{t_2-\tau} < h$$

víztáplálás legnagyobb intenzitású szakaszának megfelelően. A forrástól (szabatosan a vízgyűjtő legtávolabbi pontjától) a vizsgált mederszelvényig értelmezett $\tau = t_2 - t_1 = L/v$ levonulási időnek megfelelő maximális vízhozamot a

$$Q_m = Q_{t_2} = (f_0 p_{t_2} + f_1 p_{t_2-1} + \dots + f_\tau p_{t_2-\tau}) \Theta'' \quad (12'')$$

képlettel fejezhetjük ki.

Ha a (12') kifejezés mindkét oldalát elosztjuk a $h = p_0 + p_1 + \dots + p_{t_c}$ teljes árvízi lefolyással, ($\tau > t_c$) esetben

$$\frac{Q_m}{h} = \frac{p_0 f_{\tau_2} + p_1 f_{\tau_2-1} + \dots + p_{t_c} f_{\tau_2-t_c}}{p_0 + p_1 + \dots + p_{t_c}} \Theta' + \bar{f}_p \Theta' \quad (13')$$

eredményhez jutunk, ahol \bar{f}_p a víztáplálás p intenzitása szerint súlyozott vízadó területrészt nagysága a közbenső izokron vonalak között.

Hasonló módon eloszthatjuk a (12'') kifejezés mindkét oldalát az $F = f_0 + f_1 + \dots + f_\tau$ vízgyűjtőterülettel, amikor is a $\tau < t_c$ esetre vonatkozóan a

$$\frac{Q_m}{F} = \frac{f_0 p_{t_2} + f_1 p_{t_2-1} + \dots + f_\tau p_{t_2-\tau}}{f_0 + f_1 + \dots + f_\tau} \Theta'' = \bar{p}_f \Theta'' \quad (13'')$$

kifejezéshez jutunk, ahol \bar{p}_f a víztáplálás p intenzitásának az f értékek szerint súlyozott átlaga.

Vezessük be most a súlyozott átlag és a számtani átlag közötti

$$\bar{f}_p = \bar{f} \varrho', \quad \varrho' = 1 + R'_{fp} C'_{vf} C'_{cp} \quad (14')$$

és

$$\bar{p}_f = \bar{p} \varrho'', \quad \varrho'' = 1 + R''_{fp} C''_{vf} C''_{cp} \quad (14'')$$

jól ismert kapcsolatokat, amelyekben R'_{fp} és R''_{fp} a (13') és (13'') kifejezésekben szereplő f és p értékek közötti korrelációs tényező, C'_{vf} , C'_{vp} és C''_{vf} , C''_{vp} a (13') és (13'') képletekben szereplő f és p értékek variációs tényezője.

Ilyen átalakítások után a (13') és (13'') kifejezések

$$Q_m = h\bar{f}\bar{p}'\Theta' \quad \tau > t_c \quad \text{esetben} \quad (15')$$

és

$$Q_m = F\bar{p}\bar{p}''\Theta'' \quad \tau < t_c \quad \text{esetben} \quad (15'')$$

alakban írható fel, amelyben

$$\bar{f} = \frac{F_g}{t_c} = \frac{l_g b_g}{t_c} = vb\lambda, \quad (16)$$

ahol $b_g = \lambda b$ a vízáadó területrész átlagos szélessége, amely szorososan nagyobb a vízgyűjtő $b = F/L$ átlagos szélességénél; p a víztáplálás átlagértéke a tetőző vízhozamot adó területrészen:

$$\bar{p} = \frac{h_\tau}{\tau} = \frac{vh_\tau}{L} = \frac{vh_\tau b}{F}. \quad (17)$$

A (16) és (17) kifejezéseket a (15') és (15'') képletbe helyettesítve

$$Q_m = vhb\lambda\varrho'\Theta' \quad \tau > t_c \quad \text{esetben} \quad (18')$$

és

$$Q_m = vh_\tau b\varrho''\Theta'' \quad \tau < t_c \quad \text{esetben} \quad (18'')$$

eredményhez jutunk.

Ha a vízgyűjtőterület legnagyobb szélességét (pontosabban a leghosszabb izokron vonal hosszát) B -vel jelöljük, a vízáadó területrész b_g átlagos szélességét az $l_g = v \cdot t_c$ mederszakaszra vonatkozóan a

$$b_g = \frac{B}{1 + \left(\frac{B}{b} - 1\right) \frac{l_g}{4}}$$

képlet szerint számíthatjuk.

A fentiek alapján

$$\lambda = \frac{b_g}{b} = \frac{B}{1 + \left(\frac{B}{b} - 1\right) \frac{l_g}{L}} = f\left(\frac{B}{b}, \frac{l_g}{L}\right) \quad (19)$$

kifejezéshez jutunk, és minthogy $L \geq l_g \geq 0$, a λ tényező értéke 1 és B/b határok között változhat.

A (14') és (14'') képletekből következik, hogy a $\varrho' \geq 1$ és $\varrho'' \geq 1$ tényezők értéke az összetartozó (közös szorzatban szereplő) p_t és f_τ értékek eloszlásától függ, vagyis a $p_t = f(t)$ víztáplálási görbe és az $f_\tau = f(\tau)$ vízgyűjtő-karakterisztika görbe menetének összehangoltságától a t_c és $\tau = L/v$ határok között.

A ϱ' és ϱ'' tényező értéke három esetben érheti el az egységet :

1. ha a víztáplálási görbe változékonysági tényezője (C_{op}) zérus, vagyis időben változatlan intenzitású víztáplálás ($p_t = \text{const}$) esetében ;

2. ha a vízgyűjtőterület karakterisztika görbéjének C_{vf} variációs tényezője zérus, vagyis $f_\tau = \text{const}$ esetében ;

3. ha víztáplálási görbe és a karakterisztika görbe összetartozó (közös szorzatban szereplő) ordinátái közötti korreláció (R_{pf}) zérus.

A tényleges esetekben ϱ' és ϱ'' értéke nagyobb az egységénél, mert $C_{vp} > 0$, $C_{vf} > 0$ és $R_{pf} > 0$. Az árhullám Q_m tetőző vízhozama ugyanis általában úgy alakul ki, hogy a vízgyűjtőterület karakterisztika görbéjének legnagyobb ordinátája és a víztáplálási görbe legnagyobb ordinátája kerül közös szorzatba, a két görbe további ordinátái pedig egyidejűleg nőnek és csökkennek.

A (14'), (14'') és (19) kifejezésekből következik, hogy állandó szélességű vízgyűjtőterület esetében a ϱ' , ϱ'' és λ tényező értéke az egység, vagyis

$$b_g = B = b \text{ esetben} \quad \varrho' = \varrho'' = \lambda = 1 .$$

Megállapítható továbbá, hogy állandó szélességű vízgyűjtőterület esetében a vízfolyás teljes hossza mentén az egységnyi hosszúságú szakaszokhoz azonos értékű víztáplálás érkezik, és ennek következtében a mederbeli tározódás hatására fellépő ellapulás nem tapasztalható, vagyis

$$b_g = B = b \text{ esetben} \quad \Theta' = \Theta'' = 1 .$$

A fentiekből következik, hogy állandó szélességű vízgyűjtőterület esetében a (18') és (18'') képletben szereplő λ , ϱ' , Θ' és ϱ'' , Θ'' szorzatok értéke az egységgel egyenlő, vagyis

$$b_g = B = b \text{ esetben} \quad \lambda \varrho' \Theta' = 1 \text{ és } \varrho'' \Theta'' = 1 .$$

Változó szélességű (különösképpen körte alakú) vízgyűjtők esetében a mederbe érkező víztáplálás egyenetlensége miatt haladó-hullámszerűen alakul ki az árhullám, és a meder alsó részén az ellapulás miatt a tetőző vízhozam fokozatosan csökken. Az ellapulás mértékét jelentékenyen fokozza, hogy a nedvesített keresztmetszelyben a sebességeloszlás nem egyenletes. A sodorvonal közelében lefelé haladó víztömegek (vízhozamok) helyébe felülről nagyobb víztömegek

érkeznek, amelyeknek egy része nem fér el a felszabadult nedvesített területen, hanem a meder és a hullámtér további feltöltésére fordítódik.

A vízgyűjtőterület szélességében mutatkozó egyenetlenség növekedésével (vagyis a B/b viszonyszám növekedésével) a $\rho' > \rho'' > 1$ tényezők és a $\lambda > 1$ tényező értéke egyre növekszik, a $\theta' < \theta'' < 1$ tényezők értéke pedig egyre csökken, mert a víztáplálás hosszmenti eloszlásában fellépő egyenetlenség miatt a medertározódás egyre jelentékenyebbé válik. Nagy kiterjedésű vízgyűjtőterületek esetében (amelyeknél $\tau > t_c$) a mozgás „átmenő” jellegű (oldalsó táplálás nélküli) lesz, mihelyt az árhullám eltávozik a tetőző vízhozamot kialakító F_g részterületről.

Figyelembe véve, hogy a λ, ρ', ρ'' és a θ', θ'' tényezők változása a tetőző vízhozam értékét ellentétesen befolyásolja, feltételezhető, hogy a $\lambda \rho' \theta'$ és a $\rho'' \theta''$ szorzat értéke közelítően állandó marad, bárhogyan változzék is a vízgyűjtőterület szélessége, vagyis

$$\lambda \rho' \theta' \approx 1, \quad \rho'' \theta'' \approx 1. \quad (20)$$

A fenti megállapítást figyelembe véve, a nagy kiterjedésű vízgyűjtőterületek ($\tau = L/v > t_c$) esetére vonatkozó (18') kifejezés

$$Q_m = vhb = \frac{vh}{L} F, \quad (21')$$

a kis vízgyűjtők ($\tau < t_c$) esetére vonatkozó (18'') kifejezés pedig

$$Q_m = v h_\tau b = \frac{v h_\tau}{L} F \quad (21'')$$

alakra hozhatók.

Ez idő szerint még nem áll elegendő adat rendelkezésünkre a (20) szerinti feltevés közvetlen ellenőrzésére. Mindamellet megállapítható, hogy a (20) feltevés alapján számított árvízi hozamok az észlelési adatokkal meglehetősen jól egyeznek. Ez arra utal, hogy a (21') és (21'') szerinti egyszerűsített genetikai (elméleti) képletek levezetése során tett feltevések helytállóak.

Ha a (21') és (21'') képletbe az átlagos levonulási sebesség (7) szerinti értékét helyettesítjük és megfelelő átalakításokat végzünk, a „nagy vízgyűjtőterületek” ($\tau > t_c$) esetére

$$Q_m = \frac{0,004}{n'} I^{4/3} b^{4/3} h^{4/3}, \quad (22')$$

a „kis vízgyűjtőterületek” ($\tau \leq t_c$) esetére pedig:

$$Q_m = \frac{0,004}{n'} I^{4/3} b^{4/3} h_\tau^{4/3}, \quad \text{ahol } h_\tau \leq h. \quad (22'')$$

Záporosők esetében a mederhálózatba érkező felszíni lefolyás időtartama (t_c) többnyire kisebb 60–80 percnél, ezért a záporosékből származó árvízi hozamok számítására a (22') képletet $L > 3-6$ km hosszúságú vízfolyások esetére alkalmazhatjuk.

A tavaszi hóolvadás esetében a mederhálózatba lépő víztáplálás t_c (nap) időtartamát a h (mm) lefolyási magasság, az erdővel és mocsárral borítottság (f_e és f_m) függvényében a

$$t_c \approx 1,5 \left(1 + \frac{\alpha}{2} f_e + \frac{\beta}{2} f_m \right) \sqrt{h} \quad (23)$$

közelítő képlettel számíthatjuk.

A fenti képletből kitűnik, hogy $h = 100-200$ mm tavaszi lefolyási magasság esetében még az erdő és mocsár nélküli területeken ($f_e = f_m = 0$) is $t_c = 15-20$ nap olvadási (víztáplálási) időszak adódik. Tavaszi hóolvadásos árvizek esetében tehát általában $\tau = L/v < t_c$ viszony adódik, és az árvízi hozamok számítására a (21') vagy (22'') képlet alkalmazható, amelyben egy olyan tényező van, melyről az eddigiekben még nem tájékozódhatunk : h_τ .

A (21') és (21'') képletből következik, hogy a $q_m = Q_m/F$ fajlagos árvízi lefolyás mindkét esetben azonos a $\tau = L/v$ összegyülekezési időnek megfelelő legnagyobb víztáplálási intenzitással, ha a vízfolyás teljes hosszára vonatkoztatott átlagértéket tekintjük, vagyis $\tau > t_c$ esetben

$$q_m = \frac{vh}{L} = \frac{h}{\tau}, \quad (24')$$

$\tau < t_c$ esetben pedig

$$q_m = \frac{vh_\tau}{L} = \frac{h_\tau}{\tau}. \quad (24'')$$

Az utóbbi összefüggésből kitűnik, hogy az árvízi hozamok számítása céljából szükséges és gyakorlatilag elegendő, ha a víztáplálás legnagyobb intenzitásának átlagértékét a τ időközökre vonatkozóan ismerjük, vagyis a $\bar{p} = h_\tau/\tau = f(\tau)$ kapcsolatot határozzuk meg a $p_t = f(t)$ összefüggés helyett.

Elemi nagyságú (végtelenül kicsi) vízgyűjtőterület esetében $\tau = L/v = 0$ és a q_m fajlagos árvízi lefolyás megegyezik a víztáplálás legnagyobb intenzitásával

$$q_m = \lim_{\tau \rightarrow 0} \frac{h_\tau}{\tau} = p_{\max} \equiv q_0$$

és nem függ sem a v összegyülekezési és levonulási sebességtől, sem a h árvízi lefolyástól. Nagy kiterjedésű vízgyűjtőterület esetében viszont, amikor $\tau =$

$= L/v > t_c$, a q_m fajlagos árvízi lefolyás függ a τ összegyülekezési és levonulási időtől és a h árvízi lefolyástól, viszont nincs közvetlen kapcsolatban a víztáplálás legnagyobb intenzitásával.

A mederhálózatba belépő vízmennyiség időbeli változását kifejező görbét három alapadattal (a legnagyobb intenzitás: $p_{\max} = q_0$; a lefolyási magasság: h ; a víztáplálás időtartama: t_c) jellemezve, a τ időtartamra vonatkoztatott $\bar{p} = h_c/\tau = f(\tau)$ legnagyobb átlagos táplálási intenzitást, vagyis az ezzel azonos $q_m \bar{p} = h_c/\tau$ fajlagos árvízi lefolyást a $\tau \leq t_c$ esetre vonatkozóan az interpolálásra felépített

$$q_m = \frac{h_\tau}{\tau} = \frac{q_0}{1 + \left(\frac{q_0}{h} - \frac{1}{t_c} \right) \tau} = \frac{p_{\max}}{1 + \left(\frac{p_{\max}}{\bar{p}_{t_c}} - 1 \right) \frac{\tau}{t_c}} \quad (25)$$

képlettel fejezhetjük ki, ahol $p_{t_c} = h/t_c$ a víztáplálás teljes t_c időtartamára vonatkoztatott átlagos intenzitás.

A (25) képlet kielégíti a három elméleti határfeltételt:

$$\tau = 0 \text{ esetben: } q_m = p_{\max} \equiv q_0 \quad (I)$$

$$\tau = t_c \text{ esetben: } q_m = \bar{p}_{t_c} = \frac{h}{t_c} \quad (II)$$

$$\tau > t_c \text{ esetben: } q_m \approx \frac{h}{\tau}. \quad (III)$$

Ebben rejlik a *legnagyobb átlagos táplálási intenzitás* (25) képlet szerinti közvetlen sematizálásának legfőbb elvi előnye azokkal a kísérletekkel szemben, amelyek közvetlenül az *esőzés vagy hóolvadás jelleggörbéjét* sematizálják tisztán tapasztalati úton. Fontos itt rámutatnunk arra, hogy a jövőben várható vízhozamokat sokévi előfordulási valószínűségek szempontjából vizsgálva teljességgel lehetetlen elkerülni a víztáplálás (vagy csapadék) valamilyen sematizálását. A sematizáláshoz az (I), (II) és (III) feltételek adják az egyetlen elméleti támpontot, amelyek nem függenek a víztáplálás időbeli változásának sokféleségétől, adott q , h és t_c értékek mellett.

A végzett számítások azt mutatják, hogy gyakorlatilag valamennyi mértékadó árhullámra vonatkozóan a víztáplálás $p_{\max} \equiv q_0$ legnagyobb intenzitása a hóolvadásos árvizek esetében legalább 6-szorososan és az esőzésekből származó árhullámok esetében legalább 4-szeresen meghaladja a $p_{t_c} = h/t_c$ átlagos táplálási intenzitást.

Figyelembe véve ezt a megállapítást, továbbá utalva a talajvízből származó lefolyásnak az alább részletezett módon történő számbavételére, a (24') és

(25) képlet helyett egyetlen közbesített képlettel számolhatunk, amely nem tartalmazza a mederhálózatba lépő víztáplálás t_c időtartamát :

$$q_m = \frac{q_0}{1 + \frac{q_0 \cdot \tau}{h}} = \frac{q_0}{1 + \frac{q_0}{hv} L} \quad (26)$$

Ha a h árvízi lefolyást milliméterben, a q_m és $q_0 \equiv p_{\max}$ értékeket $m^3/s \cdot km^2$ -ben, v értékét m/s -ban, L értékét km -ben és ezekből következően a $\tau = L/v$ értékét ezer másodpercben helyettesítjük, a (26) képlethez nem szükséges számítási tényező.

A (24') és (25) képletnek a (26) képlettel való összehasonlításából megállapítható, hogy a (26) képlet kiegészítően figyelembe veszi (pontosabban burkoltan kifejezi) a talajvízből történő táplálásnak az árvízi hozam kialakulására gyakorolt hatását is.

Ha ugyanis a τ összegyülekezési és levonulási idő értéke növekszik, az árvízi tetőző hozam kialakulásában résztvevő h víztáplálási rész is egyre növekszik a talajvízből származó táplálás folytán nemcsak a $\tau < t_c$ hanem a $\tau > t_c$ esetben is, minthogy a legnagyobb talajvízkészlet-növekedés a t_c felszíni lefolyási időtartam végén tapasztalható.

A fenti körülmény következtében a (24') és (25) képletek $\tau = t_c$ esetben a $q_m = h/t_c$ szerint nagyobb értéket adnak a valóságos $q_m = h_{tc}/t_c$ értékkel szemben, ahol h_{tc} a felszíni lefolyás t_c időtartamának megfelelő víztáplálás, amely a h teljes víztáplálásnak túlnyomó részét magában foglalja. Ezt meghatározhatjuk a vizsgált mederszelvényben észlelt árhullámkép alapján, figyelembe véve az árhullám folyamán érkező talajvíztáplálást is.

A (26) képletben a $\tau = t_c$ esetnek megfelelően értelmezett $h_{tc} = q_m \cdot t_c$ víztáplálás, amely résztvesz a tetőző vízhozam kialakításában, szintén magában foglalja a teljes víztáplálás túlnyomó részét :

$$h_{tc} = q_m t_c = \frac{q_0 t_c}{1 + \frac{q_0}{h} t_c} = \frac{h}{1 + \frac{h}{q_0 t_c}} < h .$$

Ha például $h, t_c : q_0 = 1/4$, $h_{tc} = 4/5 h$ érték adódik.

Röviden összefoglalva a fentebb mondottakat, megállapíthatjuk, hogy a (26) alapképlet kielégíti az I., II. és III. elméleti határfeltételeket, amelyeket az izokron módszer célszerű egyszerűsítése alapján állapítottunk meg, és közvetett módon figyelembe veszi a mederhálózatban fellépő tározódás hatását is. Ezenkívül a (26) képlet figyelembe veszi a talajvízből történő táplálás növelő hatását, amely a levonulási idő növekedésével lép előtérbe.

A hóolvadásból és az esőzéből származó árhullámok eltérő sajátosságai (különösképpen a fajlagos lefolyásnak a terület növekedésével kapcsolatos csök-

kenésében tapasztalt különbözőség) kifejezésre jutnak a (26) képletben, mint-hogy a víztáplálás q_0 legnagyobb intenzitása és a h árvízi lefolyás hóolvadási és esőzései árhullámok esetében más és más.

A hóolvadás és az ebből származó lefolyás napi ingadozása miatt a (26) képlet a napi átlagos vízhozamok legnagyobb értékét adja meg: $\tilde{Q}_m = \tilde{q}_m \cdot F$ és a (26) képletben szereplő q_0 érték a hóléból a mederhálózatba érkező víztáplálás intenzitásának napi átlagára vonatkozó maximumát (\tilde{q}_0) jelöli.

A \tilde{Q} , \tilde{q} , \tilde{q}_0 jelölések arra utalnak, hogy a napi középvízhozamoknak megfelelő $\tilde{Q} = f(t)$ simított árhullámképéről van szó, amely a hóolvadási árhullámok esetében eltér a lépcsőzetesen megrajzolt $\tilde{Q} = f(t)$ árhullámképtől. Ez a napi időközökön belül állandónak tekintett vízhozamok szerint adódik. Természetesen: $\tilde{Q}_m \geq Q_m$.

Az azonos p előfordulási valószínűségnek megfelelő $q_0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$ és h mm értékek a hóolvadási és esőzései árhullámokra vonatkozóan az alábbi összefüggéseket mutatják:

$$\begin{aligned} \frac{q_0 \text{ hó}}{h_{\text{hó}}} &\approx 0,003 & \frac{q_0 \text{ eső}}{h_{\text{eső}}} &\approx 3 \\ \frac{q_0 \text{ hó}}{q_0 \text{ eső}} &\approx 0,01 & \frac{h_{\text{hó}}}{h_{\text{eső}}} &\approx 10 \end{aligned}$$

*

Térjünk át most a (26) alapképlet tényezőinek meghatározásával kapcsolatos kérdésekre és a gyakorlati alkalmazás részleteire.

Az előírt p előfordulási valószínűségnek megfelelő h_p tavaszi lefolyási magasságot a rendelkezésre álló kiindulási adatok mennyisége és minősége szerint három különböző úton határozhatjuk meg:

1. az átlagos tavaszi lefolyásra (h_k) és a tavaszi lefolyás variációs tényezőjére ($C_{r,h}$) szerkesztett izometrikus térképek alapján $C_s = 2 C_v$ aszimmetria tényező szerint,

2. valamely szomszédos, hidrológiailag hasonló területre meghatározott valószínűségi görbe alapján, melyet a tavaszi lefolyásra vonatkozó észlelési adatokból határoztunk meg;

3. valamely szomszédos analóg területre meghatározott Q_p érték alapján a (28') képlet szerint.

A hóolvadásból származó víztáplálás napi átlagos intenzitásának legnagyobb értékét (\tilde{q}_0) az előírt p előfordulási valószínűség figyelembevételével a h_p lefolyási magasság és a terület erdővel, valamint mocsárral való borítottsága (f_e, f_m) függvényeként a

$$\tilde{q} = \frac{\gamma}{\sigma} h_p, \quad \sigma = 1 + \alpha f_e + \beta f_m \quad (27)$$

tapasztalati képlettel számíthatjuk, ahol γ számítási tényező, melynek értéke a Szovjetunió egész területére nézve gyakorlatilag állandónak vehető; $\gamma = 0,003$, ha a q_p és q_0 fajlagos lefolyásokat $m^3/s \cdot km^2$ -ben számítjuk és $\gamma = 0,26$, ha a fajlagos lefolyást mm/nap -ban számítjuk.

$\alpha = \beta = 2$ túlevelű erdők és az erdő-övezetben levő mocsarak esetében,
 $\alpha = \beta = 1,5$ vegyes erdők és az erdő-sztyeppés övezetben levő mocsarak esetében,

$\alpha = \beta = 1$ lomblevelű erdők és a sztyeppés övezetben fekvő mocsarak esetében.

A számítások egyszerűsítése érdekében a (27) képlet és a tavak hatását kifejező (3-1) és (3-2) képlet figyelembevételével a (26) képletet felírhatjuk a

$$\tilde{q}_p = \frac{3 r h_p}{\sigma + 0,26 \tau} \quad [l/s \cdot km^2] \quad (28)$$

vagy más átrendezéssel a

$$h_p = \frac{\sigma + 0,26 \tau}{3 r} \tilde{q}_p \quad [mm] \quad (28')$$

alakban is, ahol $\tau = L/86,4 v$ az L hosszú főfolyóra vonatkozó levonulásiidő.

A (28') képlet segítségével kiszámítunk 3-5 tetszőlegesen kiválasztott q_p fajlagos lefolyásnak megfelelő h_p értéket és ezek alapján megszerkesztjük a $q_p = f(h_p)$ vagy a $Q_p = f(h_p)$ görbét. Ennek alapján meghatározhatjuk bármely kívánt p előfordulási valószínűség esetére a h_p értékhez tartozó Q_p árvízi vízhozamot.

A (28') képlet felírható háromváltozós kapcsolatként is :

$$h_p^* = \frac{1}{3} \tilde{q}_p \left(1 + \frac{\Phi}{\tilde{q}_p^{1/4}} \right), \quad (28'')$$

ahol a

$$h_p^* = \frac{r}{\sigma} h_p \quad (29)$$

értéket, amely a h_p lefolyási magassággal arányos, *redukált lefolyási magasságnak* nevezzük és a

$$\Phi = \frac{0,112 L (20 n)^{3/4}}{I^{1/3} F^{1/4} \sigma} \quad (30)$$

tényezőt, amely kifejezi a vízgyűjtő terület valamennyi állandó jellegű adatát, a *tavaszi árvízi lefolyás összefoglaló tényezőjének* nevezhetjük.

A (28'') képlet alapján a $h_p^* = f(q_p, \Phi)$, és $\tilde{q}_p = f(h_p, \Phi)$ kapcsolatok szerint segédleteket készíthetünk, amelyekből a vizsgált vízgyűjtőterület Φ összefoglaló paramétere alapján közvetlenül meghatározhatjuk az egymásnak megfelelő h_p^* és \tilde{q}_p értékeket.

A bemutatott számítási eljárást a Szovjetunió európai részének 114 vízgyűjtőjére és több ázsiai vízgyűjtőre alkalmaztuk.

Legjobb eredményeket a (28') félempirikus képlet adta, míg a legrosszabb eredmények az (1) empirikus képletből adódtak. A (9) és (6) általánosított empirikus képletből számított eredmények közbenső helyzetet foglaltak el.

*

Kis vízgyűjtőterületek esetében, ahol a $\tau = L/v$ összegyülekezési és levonulási idő kisebb 1 napnál, a tavaszi hóolvadási árvizeknél a vízhozam jelentékeny napi ingadozást mutat. Ilyen területeken a \tilde{Q}_p napi átlagos árvízi vízhozam mellett meg kell határozni a Q_p napon belüli vízhozam-csúcsot is, amelyet a

$$Q_p = K_\tau \tilde{Q}_p, \quad K_\tau = \frac{K_0}{1 + (K_0 - 1)\tau} \quad (31)$$

képlet szerint a K_τ átszámítási tényező segítségével számíthatunk. Ebben a képletben $\tau = L/86,4 v$ a keresett Q_p vízhozamnak megfelelő összegyülekezési és levonulási idő.

A $K_0 = q_0/\tilde{q}_0$ tényező a mederhálózatba belépő víztáplálás napon belüli csúcsertékeknek és a napi középértékeknek hányadosát jelöli. A sztyeppés övezetekben $K_0 = 4-5$, az erdő-sztyeppés övezetekben $K_0 = 3-4$ és az erdős övezetekben $K_0 = 2-3$ értékkel számolhatunk.

Ha a \tilde{Q}_p napi közepes árvízi vízhozamot a fentebbi eljárás szerint előzetesen már meghatároztuk, K_τ értékét fokozatos közelítéssel határozhatjuk meg. Ennek során első lépésként a τ összegyülekezési és levonulási időt a (31) képlet szerint $Q_p = \tilde{Q}_p$ felvétellel számítjuk. Az első közelítésként számított τ' , K'_τ és $Q'_p = K'_\tau \tilde{Q}_p$ értékek alapján a számítást megismételjük és az így kapott $Q''_p = K''_\tau \tilde{Q}_p$ értéket fogadjuk el a napon belüli vízhozam-csúcsként.

Megemlítjük, hogy legegyszerűbben a számítási eljárás fordított értelmű alkalmazásával jutunk célhoz a Q_p és \tilde{Q}_p érték egyidejű meghatározásakor: $\tau = f(Q_p)$, $K_\tau = f(\tau)$, $\tilde{Q}_p = Q_p/K_\tau$, $h_p = f(\tilde{Q}_p)$.

A tavaszi árvízi lefolyás napon belüli csúcsertékeire vonatkozó számítási eljárást több lefolyási kísérleti terület észlelési adataival ellenőriztük.

*

Térjünk át most az esőzésből származó árvízi lefolyás számítására. Ha a vízfolyás L hossza 3–6 km-nél nagyobb, az esőzéses árhullám Q_m tetőző hozama

a h teljes árvízi lefolyás részvételével alakul ki. A tározódási viszonyokat jellemző r tényező figyelembevétele mellett a (26) alapképlet a (7) kifejezés felhasználásával a (22') szerinti alakra hozható :

$$Q_m = \frac{rvh}{L} F = rvhb = \frac{0.004}{n'} I^{1/3} (bhr)^{2/3}. \quad (32)$$

Az esőzéses árhullám h lefolyási magasságát az előírt előfordulási valószínűséghez a

$$h = (\sqrt{H} - \sqrt{H_0})^2 \quad (33)$$

tapasztalati képlet szerint számíthatjuk. Itt a H az N évben egyszer előforduló napi (vagy más időtartamú) csapadékmagasság, melyet a meteorológiai állomások észlelési adataiból szerkesztett valószínűségi görbéről állapíthatunk meg : 1. a szokásos módon, vagyis az évi legnagyobb 24 órás csapadékadatok bevonásával, 2. valamennyi 24 órás csapadék bevonásával a szerző által kidolgozott eljárás n , m és a paramétereinek meghatározása után a

$$H = a (l_g \bar{m} + l_g N)^{1/n} \quad (34)$$

képlet szerint.

A (33) képletben szereplő H_0 mennyiség a felszíni lefolyás megindulása előtti beszivárgási veszteséget jelöli, amelyet a talajadottságok és az éghajlati övezetek függvényében táblázatokból vehetünk. A sztyeppés és erdősztyeppés övezetek feketeföldű talajaira H_0 értéke 15–20 mm.

Legmegbízhatóbb módon a

$$H_0 = \sqrt{H} - \sqrt{h} \quad (35)$$

képlet szerint határozhatjuk meg a H_0 kezdeti (beszivárgási) veszteséget, amelyben H és h valamely analog vízfolyás adott előfordulási valószínűségű értékeit jelöli.

Ha a vízgyűjtő több, különböző talajtípusú részterületeket foglal magában, amelyekre más és más H_0 veszteség adódik, az egyes vízgyűjtőkre vonatkozó h értéket az egyes területek adatának súlyozott átlagaként kell meghatározni.

Ha a vízfolyás L hossza kisebb 3–6 km-nél, az esőzéses árhullám tetőző hozamát a (26) alapképlet szerint számíthatjuk. Ebben a víztáplálás intenzitásának legnagyobb értékét a

$$q_0 = 16,67 \frac{\gamma}{\sigma} (H - H_0) \quad (36)$$

képlet szerint kaphatjuk meg, ahol γ éghajlati tényező, amely a H mm csapadék-magasság és az azonos előfordulási valószínűségű I mm/perc legnagyobb eső-intenzitás közötti kapcsolatot jellemzi :

A sztyeppe övezetben : $\gamma = 0,05 - 0,06$

Az erdősztyeppe övezetben : $\gamma = 0,04 - 0,05$

Az erdő övezetben : $\gamma = 0,03 - 0,04$

A γ tényező jellemzi a k mm/perc beszivárgási intenzitás és a H_0 kezdeti veszteség közötti kapcsolatot is :

$$H_0 = \frac{K}{\gamma} . \quad (37)$$

Az esőzészől származó árvízi hozamok és lefolyási magasságok bemutatott számítási eljárását több mint 200 helyszíni észlelési adattal ellenőriztük, amelyeket a Volgán túli vidékek, a szalji sztyeppe, Turkménia, Krím és Moldva kisvízfolyásain árvíznyomokból történő számítással határoztunk meg.

*

Az árvízi vízhozamok vizsgálatának további elsőrendű feladatai :

1. Az esőzések területi kiterjedésére vonatkozó vizsgálatok.
2. A mértékadó csapadékmagasságok meghatározása 2, 3 és több napos időtartamú esőzésekre vonatkozóan,
3. A vízgyűjtőterületek hóviszonyainak tanulmányozása.
4. A hóolvadással kapcsolatos kérdések vizsgálata.
5. A völgyoldali és mederbeli lefolyás sebességének különválasztott vizsgálata.
6. A beszivárgási veszteségek meghatározására szolgáló számítási eljárások fejlesztése.

Ezeknek a feladatoknak a megoldása és több más kérdés tisztázása széleskörű igényeket támaszt a természetes viszonyok között berendezett hidrológiai kísérleti területek felé, amelyeket a Szovjetunióban lefolyási kísérleti állomások és vidéki hidrológiai laboratóriumok útján valósítanak meg.

FOLYÓINK MÉRTÉKADÓ ÁRVÍZSZINE

KÁROLYI ZOLTÁN

A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK KANDIDÁTUSA

Az árvédelmi töltések átszakadásának leggyakrabban az az oka, hogy a vízállás meghaladja vagy megközelíti a gátkoronát. Ezért az árvédelmi biztonság legfontosabb feltétele a töltés magasságának minél megbízhatóbb meghatározása.

Az árvédelmi töltések koronamagasságát két tényező határozza meg: a *mértékadó árvízszin* és a hozzáadott *biztonsági magasság*.

A múltban *mértékadó árvízszinen* a mindenkori legnagyobb észlelt vízmagasságot értették, amelyet gátszakadás, emberi beavatkozás vagy mederváltozás esetén számítással javítottak. Arra az esetre, ha mégis magasabb árvíz jönne, a vízfolyás nagysága és a mentesített terület fontossága szerint 50—150 cm-es *magassági biztonságot* állapítottak meg, vagyis a mértékadó árvízszinnél ennyivel magasabbra épült a töltés koronája. Erre a magassági biztonságra a hullámverés miatt is szükség volt, nehogy a felcsapódó víz átáztassa a töltéstestet, lehetlenné téve rajta a közlekedést, védekezést.

A múlt században a várható vízszinemelkedés mértékére nézve minden tapasztalat nélkül épült töltéseket csak fokozatosan, számos szakadás árán sikerült hozzáidomítani a tényleges szükségletekhez.

Tudomásom szerint egyetlen nagyobb arányú töltésépítés volt hazánkban, amelynél a magasságot olyan jól sikerült meghatározni, hogy azóta sem kellett a töltéseket lényegesebb mértékben magasítani. Ez a Rába töltésézése volt, amelyet kiváló magyar vízi mérnökünk, *Meiszner Ernő* — *Vásárhelyi Pál* tanítványa — tervezett. Minél több idő telt el a rendszeres árvízi észlelések megindítása óta, annál kisebb lett annak a valószínűsége, hogy a mértékadó szintet lényegesen meghaladó árvíz jön. Általánosságban a századfordulóig kialakultak azok a töltésméreteket, amelyekre már azt merték mondani, hogy biztonságot nyújtanak. Az 1940—41. évi dunai, az 1947—48. évi felső-tiszai és legújabbban az 1954. évi felsődunai árvízkatasztrófák azonban élesen rácsáfoltak arra a felfogásra, hogy az eddig észlelt legmagasabb víz mértékadónak tekintése biztonságot ad. Különösen kirívó volt az 1947—48. évi tiszai árvíz, amely lényegesen meghaladta a töltések koronáját.

I

A mértékadó árvízszinek vizsgálata során mindenekelőtt röviden meg kell emlékeznünk azokról a tanulmányokról, amelyeket a mértékadó árvízszin helyesbítése érdekében végeztek és amelyek a jövőben végzendő vizsgálatok számára is alapvető fontosságúak. A vízrajzi szolgálat kezdettől fogva nagy figyelmet szentelt ennek a kérdésnek. Tulajdonképpen az 1879-i szegedi árvízpusztítás hatása alatt állították fel a Vízrajzi Intézetet, melynek egyik legfontosabb feladata az árvízszin alakulásának vizsgálata volt.

Az árvízszin helyesbítésére vonatkozó tanulmányokban ötféle probléma megoldásáról van szó.

1. Általában minden töltésszakadás után elvégezték az *árvízszin rekonstrukcióját*, vagyis annak a vízszinnek a megállapítását, amelyre a víz emelkedett volna, ha töltésszakadás nem következik be. Ezek a tanulmányok a helyi adottságoktól függően néha elég bonyolult és körültekintő hidraulikai számításokat kívántak. A legnevezetesebb és példamutatóan magas tudományos színvonalú ilyen tanulmány *dr. Benedek József*é volt a Duna 1926. évi árvízéről. A *Vízrajzi Intézetben* készült újabb tanulmányok közül említésre méltók az 1947/48. évi felső-tiszai árvíz tetőző magasságának *Katona István* által végzett helyesbítése, azután a Vásárosnamény és Tiszadob közötti tiszaszakaszon az eddig legnagyobb hozamú 1888. évi árvízi magasságnak a meder- és lefolyási viszonyok megváltozása miatt szükségessé váló helyesbítése, majd a Körösök 1925. évi szakadásos árvízének rekonstruálása.

2. Ezeknél a tanulmányoknál sok tekintetben nehezebb feladatot jelentenek azok a számítások, amelyek a mértékadó árvízszinnek valamely *műszaki beavatkozás következtében* történő megemelkedését kívánják megállapítani. A legfontosabb ilyen kérdés volt az ún. „Borsodi nyílt ártér” begátolásának hatása a Tisza árvizeire. A vízrajzi szolgálatot ez a kérdés sokáig élénken foglalkoztatta már az első világháború elejétől kezdve. Évtizedek során számos tanulmány készült, amelyek különböző utakon és módszerekkel igyekeztek a feladatot megoldani. Hasonlóképpen beható tanulmányok folytak és folynak a tiszalöki, valamint a tervezés alatt álló dunai vízlépcsőnek az árvízszinre való hatásáról.

3. A tanulmányok harmadik csoportja a *mederváltozások árvízszin módosító hatásának* megállapítására vonatkozik. A Tiszán ilyen vizsgálatokat nem kellett végezni, mert kimélyülése csak az árvédelmi biztonság javára esett, annál több gondot okoz a Felső-Duna mederemelkedéseinek árvízszinemelő hatása. Erre nézve a Vízrajzi Intézetben 1949-ben, illetőleg a Vízgazdálkodási Tudományos Kutató Intézetben 1954-ben is készült tanulmány. Az első több közelítő módszer mellett főleg az esések megváltozásának figyelembevételével igyekezett az 1899. évi árvíz hozamának megfelelő lefolyási magasságot meghatározni, a másik pedig a vízmércék kapcsolati összefüggéseinek időbeli vál-

tozása alapján következtetett az árvizek emelkedésének irányzatára. Hasonló tanulmány készült 1953-ban a Rába eséstörése környékén tapasztalt meder-emelkedések árvízszinmódosító hatásáról is.

A felsődunai árvíz tanulmányozása hívta fel a figyelmet arra, hogy a dús növényzettel benőtt hullámterek lassú feliszapolódása az árvízszin számbaveendő emelkedését okozhatja. Kívánatos volna megkeresni a magyar folyóknak azokat a szakaszait, ahol ez a feliszapolódás káros lehet.

4. A negyedik fajta tanulmány a *jeges árvizek mértékadó magasságának megállapítása*, ami különösen a Duna Nagymaros—Mohács közötti szakaszán döntő fontosságú. Itt az egyes torlaszok által eddig okozott legmagasabb vízszintek burkoló vonalát vették mértékadónak a folyószakaszok azonos jellegének figyelembevételével. Sajnos addig, amíg a jégtorlódás veszélyét a közép- és nagyvízi folyószabályozás eszközeivel, valamint jégtörőhajók alkalmazásával, vagy egyéb hatékony módszerekkel nem sikerül megszüntetni, nem lehet tudni, mikor és hol következik be az eddig észlelnél magasabb vízállás. A jeges árvíz olyan hirtelen emelkedhet magasra, hogy nyúlgát építésére nem jut idő, ezért a jégveszélyes szakaszokon indokolt a minél nagyobb magassági biztonság megadása. Mivel a jeges árvíz csak rövid tartamú, a töltéseknek a jégmentes árvízszin fölé eső részét elégséges kisebb méretekkkel megépíteni. Tehát a töltésszelvény megtervezésénél a kis tartósságú magas jeges árvizet és a nagyobb tartósságú, de alacsonyabb jégmentes árvizet vesszük alapul.

5. A mértékadó árvízszin megállapítására vonatkozó számítások ötödik faja, amely már az eddig észlelt legmagasabb vízállás fogalomköréből igyekszik kiemelkedni és nagyobb biztonságot keresni. Egymástól eltérő jellegű vízgyűjtők más meteorológiai és lefolyási viszonyai mellett esetleg bizonyíthatóan kizárt, vagy legalábbis kevésbé valószínű lehet a maximális hozamok *egyidejű találkozása*. Ha azonban az ilyen találkozás lehetősége megvan, akkor a két vízhozam összegének számított lefolyási magassága adja a legnagyobb árvízszint. Ilyen számításokat végeztek a Tiszára, a Körösökre, a Hortobágy—Berettyóra, Turra, ezenkívül sok kisebb vízfolyásra. Meg kell azonban jegyezni ennek a módszernek azt az árnyoldalát, hogy a legkedvezőtlenebb összetalálkozás valószínűsége sokkal kisebb, mint az egyes folyók mértékadó árvizeié az összefolyás környékén és attól lefelé, így a többi szakaszhoz képest ezzel bizonyos mértékben túlméretezzük a töltést.

II

Forradalmi változást hozott a mértékadó árvízszin kérdésében a valószínűségszámításnak a hidrológiában való alkalmazása, amely a szovjet hidrológusok tevékenysége nyomán vált rutinmunkává. Mivel töltésezett folyóinkon általában elég hosszú vízállás-észlelési időszakok állnak rendelkezésre, a vízhozamgörbék segítségével pedig vízhozamidősorok is előállíthatók, a mate-

matikai statisztika módszerei lehetőséget adnak arra, hogy meghatározzuk : *az eddig mértékadónak tekintett árvíznek mekkora az előfordulási valószínűsége, és milyen valószínűséggel várható még nagyobb víz.* Tehát a valószínűségszámítással a jövőre következtetünk.

A matematikai statisztika elvileg két problémára kínál megoldást :

1. megvalósítható mindenütt az *egyenlő biztonság elve*, és ezzel együtt meghatározható a töltések erősítésének sürgősségi sorrendje és
2. *gazdaságossági mérlegelés* tárgyává tehető a mértékadó árvízszint magasabbra vagy alacsonyabbra vétele, vagyis más szóval mérlegelni tudjuk, hogy a töltéserősítés és magasítás költségei mikor lesznek nagyobbak, mint bizonyos hosszabb időközökben keletkező és még megtűrhető károk.

Az *egyenlő biztonság elve* tulajdonképpen azt jelenti, hogy mindenütt egyforma valószínűségű árvízszintet fogadjunk el mértékadónak. Nyilvánvaló azonban, hogy kisebb, külterjesen művelt területek inkább eltűrhetnek bizonyos időközönként elárasztást, viszont fontos települések, ipartelepek vagy nagy, belterjesen művelt területek védelmét szolgáló töltések meghágás elleni biztonsága sokkal nagyobb kell, hogy legyen.

Ez jut kifejezésre az alábbi GOSZT 3999—48. sz. szovjet szabványban, mely a védett területek nagysága szerint más és más valószínűségű mértékadó árvízszint állapít meg.

| A töltés által védett terület | Előírt valószínűségi százalék | Átlagos előfordulás év |
|-------------------------------|-------------------------------|------------------------|
| Nagyobb, mint 250 000 ha | 0,1 | 1000 |
| 50 000—250 000 ha | 1 | 100 |
| 20 000—50 000 ha | 2 | 50 |
| 5 000—20 000 ha | 5 | 20 |
| Kisebb, mint 5 000 ha | 10 | 10 |

Ennek az elvnek a keresztülvitele nálunk is nagy jelentőségű volna. A *Tiszán*, a *Körösök* és a *Duna* egyes szakaszain indokolt a töltések mértékadó árvízszinét és magassági biztonságát úgy megállapítani, hogy a töltés koronáját a legritkábban előfordulható, tehát mondjuk 1000 éves árvíz se hághassa át, mert hiszen másképpen az ország jelentős részén pusztulhatnának el a termőterületek. Ezzel szemben valamivel kisebb biztonságot lehet megengedni olyan töltésszakaszokon, amelyek aránylag kisebb területeket, különálló vagy lokalizálható öblözeteket mentesítenek. Még ezeknél is különbséget lehetne tenni aszerint, hogy a védett terület külterjesen művelt, kevésbé lakott, vagy belterjesen művelt, sűrűn lakott, esetleg a töltés sebezhető ipartelepét vagy fontosabb közlekedési vonalat véd.

A mértékadó árvízszinnek a valószínűségszámítás módszerével való meghatározására hazai vonatkozásban az 1947—48. évi felső-tiszai árvízpusztítás után került első ízben sor. A magyar-szovjet határszakaszra készült töltés-helyreállítási terveket magyar részről először az árvíz szakadás nélküli magasságára alapították, melyhez 1 m biztonságot adtak. Ugyanakkor a szovjet terv valószínűségszámítással készült, és mértékadóul a 0,5%-os, tehát 200 éves árvízvette, melyhez 25 cm magassági biztonságot adott. Az így megállapított töltésmagasság a magyar tervezettel szemben 37 és — 4 cm, átlag 16 cm eltérést adott.

Ezt követőleg a vízrajzi kutatás nálunk is behatóan foglalkozott a valószínűségszámításnak az árvízszámításnál való alkalmazásával, és a főbb vízfolyásokra egész sor valószínűségi meghatározás készült. *Szilágyi Gyula, Lászlóffy Woldemár* és *Szesztay Károly* megismertették nálunk is a módszer elméleti és gyakorlati kérdéseit. Gyakorlati számításokat végzett *Karkus Pál* a Duna, Tisza, Rába, Sajó, Hernád főbb vízmércéire, *Puskás Tamás* a Tiszára, *Csehidi Géza* pedig a Körösökre és Szamosra. A Körösök sok vízmércéjén a vízhozam idősorok nehezen határozhatók meg a folyók kölesönös duzzasztó hatása miatt, ezért Csehidi Géza Lucseva szovjet kutató nyomán megkísérelte a vízállás idősorok vizsgálatát. Számításai szerint az 1%-os valószínűségű víz a Körösökön az eddig észleltnél 12—39 cm-rel lenne magasabb.

A Tiszára vonatkozó számítások azt eredményezték, hogy a jelenleg érvényes mértékadó szint Tokaj fölött 1%-os, alatta pedig 1 és 3% — közötti valószínűségű árvíznek felel meg. *Ihrig Dénes* megállapítása szerint a tiszai töltések előírt koronamagassága általában 0,1%-os, vagyis 1000 éves árvíz magasságnak felel meg.

III

Foglalkozni kell azzal a kérdéssel, hogy a *matematikai statisztika módszereinek a mértékadó árvíz számítására való alkalmazása vajon jó és megbízható eredményeket ad-e*. Fontos ez a vizsgálat azért, mert a mértékadó árvízszin számításánál általában olyan árvíz valószínűségét akarjuk meghatározni, amilyen még nem, vagy csak egyszer fordult elő, tehát a *valószínűségi görbét extrapolálni kell*.

Számos kutató szerint az 1^0_0 -os valószínűség az a határ, amely kellő hosszúságú idősorok esetén még elég megbízhatósággal számítható, de kisebb százalékok felé a különböző eljárásokkal számított görbék már erősen széttartanak és nagy eltéréseket adnak. Legjobban akkor érzékelhető az extrapolálás értéke, ha ellenőrzésre van lehetőség. Ilyen ellenőrzésre nyílt alkalom az 1954 júliusi dunai árvíznél.

Az osztrák dunaszakasról rendelkezésre álló mintegy 450 éves árvízstatisztika alapján megállapítható, hogy az 1954 júliusi dunai árvíz előfordulási

valószínűsége Bécs körül 2–3% közötti érték. Kiszámítottuk a pozsonyi valószínűségi függvényt négyféle módszerrel. A *Foster—Ribkin-, Grassberger-, Gumbel-, és Debski-féle* módszer eredménye lényegében nem tért el egymástól, ami érthető is, hiszen mindegyik a Pearson III. típusú aszimmetrikus eloszlást veszi alapul. Az eredmények azonban nagyon eltértek a tapasztalati valószínűségtől. A 79 éves időszak alapján az 1954. évi árvíz valószínűsége 0,6%-ra adódott, szemben a 2–3%-os tapasztalati értékkel. A tapasztalati valószínűségek vonalát szemügyre véve láthatjuk, hogy a számított vonal nem mindig annak legjobban simuló kiegyenlítését adja. Pozsony esetében — ismerve az ellenőrzésül kapott adatokat — be lehetett húzni olyan kiegyenlítő vonalakat, amely a számítottnál erősebb görbületű és jobb eredményt ad. (1. ábra.)

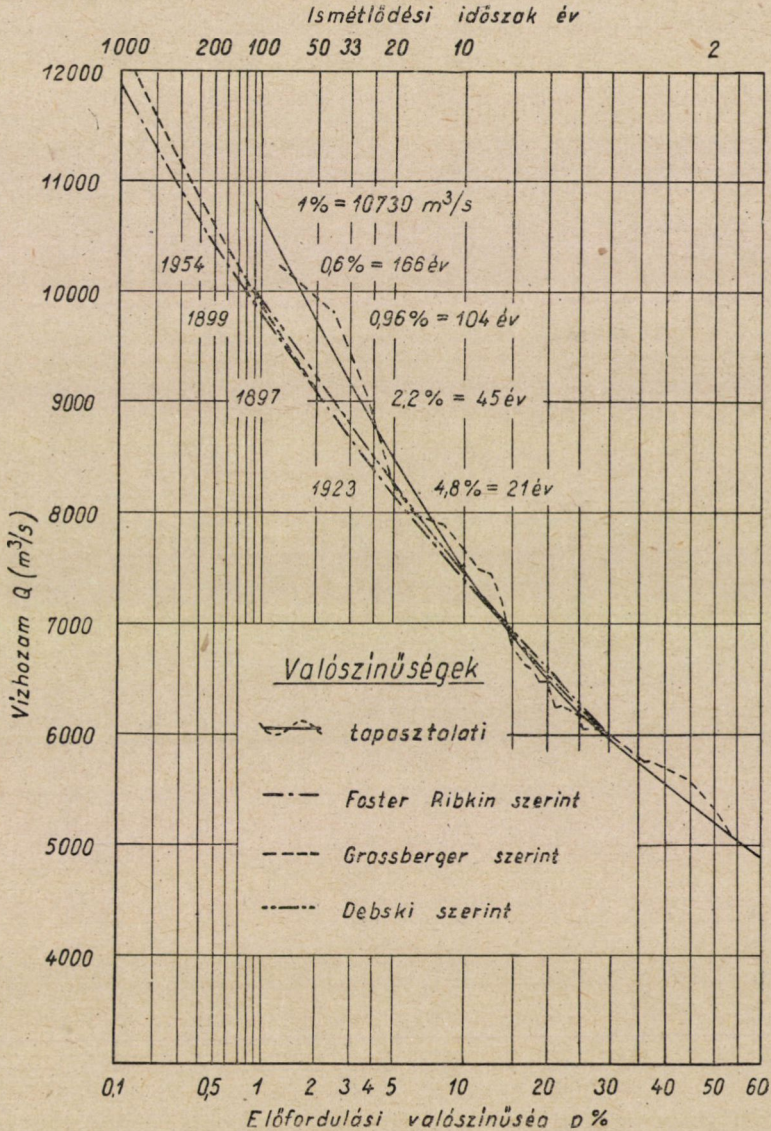
Ez az ellenőrzés tehát arra az eredményre vezetett, hogy a számított valószínűség kisebb, mint a tapasztalat szerint helyesnek látszó érték. Ez a körülmény óvatosságra kell, hogy intsen, mert a kapott különbség az *árvízi biztonság rovására* esik. Mindenesetre elképzelhető az a sok kutató által hangoztatott lehetőség, hogy a Pearson III. típusú eloszlási görbe matematikai kifejtése esetleg nem követi teljesen az évi legnagyobb árvízhozamok statisztikai törvényszerűségét, hiszen ennek a *matematikai összefüggésnek a megválasztása többé-kevésbé önkényes, formális és nem foglalja magában a fizikai lényegét*. Tekintettel arra, hogy a számított görbének a kis valószínűségek övezetében való elhajlása kedvezőtlen értelműnek látszik, kívánatos volna olyan matematikai összefüggést keresni, amely inkább az ellenkező irányba hajló vonalat ad.

További vizsgálatokra adott indítékot az a kívánság, hogy megállapítsuk, vajon milyen hibát követünk el, ha a valószínűségszámításba a *vízhozamok helyett a vízállásokat visszük bele*.

Ellenőrző számításokat végeztünk ezért különböző alakú mérceszelvényeknél vízállások és vízhozamok alapján és ugyanazokra az időszakokra, állandó vízhozamgörbe feltételezésével, tehát a mederváltozásokat kiküszöbölve. Zárt árvízi szelvénynél (mint pl. Pozsony) alig adott a kétféle számítás 5–6 cm-nél nagyobb eltérést. Szétterülő árvízi szelvénynél (mint pl. Tokaj) a partmagasság fölött már eltér egymástól a kétféle valószínűségi vonal, de meg kell állapítani, hogy a vízállásokból számított eltérések az árvízi biztonság *javára* esnek, tehát a homogénné tett vízállásadatok alapján való számítás megengedhetőnek látszik. Elhangzott néhány komoly ellenvetés a vízállások használatával kapcsolatban, hogy a kisebb és nagyobb vízállásadatoknak a valószínűségszámításában nem lesz egyenlő a súlya, hogy a számítás sokszor negatív aszimmetria-tényezőt ad, és hogy ugyanának folyónak a több mérceállomására kapott variációs és aszimmetria-tényezők, mint paraméterek, nem hasonlíthatók össze egymással. Ezért a vízállások általánosságban való használata nem javasolható. Van azonban olyan eset, amikor a vízállások alapján való számításnak határozott előnye van, különösen olyankor, amikor több folyó kölcsönhatása folytán a vízhozamok meghatározása nehézségekbe ütközik (pl. Körösök-

nél). A végzett vizsgálatok mindenestre arra mutatnak, hogy az ilyenfajta számításnak elvi akadályja nincs.

A valószínűség számítási eljárásnak egyik hátránya tehát hogy az egyértelműség csak látszólagos előny, de az nem jelent biztonságot. A másik hátrány a formalizmus veszélye. Ennek elkerülésére a valószínűség számítás eredményességének lényeges feltétele az idősor homogenitása. Hosszú vízállás-idősor és néhány — többnyire újabb keletű — vízhozam-mérés birtokában könnyen



1. ábra. Különböző valószínűségű árvizek a Dunán Pozsonynál

előfordulhat, hogy felhasználják az adatokat anélkül, hogy tudomásuk volna a meder esetleges megváltozásáról. A mederváltozások következtében előálló vízszínváltozások megállapítása, különösen a nagyvizekre nézve akkor legnehezebb, ha a meder hosszabb szakaszon süllyed, beágyazódik. Ezért a vizsgálat tárgyává tett vízmércezelvény stabilitásának meghatározása a fontos és gyakran nehéz feladat, amelynek a valószínűségi számítást feltétlenül meg kell előznie. Ezenkívül kritikus szemmel kell megvizsgálni a választott idősort abból a szempontból is, hogy nem befolyásolta-e az adatok valamelyikét jég, emberi beavatkozás, töltés-, esetleg nyári gátépítés vagy magasítás, töltés-zakadás vagy hasonlók.

Mivel az eredmény jósága szempontjából a minél hosszabb idősor vizsgálata a kedvező, törekedni kell az adatsor homogénné tételére, ha mederváltozásokat tapasztalunk. Ezért az adatsort *egy bizonyos időpontban fennálló mederállapotra vonatkoztatva kell átszámítani.*

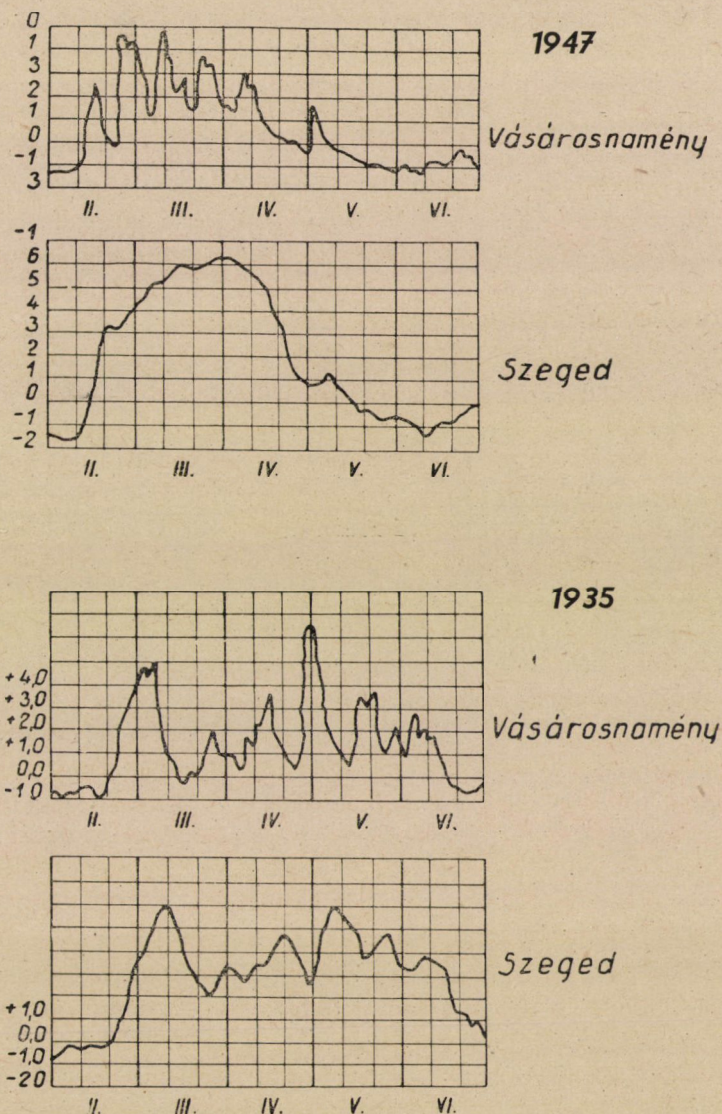
De a formalizmus veszélye nemcsak az adatsor homogenitása tekintetében fenyeget, hanem az alapul vett *adatsor helyes megválasztása* tekintetében is. Ez más szóval azt jelenti, vajon az adatsor fizikai jellemzői valóban magukban foglalják-e az *előfordulás véletlen jellegét.*

Hogy az árvíz milyen magasságra emelkedik, az rendkívül sok tényezőtől függ: a csapadék nagyságától, eloszlásától, időtartamától, a párolgási viszonyoktól, a vízgyűjtő terület alakjától, lejtési viszonyaitól, növénytakarójától, a talaj szerkezetétől, telítettségétől, a lefolyás alakulásától, a mellékfolyók vizének kedvező vagy kedvezőtlen összetalálkozásától, a meder teltségétől, az árhullámok ismétlődésétől, egymásra halmozódásától, a jégtől, a hordalékviszonyoktól és nem utolsósorban az emberi beavatkozástól. Ezeknek a tényezőknek a különböző mértékben való érvényesülése nagyon változatos eredményeket adhat, amelyeket előre kiszámítani nem lehet. Éppen ez a kiszámíthatatlanság, vagyis a véletlen jelleg a valószínűségi számítás jogosultságának matematikai alapja, amely törvényszerűségeit a nagy számok törvénye segítségével vezeti le.

Az adatsor kritikai vizsgálatánál gondosan meg kell nézni, vajon egyoldali hatások befolyásolják-e a véletlen jellegét. A 2. ábrán látható a Tisza felső, nagy esésű szakaszán, valamint alsó szakaszán észlelt néhány árhullám összehasonlítása. A felső mérceállomás vízjárásának jellegzetessége az árhullámok sűrű ismétlődése. Ezek az ismételt árhullámok az alsó szakaszon vagy egyetlen nagy árhullámot, vagy több kisebbet eredményeznek aszerint, hogy a felső hullámok milyen sűrűn követik egymást. Ha ismétlődési időközük akkora, hogy egymást utólérve egymásra halmozódnak, akkor több aránylag kicsiny árhullám is okozhat komoly árvízmagasságot az alsó szakaszon. Ha viszont ritkábban követik egymást, nem tudnak már egyé olvadni. Nyilvánvaló ebből, hogy a felső vízmérce mértékadó árvízszintje egészen más hidrológiai tényezőktől függ, mint az alsó mércéé. Ha mindkettőnél ugyanazt a számítási módszert

követjük, tartanunk kell a véletlen jelleg egyoldalú befolyásolásától. Ilyen egyoldalú hatás az is, ha rövid idősoroknál az időjárás periodikus hullámzása valamelyik irányban túlsúlyra jut, ha valamely mellékfolyó szabályozása meggyorsítja az árvíz levonulását és ezzel az összetalálkozás a múlthoz képest megváltozik, vagy ha a vízgyűjtő terület lefolyási tényezője megváltozik.

A valószínűségszámítási eljárás fejlesztése terén komoly lépést jelent és



2. ábra. Jellegzetes tiszai árhullámok 1947- és 1935-ben Vásárosnaménynél és Szegednél

nagy lehetőségeket ígér az a kutatás, amelyet a *Vízgazdálkodási Tudományos Kutató Intézetben Szesztay Károly* kezdett meg és amely a mellékfolyók árvizei különböző összetételalkozásának, a telt meder hatásának és egyéb hidrológiai tényezőknek a valószínűségét kívánja megállapítani és ezek alapján az árvízi adatokat aszerint súlyozni, hogy azok milyen valószínűségű hatásokból keletkeztek.

Mindezek a tárgyalt hátrányok és nehézségek azt a fontos problémát vetik fel, *vajon szabad-e az árvédelem legfontosabb kérdésében egyedül üdvözítőnek elfogadni a valószínűségi görbe extrapolálását és ennek alapján dönteni el a töltések építendő magasságát.* Az általánosan használt Foster—Ribkin-görbe nem látszik a biztonságot szolgálni, tehát gépiesen semmi esetre sem tanácsos alkalmazni. Azonban a másik végletbe sem szabad esni és a valószínűségszámítás módszereit elvetve csak az eddig észlelt maximumokra támaszkodni. Általánosságban elfogadható, hogy *a magassági biztonság elégséges arra, hogy a töltést az áthágástól megvédje, ha az eddig észlelt legnagyobb víz közel 100 éves átlagos előfordulása volt.* A legfontosabb feladat tehát annak minél körültekintőbb meghatározása, hogy az eddig észlelt legnagyobb árvíz milyen valószínűségűnek tekintendő. Itt a grafikus eljárás véd meg legjobban a durva hibáktól és a számítás gépies alkalmazásától, ezért a számítás ellenőrzéséül mindig ajánlatos használni. Ha az derül ki, hogy az eddig észlelt legnagyobb víz átlagos előfordulása sokkal gyakoribb mint 100 év, akkor beható hidrológiai vizsgálatok végzendők a csapadék lefolyására, mellékfolyók összetételalkozására stb.-re nézve, hogy valóban indokolható-e hidrológiailag egy lényegesen magasabb vízszint feltételezése. A Hernádra, Zagyvára, Tarnára, Zalára készültek olyan kombinált számítások, amelyeknél a vízhozam adatsorok hiányát más hidrológiai számítással pótolták.

A valószínűségszámítás tehát a mértékadó árvízszin ellenőrzésének igen jó és hasznos eszköze, bizonyos megnyugtatót ad a biztonság tekintetében, de nem helyettesítheti teljesen a körültekintő hidrológiai tanulmányt.

Beszélni kell végül a mértékadó árvízszin, illetőleg valamilyen valószínűséggel előforduló árvízszin és *a magassági biztonság kapcsolatáról.* Elvileg abban az esetben, ha sikerülne több ezer éves nagyon kicsi valószínűségű árvíz magasságát megbízhatóan megállapítani, a magassági biztonság már nagyon kicsi, esetleg 0 is lehet. Ezt a gondolatot képviselik a szovjet hidrológusok is. Az újabb árvízi tapasztalatok azt igazolták, hogy hullámverés ellen meg lehet a töltést védeni, sőt még a nyúlgátat is, ez azonban sziszifuszi küzdelem. Olyan töltéseknél, ahol nagy kiterjedésű szabad vízfelületeken komoly méretű hullámverés fordulhat elő, az összes gyakorlati és biztonsági szempontok azt parancsolják, hogy a töltéskorona és a vízszin között *legalább 60—70 cm magasságkülönbség* legyen. *Kutatásaink mai állása mellett azonban és az árvédelmi biztonság nálunk különösen nagy jelentőségére való tekintettel az I. rendű töltéseken az 1_0^0 -os valószínűségű vízmagasságtól és 1,0 m-es magassági biztonságtól való eltérés nem volna célszerű.*

Meg kell említeni *Boldakov* szovjet kutatónak azt a javaslatát, hogy állapítsák meg a fizikailag lehetséges legnagyobb vízhozam az összes kedvezőtlen körülmények összetételalkozásának feltételezésével, vagyis a maximum maximumum. Ennek természetesen olyan fontos műtárgyak tervezésénél van különös jelentősége, ahol annak elpusztulása országos katasztrófát idézne elő. De olyan árvédelmi töltéseknél, amelyek igen nagy területeket védenek, mint pl. a Tisza töltései, vagy amelyekről fontos ipartelepek, nagyvárosok stb. biztonsága függ, valóban érdemes annak megvizsgálása, hogy egy ilyen elképzelhető legnagyobb árvíz milyen magas lenne és — amennyiben ez gyakorlatilag végrehajtható — törekedni kellene olyan töltésmagasság kiépítésére, amely ezt az elképzelhető legnagyobb vizet képes volna kivédeni.

Az ilyenfajta számításokra és az ezek nyomán esedékes intézkedésekre annál nagyobb szükség lesz, minél sűrűbben települnek az árterekre a fontos ipartelepek és az öntözések fejlesztésével minél belterjesebbé válik a gazdálkodás.

*

Összefoglalva láthatjuk, hogy a mértékadó árvízszinnek a teljes árvízi biztonság követelményeinek megfelelő megállapítása még sok elvégzendő feladatot jelöl ki, amelyekből a vízrajzi kutatásra a következők megállapítása vár :

1. Hullámterek feliszapolódásának mértéke, üteme és hatása az árvízszin emelkedésére.
2. Nagyobb árvízi biztonságot nyújtó valószínűségszámítási módszer kidolgozása.
3. A mértékadó valószínűségi százalék megállapítása az ország nagy jelentőségű, valamint alárendelt fontosságú töltésszakaszaira.

A vízrajzi kutatások eredményeképpen pedig az illetékes vízügyi szervek feladata lenne :

1. Szabályozási vagy egyéb módszerek keresése a jégtorlasz képződés veszélyének megszüntetésére és ezzel együtt a jeges árvízmagasság megállapítása.
2. A felső-dunai mederemelkedések csökkentését előidéző leghatásosabb módszerek megállapítása és a szükséges munkálatok mielőbbi végrehajtása.
3. A jelenleg érvényes mértékadó vízszinek felülvizsgálata és szükség esetén módosítása.
4. A szükségessé váló töltéserősítések sürgősségi sorrendjének megállapítása.

A FOLYÓK MÉRTÉKADÓ ÁRVÍZSZINE

HOZZÁSZÓLÁS KÁROLYI ZOLTÁN HASONLÓ CÍMŰ TANULMÁNYÁHOZ

K. DEBSKI professzor¹

(Lengyelors. ág)

Károlyi Zoltán a magyar folyók mértékadó árvízszinéről írt tanulmányában megemlíti, hogy a *Foster*-, illetőleg a *Grassberger*-féle eljárás nem nyújt elegendő biztonságot a mértékadó árvízszinek és árvízhozamok számításánál. Ezért olyan módszer kidolgozását tartja szükségesnek, amelynél a valószínűséggörbe jobban simul a tapasztalati értékekhez. Ennek a véleménynek helytálló voltát a Lengyelországban szerzett tapasztalatok is alátámasztják.

1. A *Foster-féle eljárás* hallgatólagosan feltételezi, hogy az észlelési adatok mindegyike azonos megbízhatóságú, habár ismeretes, hogy a hidrológiai statisztikai adatsorok tagjainak megbízhatósága az átlagtól a szélső értékek felé haladva állandóan csökken.

A legkevésbé megbízhatók a szélsőséges értékek, pedig a számítási eredményeket ezek befolyásolják a legnagyobb mértékben. A szélsőséges értékek az észlelési sor mindhárom statisztikai jellemzőjét — de leginkább az aszimmetriátényezőt — a saját irányukba tolják el. A számítás elég hosszadalmas, és csak befejezése után derül ki, hogy az elméleti *Foster*-görbe nem simul eléggé a tapasztalati valószínűségek görbéjéhez.

2. A *Grassberger-féle eljárásnál* a szórást és az aszimmetriát jellemző tényezőket a tapasztalati görbe három pontja alapján számítják, és pedig a medián és a tőle az észlelési sor középeltérésének távolságában (σ) fekvő pontok alapján.

Eszerint a végeredményt az adatoknak csak mintegy 68%-a befolyásolja. A fennmaradó 32% semmilyen, vagy igen csekély mértékben érinti a számítás végeredményét.

A számításban a *Bruns*-függvényt és deriváltjait használják fel. A függvény számértéke $p = 2,275\%$ ($x = 2\sigma$) gyakoriság-összegnél 0,99532 és $p = 0,135\%$ ($x = 3\sigma$)-nál 0,999978. Világos, hogy a számításokat nem lehet logarléccel végezni, mert 6 tizedes pontosságra van szükség.

3. Az általam kidolgozott új eljárás, amelyet a *decilisek módszerének* neveztem el, mentes a fent említett hibáktól.

Ennél az eljárásnál a számítás ugyancsak három pontra támaszkodik ;

¹ A Lengyel Tudományos Akadémia Vízgazdálkodási Bizottságának vezetője

a kiegyenlített tapasztalati görbének a $p = 10\%$ (felső decilis), $p = 90\%$ (alsó decilis) és $p = 50\%$ (medián) gyakoriság-összeghez tartozó pontjára.

E három pont ordinátáinak segítségével számítjuk ki a statisztikai sor jellemző paramétereit, a simított görbe ordinátáit pedig táblázatokból vesszük ki.

A decilisek módszerével történő számítás nagyon gyors. Az így kapott simított görbe a tapasztalati görbét a sor számértékeinek nem kevesebb, mint 80% -ának megfelelő szakaszon fedi.

A módszert a „*Gospodarka Wodna*” 1953. évi 10. számában (374. old.) ismertettem „*Określenie stopnia prawdopodobieństwa zjawisk hydrologicznych i meteorologicznych*” (Hidrológiai és meteorológiai elemek valószínűségének számításáról) címen. Részletes leírása az Állami Hidrológiai és Meteorológiai Intézet kiadványaként jelent meg „*Prawdopodobieństwo zjawisk hydrologicznych i meteorologicznych*” (Warszawa, 1954). (A hidrológiai és meteorológiai események valószínűsége) címen.

A simított görbe ordinátáinak számítására a következő egyenlet szolgál:

$$Q_p = Q_2[1 + C_v \Phi(s)], \quad (1)$$

amelyben :

Q_p — a p % gyakorisággal meghaladott vízhozamérték,

Q_2 — a statisztikai sor átlagos értéke (mediánja),

C_v — a szóródási tényező,² amelyet — a felső decilist

Q_3 -mal, az alsó decilist Q_1 -gyel jelölve — a

$$C_v = \frac{Q_3 - Q_1}{2 Q_2}$$

egyenletből számítunk,

s — az aszimmetria-tényező,² amelyet a következő egyenletből számítunk ki :

$$s = \frac{2(Q_3 + Q_1 - 2Q_2)}{Q_3 - Q_1}$$

$\Phi(s)$ az aszimmetria-tényező függvénye, amelynek a különböző p % gyakoriságához tartozó értékeit táblázatból vehetjük ki.

Előfordulhat, hogy az (1) egyenlettel számított elméleti görbe a tapasztalati görbe alatt fut. Ilyen esetekben a variációs tényező megfelelő növelésével érhetjük el a két görbe kívánt egyezését. A javított valószínűséggörbe ordiná-

² Nem azonos a magyar hidrológiai gyakorlatban használatos Foster-féle C_v variációs, illetve C_s aszimmetria tényezővel. — A szerk.

táit a (2) egyenlettel számíthatjuk :

$$Q_p = Q_2 [1 + k C_v \Phi (s)] , \quad (2)$$

ahol k növelő tényező.

A számítás menetét a Duna pozsonyi szelvényének árvíz-valószínűségi görbéjének példájával világítom meg.³

A tapasztalati görbéről olvassuk le a következő adatokat :

$$p = 10\% \text{-nál } Q_3 = 7500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$p = 50\% \text{-nál } Q_2 = 5300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$p = 90\% \text{-nál } Q_1 = 3850 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Ezekből az értékekből a variációs tényező

$$C_v = 0,345 \text{ és az aszimmetria-tényező :}$$

$$s = 0,410$$

Az elméleti valószínűséggörbe ordinátái a decilisek módszerével számítva :

| p (%) | $\Phi (s)$ (a táblázatból) | $C_v \Phi (s)$ | $1 + C_v \Phi (s)$ | Q_p (m ³ /s) |
|------------|-------------------------------|----------------|--------------------|------------------------------|
| 0,1 | 3,784 | 1,305 | 2,305 | 12 200 |
| 1 | 2,548 | 0,880 | 1,880 | 9 950 |
| 2 | 2,174 | 0,750 | 1,750 | 9 270 |
| 5 | 1,638 | 0,566 | 1,566 | 8 300 |
| 10 | 1,204 | 0,416 | 1,416 | 7 520 |
| 50 | 0,000 | 0,000 | 1,000 | 5 300 |

Az ily módon számított elméleti görbe a tapasztalati görbe alatt fekszik. A szükséges javítást a $p = 10\%$ -hoz tartozó $Q_1 = 10 730 \text{ m}^3/\text{s}$ tapasztalati értékre támaszkodva végezhetjük el. A k javítótényező a (2) egyenletből :

$$k = \frac{Q_p - Q_2}{Q_2 C_v \Phi (s)} = \frac{10 730 - 5300}{5300 \cdot 0,345 \cdot 2,548} = 1,165 .$$

Ezek után a (2) egyenlet segítségével kapjuk a helyesbített valószínűségi görbe ordinátáit :

³ Lásd : Károlyi Zoltán : A jövőben mértékadó dunai árvízszin megállapítása. Vízügy Közlemények, Budapest, 1955. évi 1—2. szám

| P (%) | $k C_v \Phi$ (s) | $1 + k C_v \Phi$ (s) | Helyesbített Q_p (m ³ /s) |
|------------|------------------|----------------------|---|
| 0,1 | 1,520 | 2,520 | 13 350 |
| 1 | 1,025 | 2,025 | 10 730 |
| 2 | 0,873 | 1,873 | 9 950 |
| 5 | 0,660 | 1,660 | 8 800 |
| 10 | 0,485 | 1,485 | 7 880 |
| 50 | 0,000 | 1,000 | 5 300 |

Az így meghatározott vonal jól egyezik a tapasztalati görbével.

A SZÁRNNYAL VÉGZETT SEBESSÉGMÉRÉSEK EGYSZERŰSÍTETT ELJÁRÁSAI

B. MARCSINKOV professzor*

(Bulgária)

I. Bevezetés

A vízhozammérés a vízrajzi szolgálatok egyik legfontosabb feladata. Az *árvízi sebességmérések* a rendkívül heves vízjárású bulgáriai vízfolyásokon különösen sok nehézséget okoznak. Kívánatos volna, hogy az egyes árhullámok során — amelyeknek időtartama a vízgyűjtőterület nagyságától függően általában 2 óra és 10 óra között változik — minél több vízhozammérést végezzünk, amit a részletes, pontonkénti sebességmérési eljárásokkal általában nem lehet kielégítően végrehajtani. Az *egyszerűsített sebességmérési eljárások* alkalmazása, a mérés folyamán bekövetkező vízállásváltozás okozta bizonytalanságok csökkentése szempontjából is előnyös.

A tanulmány célja az irodalomban ismeretes egyszerűsített eljárások pontosságának vizsgálata és olyan új eljárás kidolgozása, amelynél a mérést viszonylag kis mélységben lehessen végezni.

II. A kiindulási adatok

A kiindulási adatok 27 vízhozammérésből származnak, amelyek közül 21 mérést bulgáriai, 6 mérést külföldi vízfolyásokon végeztek. A külföldi mérések adatait az irodalomból vettem. A kiválasztás szempontja az volt, hogy az adatok a vízhozamok és a sebességek tekintetében jellemző értéktartományt képviseljenek. Az 1. táblázatban megadtuk a vízfolyások nevét, a méréselvény számát és a mérés időpontját. Az egyes mérések főbb adatait a 2. táblázatban találjuk. (Q a vízhozam, m^3/s ; F az átfolyási keresztelvény, m^2 ; v_k a középsebesség, m/s ; B a víztükörszélesség, m ; h_k az átlagos vízmélység, m). A táblázat 6—16 rovata az összehasonlításra szolgáló főbb adatokat foglalja össze. Amint a táblázatból kitűnik, vízhozamok tekintetében $2,06 m^3/s$ és $8657 m^3/s$ határokig, a középsebességek tekintetében $0,485 m/s$ és $3,44 m/s$ határokig terjed az értéktartomány.

Sajnos, az egyes mérésekhez tartozó vízszínesés adatait nem sikerült összegyűjteni, ezért hiányoznak az érdességi tényező adatai is. Elegendő bizonyítékunk van mégis arra nézve, hogy a kiindulási adatanyag e két utolsó tényező tekintetében is igen tág értéktartományt képvisel. Erről a továbbiakban lesz még szó.

* A Bulgár Tudományos Akadémia Műszaki Intézete Tudományos Tanácsának tagja.

1. táblázat
A feldolgozott vízhozammérések

| Sorszám | A mérés helye és időpontja | Sorszám | A mérés helye és időpontja |
|---------|--|---------|---|
| (1) | (2) | (1) | (2) |
| 1 | Tunda, 88. sz. szelvény 1941. XI. 3. | 15 | Topolnica, 27. sz. szelvény 1944. V. 13. |
| 2 | Topolnica, 27. sz. szelvény 1929. IV. 30. | 16 | Rajna, Koblenz 1895. IX. 19—21. |
| 3 | Taja, 87. sz. szelvény 1941. V. 9. | 17 | Topolnica, 27. sz. szelvény 1941. VI. 27. |
| 4 | Djerman, 77. sz. szelvény 1940. VI. 14. | 18 | O. Streck „Aufgaben aus dem Wasser- bau” 42. oldalon közölt adatok |
| 5 | Iszker, 35. sz. szelvény 1944. V. 10. | 19 | A Szovjetunióban 1928. IX. 7-én végzett mérés |
| 6 | Topolnica, 28. sz. szelvény 1941. VI. 20. | 20 | Szovjetunióban végzett mérés |
| 7 | Tunda, 89. sz. szelvény 1937. IX. 1. | 21 | Daugava, Lipsi 1931. V. 1. |
| 8 | Tunda, 88. sz. szelvény 1937. VI. 20. | 22 | Sztruma, 84. sz. szelvény 1946. X. 25. |
| 9 | Tunda, 89. sz. szelvény 1936. III. 20. | 23 | Topolnica, 28. sz. szelvény 1939. V. 1. |
| 10 | Tunda, 89. sz. szelvény 1936. IV. 20. | 24 | Weser, 1932. VI. 10. |
| 11 | Topolnica, 70. sz. szelvény 1941. IV. 21. | 25 | Tunda, 89. sz. szelvény 1939. VI. 16. |
| 12 | Topolnica, 70. sz. szelvény 1941. IV. 21. | 26 | „Ark-pasa” csatorna 1935. IX. 19. |
| 13 | Topolnica, 70. sz. szelvény 1941. IV. 21. | 27 | Tunda, 45. sz. szelvény 1939. IX. 11. |
| 14 | Iszker, 35. sz. szelvény 1936. IV. 16. | | |

A 26. sorszámú mérés kivételével (amelyet derékszögű négyszög szelvényű kővel burkolt oldalfalú öntözőcsatornában végeztek), valamennyi többi mérés természetes vízfolyásokra vonatkozik. Néhány mérést hídszelvényben végeztek, amit a továbbiakban ismertetendő mutatószámok szembetűnően kifejeznek. Ezeknek a méréseknek a bevonása szándékosan történt, hogy vizsgálhassuk a hídszelvényben és a szabadszelvényben végzett mérések jellemző adatainak eltérését.

Ahhoz, hogy a vizsgált méréseket geometriai és hidraulikai viszonyaik tekintetében minél részletesebben összehasonlíthassuk, megfelelő mutatószámokat kellett összeállítani.

III. Az összehasonlításra szolgáló mutatószámok

1. Az első mutatószámot a v_k középsebesség és a víztükörszélességre vonatkoztatott v_{kb} átlagos sebesség hányadosaként vezettük be :

$$\alpha = \frac{v_k}{v_{kb}} . \quad (1)$$

A szélességre vonatkoztatott v_{kb} átlagos sebességét az egyes függé-lyekre meghatározott értékeknek a szélesség szerinti súlyozásával kapjuk :

$$v_{kb} = \frac{\int_0^B v_i db}{B} . \quad (2)$$

A számlálóban jelölt mennyiséget grafikusán úgy határozhatjuk meg, hogy a vízszínre felmérjük az egyes függélyekben észlelt középsebességet, összekötjük az ordináták felső végpontját és planimetrálással meghatározzuk az így kapott sebességeloszlási ábra területét.

Némely szerzők a v_k és v_{kb} értékeket azonosnak tekintik. A két mennyiség között könnyen igazolható elvi különbség van, mert a v_k sebességet a kereszt-szelvény területére vonatkoztatjuk és az egyes függélyekben észlelt sebessé-geket a hozzájuk tartozó rész-területek szerint súlyozzuk :

$$v_k = \frac{Q}{F} = \frac{\int_0^B q_i db}{F} = \frac{\int_0^B (v_i h_i) db}{\int_0^B h_i db} , \quad (3)$$

ahol q_i az egységnyi szélességre vonatkoztatott vízhozam, m^2/s ; v_i középsebes-ség az egyes függélyekben. A (2) és (3) kifejezéseket összehasonlítva megállá-píthatjuk, hogy v_k és v_{kb} értéke csak akkor lehet azonos, ha a vízmélység az egész szelvényben állandó ($h_i = \text{const}$), vagyis derékszögű négyszög kereszt-szelvényeknél. Minden más esetben $v_k > v_{kb}$, vagyis $\alpha > 1$. Irodalmi adatok szerint α értéke a vízmélység szélesség szerinti eloszlását jellemzi, vagyis tisztán geometriai mutatószám. Véleményem szerint ez a megállapítás nem helyes, mert ha ugyanabban a kereszt-szelvényben a sebességeket változtatjuk (például arányosan növeljük vagy csökkentjük), megváltozik α értéke is. Erről a mutató-számról tehát az alábbiakat állapíthatjuk meg :

a) Az α tényező értéke nemcsak a vízmélység eloszlásának egyenetlenségét, hanem a függély középsebességek szélesség szerinti eloszlásának egyenetlen-ségét is kifejezi. Ebben a tekintetben α értéke párhuzamba állítható a Coriolis-

féle állandóval, azzal a megkülönböztetéssel, hogy a értéke két tényezőtől függ. Ezekre nézve az alábbi bizonyítás adható: kimutattuk, hogy

$$\begin{aligned} h = \text{const} \text{ esetben} \quad a &= 1 \\ v = \text{const} \text{ esetben} \quad a &= 1 \end{aligned}$$

Az utóbbi esetben a vízmélységek változók lehetnek és mégis $a = 1$, mert $v = \text{const}$ esetben $v_k = v_{kb}$.

b) Annak oka, hogy $a > 1$ abban jelölhető meg, hogy a v_{kb} értéket a víztükörszélességre vonatkoztatjuk. A valóságban az egyes sebességértékek meghatározott mélységben levő pontokra vonatkoznak és a függély középsebesség vonala is hosszabb vonalat jelöl ki, mint a B víztükör szélesség. Ebből következik, hogy v_{kb} számításánál tulajdonképpen aláértékelést teszünk, ami annál jelentékenyebb, minél nagyobb különbség van a B szélesség és a megfelelő sebességeket kijelölő vonal hossza között. A legnagyobb különbség akkor adódik, ha a szélesség szerinti átlagolást a fenéksebességekre végezzük el, mert a B vonal és a mederfenék vonala között áll fenn a legnagyobb hossz-különbség. Ha az összehasonlítást a $0,8 H$, $0,6 H \dots$ stb. mélységben észlelt sebességekre végezzük el, a két érték közötti eltérés egyre csökken és végül a felszíni sebességekre nézve az eltérés megszűnik. Ezekre nézve az átlagolásnál a tényleges közepes felszíni sebességet kapjuk csökkentés nélküli értékében. A fentiekből következik, hogy az a tényező értéke a víztükör szélesség és a vizsgált viszonylagos mélység vonalhosszának arányától függ (kivételesen a derékszögű négyyszög keresztiszelvény, amelyeknél a B vonal és a viszonylagos mélységek vonalának hossza megegyezik).

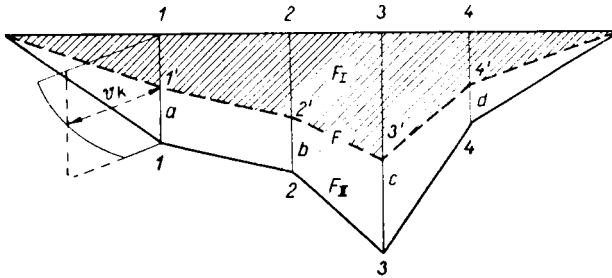
A v_{kb} és a értékeket a 2. táblázat (6) és (7) rovatában találjuk. A táblázatból kitűnik, hogy a értéke a vizsgált esetekben 1 és 1,331 között változott. Meg kell jegyeznünk, hogy az egyik irodalmi forrás a kétféle sebességet (v_k és v_{kb}) azonosítja és javasolja, hogy az átfolyó vízhozamot a szélesség szerinti középsebesség és a keresztiszelvény szorzataként számítsuk. (A szélesség szerinti középsebességet nem is jelöli külön elnevezéssel.) A 7. táblázat adataiból kitűnik, hogy ilyen eljárással a vízhozam értékében 33%-ig terjedhető (esetleg még nagyobb) hibák adódnak.

2. *A függélybeli középsebességek átlagos viszonylagos mélysége a keresztiszelvényben.* A kiindulási adatanyag feldolgozásánál használt második mutatószámként az átlagos viszonylagos mélységet vezettük be, amely az egyes függélyek középsebességének a magassági elhelyezkedésére jellemző. Minden függélyre meghatározható, hogy a középsebességnek megfelelő pontbeli sebesség milyen mélységben jelentkezik. Ahhoz, hogy ezt a jellemző mélységet az egész keresztiszelvényre nézve átlagosan megjelölhessük, legcélszerűbb a keresztiszelvényt rajzban ábrázolni és a mérési függélyekben megállapított pontokat összekötni (1. ábra). Az összekötővonal a keresztiszelvényt két részre osztja: F_I és F_{II} . A két részterület összege megadja a szelvényterületet. A vonalkázás-

sal jelölt F_I területrészen a pontbeli sebességek mindenütt nagyobbak, az F_{II} részen pedig kisebbek a függély középsebességénél. A

$$s = \frac{F_I}{F} \quad (4)$$

viszonyszám megadja a középsebesség mélységi helyzetét átlagosan jellemző számértékét. Rá kell mutatnunk, hogy nem volna helyes az s értéket az egyes függélyekben megállapított viszonylagos mélységek számtani átlagaként számítani, mert ebben az esetben minden függélyt azonos súllyal vennék figyelembe. A javasolt grafikus megoldással a függélyek egyenetlen elhelyezkedéséből származható hibákat ki lehet küszöbölni. (A keresett átlagos szintnek a fenék feletti viszonylagos magasságát az F_{II}/F viszonzszám adja meg.)



1. ábra. Grafikus eljárás a középsebességhez tartozó viszonylagos mélységek átlagértékének meghatározására

A vizsgált 27 mérésre meghatározott s értékeket a 2. táblázat (8) rovatában találjuk. Amint az adatokból kitűnik, az s viszonzszám értéke 0,667 és 0,540 között változik. A 11., 12. és 22. sorszámú méréseknél a függély-középsebesség egyenese két helyen metszi a sebesség eloszlási ábrát. Ezeknél a méréseknél a fenékhez közelebb eső metszéspont viszonylagos mélységét adtuk meg a táblázatban. A felsőbb metszéspont átlagos viszonylagos mélysége rendre : 0,202, 0,103 és 0,133.

3. *A keresztaszelvény alakjának jellemzése.* Bulgáriában ez ideig még nem vizsgálták a keresztaszelvény alakjának hidraulikai jellemzésével kapcsolatos kérdéseket. Erre a célra a hidraulikus sugarat fogadták el. Mint ismeretes, a hidraulikus sugár nem jellemzi egyértelműen a szelvény alakját. Az irodalomban a természetes vízfolyások mederszelvényének alaki jellemzésére újabban a

$$\beta = \frac{\int_0^B h_i^{3/2} db}{F \cdot h_k} \quad (5)$$

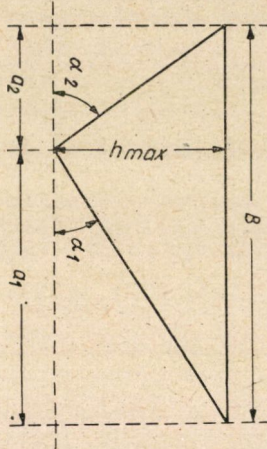
képletet ajánlják, amelyben β az alaki tényező ; F a keresztaszelvény területe, m^2 ;

h_k a közepes vízmélység, $m; \int_0^B h_i^{3/2} db$ a vízmélységek 3/2-ik hatványának vonala által határolt terület. Ezt az integrálértéket grafikusán határozzák meg úgy, hogy a vízmélységek 3/2-ik hatványának megfelelő ordinátákat rámérjük a vízfelszín vonalára és az ordináták végpontját összekötjük. Az összekötő vonal és a vízfelszín közötti terület a keresett integrál.

Szabályos keresztmetszvények (derékszögű négyszög, háromszög, félkör stb.) esetében a β tényezőt képletekből számítják. Háromszögű keresztmetszvények esetére az irodalomban a

$$\beta = 1,13 (m_1 + m_2) \frac{h_{\max}}{B} \quad (6)$$

képletet adják meg, amely azt mutatja, hogy különböző $m = \text{ctg } \alpha$ és különböző h_{\max}/B viszonyszámok esetében az alak tényező értéke más és más.



2. ábra. Az alak tényező számítása háromszögű mederszvény esetében

Közelebbi vizsgálatból kitűnik, hogy ez nem így van, mert a háromszögűszelvények alak tényezője a csúcsponthelyzetétől függetlenül mindig 1,13. Ha ugyanis a 2. ábra jelölései szerint számolunk:

$$m_1 = \frac{a_1}{h_{\max}}; m_2 = \frac{a_2}{h_{\max}}; a_1 + a_2 = B \beta = 1,13 \frac{a_1 + a_2}{h_{\max}} \frac{h_{\max}}{B} = 1,13.$$

Derékszögű négyszög esetében az alak tényező értéke mindig az egység. Ez könnyen kimutatható, ha az általános képletbe $h_i = \text{const}$ értéket helyettesítünk.

Amint a háromszög és négyszög esetére adott példákból kitűnik, a β tényező alkalmas a különböző keresztmetszeti alakok megkülönböztetésére, de nem

mutatja az azonos alakú (típusú) szelvények egymástóli eltéréseit. Így például nem alkalmas a háromszög vagy négyszög szelvényű medrekben végzett különböző vízhozammérések összehasonlítására.

A természetes vízfolyások mederszelvénye általában háromszög és trapéz idomokból összerakható. A trapéz idomok középvonala természetesen vízfolyásoknál függőleges (ellentétben a trapéz szelvényű mesterséges csatornákkal, ahol a középvonal vízszintes). A természetes vízfolyások medrének alaki tulajdonságai erősen eltérők. Erre utalnak a vizsgált 27 vízhozammérés esetére meghatározott β értékek, amelyeket a 2. táblázat (9) rovatában adtunk meg. A legnagyobb érték a 23. mérésnél adódott 1,238 értékben. Derékszögű négyszög szelvény esetében (26. mérés) $\beta = 1$. Zseleznyakov maximumként $\beta = 1,28$ határt adta meg, vagyis a vizsgált adatanyagban talált maximumhoz közelálló értéket. A. Rinsum a Duna Regensburg alatti szelvényére $\beta = 1,18$ értéket számított és ezt igen nagy értéknek tekinti. A vizsgált mérések átlagként $\beta = 1,095$ adódik, ami jól egyezik a Zseleznyakov által megadott 1,10-es átlagértékkel.

4. A keresztzelvény alaki jellemzése és a sebességeloszlás. A 2. táblázat (10), (11) és (12) rovatában az alábbi alaki jellemzőket találjuk: B/h_k , a szélesség és a közép-mélység viszonya; h_{\max} , legnagyobb vízmélység és h_k/h_{\max} a közép-mélység és a legnagyobb mélység viszonya.

A 2. táblázat (13), (14), (15) és (16) rovatában az alábbi adatok jellemzik a sebességi viszonyokat: v_{ok} , a felszíni sebességek átlagértéke; $v_{o\max}$, a legnagyobb felszíni sebesség; v_k/v_{ok} , a középsebesség és a közepes felszíni sebesség viszonya és $v_k/v_{o\max}$ a középsebesség és a legnagyobb felszíni sebesség viszonya.

IV. Közepes sebességeloszlás

A további vizsgálatokhoz A. Rinsum² elgondolását követve, bevezetem az egyes méréseket összefoglalón jellemző „közepes sebességeloszlás” fogalmát. Ha kiindulunk a $h_i/h = h_r$ redukált mélységből és $v_i/\sqrt{h} = v_r$ redukált sebességből, a szelvény valamennyi sebességi függvényének adatait egyetlen koordináta-rendszerben ábrázolhatjuk. Ha az így ábrázolt pontok alapján kiegyenlítőgörbét határozunk meg, az egész keresztzelvényre jellemző közepes sebességeloszlási görbét kapunk. A kiegyenlítés elvégezhető a legkisebb négyzetek módszere szerint, bár ez a megoldás meglehetősen sok munkát kíván, különösen ha több szelvény összehasonlításáról van szó. Ezért a közepes sebességeloszlási görbe meghatározására az alábbi eljárást dolgoztam ki. Minden mérési függvényben meghatározzuk a 0,1 h , 0,2 h . . . 0,9 h mélységben kialakuló sebességet, valamint a felszíni és a fenéksebességet is. Az ugyanahhoz a relatív mélységhez (például 0,2 h) tartozó sebességeket a vízfelszín vonalára függőlegesen felmérjük

² Dr. A. Rinsum : Der Abfluss in offenen natürlichen Wasserläufen, Berlin, 1935.

és meghatározzuk a

$$v_{0,2h(k)} = \frac{\int_0^B v_{0,2h(i)} db}{B} \quad (7)$$

összefüggés szerint értelmezett átlagértéket. Ilyen módon járunk el a különböző relatív mélységek esetében a vízfelszíntől egész a mederfenékig. A közepes sebességeloszlási ábra függőleges tengelyeként a h_k közepes vízmélységet véve, a $0,1 h_k, 0,2 h_k \dots 0,9 h_k$ pontokhoz, valamint a vízfelszín és a mederfenék pontjához felrakjuk a $v_{0,1h(k)}, v_{0,2h(k)} \dots v_{0,9h(k)}$ értékeket, illetőleg a közepes felszíni sebességet és fenéksebességet. Rá kell mutatnunk arra, hogy a vázolt eljárással tulajdonképpen nem az egyes sebességmérési adatokat egyenlítjük ki, hanem a meghatározott relatív mélységekben kialakuló sebességeket. Az így meghatározott közepes sebességeloszlási görbe a $h_k = F/B$ közepes vízmélységre és a szélesség szerint átlagolt sebességértékre támaszkodik. A közepes sebességeloszlási görbéből terület kiegyenlítéssel meghatározott érték a szélesség szerint értelmezett v_{kb} közepes sebesség. Az eljárás ellenőrzésül szolgálhat, hogy a $q_k = v_{kb} \cdot h_k$ szorzatnak (a közepes sebességeloszlási ábra területének) a

$$Q = v_k \cdot F = \alpha v_{kb} h_k B = \alpha B q_k \quad (8)$$

$$q_k = \frac{Q}{\alpha B}$$

feltételt ki kell elégítenie. A fenti összefüggés szerint a közepes sebességeloszlási ábrát fizikailag is értelmezhetjük. Meghatározásának módja sok kísérlet alapján alakult ki és a szokásos kiegyenlítéssel szemben lényegesen egyszerűbbnek mutatkozott. A kiegyenlítő számítás végrehajtásához előzetesen meg kellene választani az eloszlási görbe jellegét (parabola, ellipszis . . . stb.) és a legjobb megoldást csak többszöri próbálgatással lehetne kiválasztani. A javasolt eljárás alkalmazásakor az eloszlási görbe egyenletét utólagosan, a végeredményként kapott görbe egyenletbe foglalásával kaphatjuk meg.

A 3. táblázatban a vizsgált 27 mérésre meghatározott közepes sebességeloszlási görbék adatait foglaltuk össze.

A 3. táblázatban összefoglalt adatokat áttekintve megállapíthatjuk, hogy a közepes sebességeloszlási ábra tekintetében a vizsgált 27 mérési keresztmetszelvényt célszerű két csoportra bontani. Az első csoportba sorolhatók a szabályos sebességeloszlást mutató görbék, amelyeknél a legnagyobb sebesség a felszínen vagy a felszín közelében mutatkozik. A második csoportba kerülnek a 3, 4, 5, 11, 12, 17 és 22 mérések, amelyeknek eloszlási görbéje hídpillérek okozta duzzasztá vagy más zavaró ok miatt szabálytalan. Az említett 7 mérés közül tulajdon-

3. táblázat

A közepes sebességeloszlási ábrák adatai

| A szelvény sorozáma | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|------------------------|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | <i>H mélységhez tartozó sebesség</i> | | | | | | | | | | |
| | m/s | | | | | | | | | | |
| | (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) |
| 1 | 0,983 | 0,940 | 0,897 | 0,854 | 0,816 | 0,763 | 0,710 | 0,660 | 0,590 | 0,479 | 0,479 |
| 2 | 1,203 | 1,208 | 1,204 | 1,103 | 1,162 | 1,118 | 1,056 | 0,973 | 0,848 | 0,612 | 0,388 |
| 3 | 1,182 | 1,188 | 1,186 | 1,150 | 1,095 | 0,993 | 0,872 | 0,764 | 0,648 | 0,450 | 0,086 |
| 4 | 0,881 | 0,948 | 1,011 | 1,062 | 1,123 | 1,138 | 1,116 | 1,055 | 0,958 | 0,698 | 0,139 |
| 5 | 1,411 | 1,460 | 1,477 | 1,456 | 1,418 | 1,390 | 1,352 | 1,245 | 1,102 | 0,965 | 0,456 |
| 6 | 1,429 | 1,484 | 1,530 | 1,552 | 1,577 | 1,598 | 1,594 | 1,520 | 1,374 | 1,139 | 0,622 |
| 7 | 0,820 | 0,819 | 0,813 | 0,795 | 0,771 | 0,733 | 0,687 | 0,621 | 0,544 | 0,416 | 0,281 |
| 8 | 0,800 | 0,830 | 0,832 | 0,815 | 0,790 | 0,754 | 0,707 | 0,653 | 0,574 | 0,456 | 0,160 |
| 9 | 0,725 | 0,730 | 0,725 | 0,704 | 0,676 | 0,640 | 0,595 | 0,544 | 0,457 | 0,343 | 0,086 |
| 10 | 0,965 | 0,970 | 0,960 | 0,923 | 0,881 | 0,843 | 0,781 | 0,705 | 0,628 | 0,499 | 0,133 |
| 11 | 0,686 | 0,738 | 0,780 | 0,807 | 0,826 | 0,830 | 0,826 | 0,700 | 0,779 | 0,667 | 0,286 |
| 12 | 1,520 | 1,746 | 1,751 | 1,778 | 1,797 | 1,794 | 1,772 | 1,710 | 1,621 | 1,476 | 0,776 |
| 13 | 1,635 | 1,630 | 1,620 | 1,624 | 1,620 | 1,590 | 1,545 | 1,520 | 1,475 | 1,408 | 0,668 |
| 14 | 1,444 | 1,420 | 1,364 | 1,320 | 1,254 | 1,194 | 1,076 | 1,000 | 0,924 | 0,752 | 0,594 |
| 15 | 1,287 | 1,310 | 1,311 | 1,300 | 1,282 | 1,232 | 1,174 | 1,092 | 0,979 | 0,836 | 0,629 |
| 16 | 0,867 | 0,867 | 0,860 | 0,843 | 0,815 | 0,777 | 0,745 | 0,680 | 0,615 | 0,516 | 0,297 |
| 17 | 0,948 | 0,975 | 0,985 | 0,963 | 0,933 | 0,895 | 0,845 | 0,783 | 0,708 | 0,580 | 0,287 |
| 18 | 0,341 | 0,337 | 0,332 | 0,318 | 0,303 | 0,285 | 0,258 | 0,217 | 0,172 | 0,107 | 0,045 |
| 19 | 0,598 | 0,607 | 0,595 | 0,580 | 0,559 | 0,534 | 0,511 | 0,500 | 0,483 | 0,423 | 0,215 |
| 20 | 0,811 | 0,805 | 0,796 | 0,780 | 0,759 | 0,733 | 0,701 | 0,673 | 0,647 | 0,588 | 0,479 |
| 21 | 3,337 | 3,350 | 3,335 | 3,330 | 3,274 | 3,220 | 3,145 | 3,020 | 2,839 | 2,417 | 0,479 |
| 22 | 1,453 | 1,520 | 1,565 | 1,616 | 1,652 | 1,662 | 1,625 | 1,570 | 1,476 | 1,333 | 0,457 |
| 23 | 1,046 | 1,077 | 0,998 | 0,997 | 0,984 | 0,967 | 0,934 | 0,873 | 0,774 | 0,654 | 0,108 |
| 24 | 0,817 | 0,820 | 0,810 | 0,792 | 0,763 | 0,738 | 0,699 | 0,660 | 0,610 | 0,526 | 0,237 |
| 25 | 0,492 | 0,515 | 0,520 | 0,514 | 0,498 | 0,486 | 0,460 | 0,485 | 0,403 | 0,375 | 0,137 |
| 26 | 0,661 | 0,663 | 0,663 | 0,667 | 0,648 | 0,624 | 0,591 | 0,641 | 0,485 | 0,386 | 0,046 |
| 27 | 0,571 | 0,557 | 0,543 | 0,520 | 0,487 | 0,460 | 0,421 | 0,368 | 0,303 | 0,215 | 0,089 |

képpen csak 5 esetben van a legnagyobb sebesség a vízmélység középső részén, a másik kettőnél pedig 0,2 H mélységben.

A kiindulási adatanyagból megállapítható sebességeloszlási viszonyok jellemzésére az eloszlási ábrákat vízszintes tengelyű parabolával közelítettük meg. A további összehasonlítások céljára minden mérési szelvényre vonatkozóan

meghatároztuk a

$$v = a (H - h)^{1/m} \quad (9)$$

kifejezés $1/m$ hatványkitevőjét. (A fenti kifejezésben H a teljes vízmélység, v a felszíntől h mélységben levő pontban kialakuló sebesség, a a parabola szorzó állandója.) Logaritmusokra áttérve :

$$\log v = \log a + \frac{1}{m} \log (H - h) \quad (9a)$$

alakhoz jutunk.

A választott sebességeloszlás esetében a felszíni sebesség értéke

$$v_0 = a H^{1/m}. \quad (10)$$

A (9) és (10) kifejezés egybevetéséből :

$$v = v_0 \left(1 - \frac{h}{H}\right)^{1/m}. \quad (11)$$

A közepes függélyhez tartozó egységnyi szélességű sávon átfolyó vízhozamot a

$$q_k = \int_0^H v \, dh = \int_0^H v_0 \left(1 - \frac{h}{H}\right)^{1/m} \, dh = v_0 H \frac{m}{m+1} \quad (12)$$

képlettel jellemezhetjük.

Az egyes függélyek középsebességére vonatkozóan a

$$v_{k,i} = \frac{q_k}{H} = v_0 \frac{m}{m+1}; \quad \text{vagy} \quad \frac{v_{k,i}}{v_0} = \frac{m}{m+1} \quad (13)$$

kifejezést kapjuk.

A középsebességgel azonos pontbeli sebességnek a fenéktől számított s magasságát a (11) kifejezés szerint értelmezve :

$$v_{k,i} = v_0 \left(1 - \frac{s}{H}\right)^{1/m} \quad (14)$$

vagy

$$\frac{v_{k,i}}{v_0} = \left(1 - \frac{s}{H}\right)^{1/m} \quad (14a)$$

Ha a (13) kifejezést is figyelembe vesszük :

$$\frac{m}{m+1} = \left(1 - \frac{s}{H}\right)^{1/m} \quad (15)$$

vagy

$$\frac{s}{H} = 1 - \left(\frac{m}{m+1}\right)^m. \quad (15a)$$

A (14) kifejezésben s/H jelöli a függélybeli középsebességgel azonos pontbeli sebességhez tartozó relatív mélységet. A különböző m értékekhez az alábbi s/H viszonylagos mélységek tartoznak :

| m | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| s/H | 0,556 | 0,578 | 0,590 | 0,598 | 0,603 | 0,607 | 0,670 | 0,613 | 0,614 | 0,616 | 0,618 |

A vízszintes tengelyű parabola szerinti sebességeloszlás esetében tehát a közepes sebesség a vízmélység középső részén (valamivel a felszínhez eltolódva) alakul ki.

Az m kitevő értéket a 27 mérési szelvényre vonatkozóan időmegtakarítás céljából nem a szokásos logaritmikus kiegyenlítéssel, hanem a következő egyszerű eljárással határoztuk meg : minden mérési függélyben 10 sebességértéket választottunk ki $0, 0,1 H, 0,2 H, \dots, 0,9 H$ mélységben. (A fenékminti sebességet a mérés bizonytalansága miatt tehát figyelmen kívül hagyjuk.) Ezután a fentebbi felsorolásban megjelölt 2-től 12-ig terjedő m értékekhez sorra kiszámítottuk a $0, 0,1 H, 0,2 H \dots, 0,9 H$ mélységben kialakuló v_i/v_k relatív sebességeket.

Ilyen megoldás esetében elmarad a parabola a szorzó állandója. A sebességeloszlás változékonyságára jellemző C_v értéket a

$$C_v = \sqrt{\frac{\frac{\sum v_c^2}{v_k^2} - n}{n - 1}} \quad (16)$$

képlet szerint számítottuk. Ez az érték tehát a statisztikai vizsgálatokból ismert variációs tényezővel rokon mennyiség. A számítás — amint a (16) képletből kitűnik — csak a négyzetösszegek meghatározását kívánja meg. A (16) képletben szereplő v_k függélybeli középsebességet a kiválasztott 10 érték számtani átlagaként határoztuk meg. A vizsgált esetekben $n = 10$.

4. táblázat

Az elméleti sebességeloszlási ábrák ordinátái

| A parabola hatványkitevéje, m | A középsebességre vonatkoztatott viszonylagos sebességek | | | | | | | | | |
|------------------------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0 | 0,1 H | 0,2 H | 0,3 H | 0,4 H | 0,5 H | 0,6 H | 0,7 H | 0,8 H | 0,9 H |
| | mélységben | | | | | | | | | |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) |
| 2 | 1,500 | 1,422 | 1,342 | 1,255 | 1,162 | 1,061 | 0,949 | 0,821 | 0,671 | 0,474 |
| 3 | 1,333 | 1,287 | 1,237 | 1,184 | 1,125 | 1,058 | 0,982 | 0,893 | 0,780 | 0,619 |
| 4 | 1,250 | 1,218 | 1,182 | 1,143 | 1,170 | 1,051 | 0,994 | 0,925 | 0,836 | 0,703 |
| 5 | 1,200 | 1,175 | 1,148 | 1,117 | 1,082 | 1,045 | 0,999 | 0,943 | 0,870 | 0,757 |
| 6 | 1,166 | 1,146 | 1,123 | 1,099 | 1,071 | 1,038 | 1,005 | 0,954 | 0,891 | 0,794 |
| 7 | 1,143 | 1,126 | 1,107 | 1,086 | 1,062 | 1,035 | 1,003 | 0,962 | 0,900 | 0,822 |
| 8 | 1,125 | 1,110 | 1,094 | 1,076 | 1,055 | 1,032 | 1,003 | 0,968 | 0,920 | 0,849 |
| 9 | 1,111 | 1,098 | 1,084 | 1,068 | 1,050 | 1,029 | 1,003 | 0,972 | 0,939 | 0,860 |
| 10 | 1,100 | 1,088 | 1,026 | 1,062 | 1,045 | 1,026 | 1,004 | 0,975 | 0,936 | 0,874 |
| 11 | 1,091 | 1,087 | 1,069 | 1,056 | 1,041 | 1,024 | 1,004 | 0,978 | 0,942 | 0,885 |
| 12 | 1,083 | 1,073 | 1,063 | 1,051 | 1,038 | 1,019 | 1,004 | 0,978 | 0,947 | 0,895 |

A 4. táblázatban 2-től 12-ig terjedő m értékekre vonatkozóan megadtuk a különböző relatív sebességeket. A táblázat vízszintes soraiból vett értékek alapján kiszámítottuk a különböző m értékeknek megfelelő C_v tényezőket :

| m | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| C_v | 0,315 | 0,221 | 0,172 | 0,138 | 0,116 | 0,099 | 0,088 | 0,077 | 0,071 | 0,064 | 0,0585 |

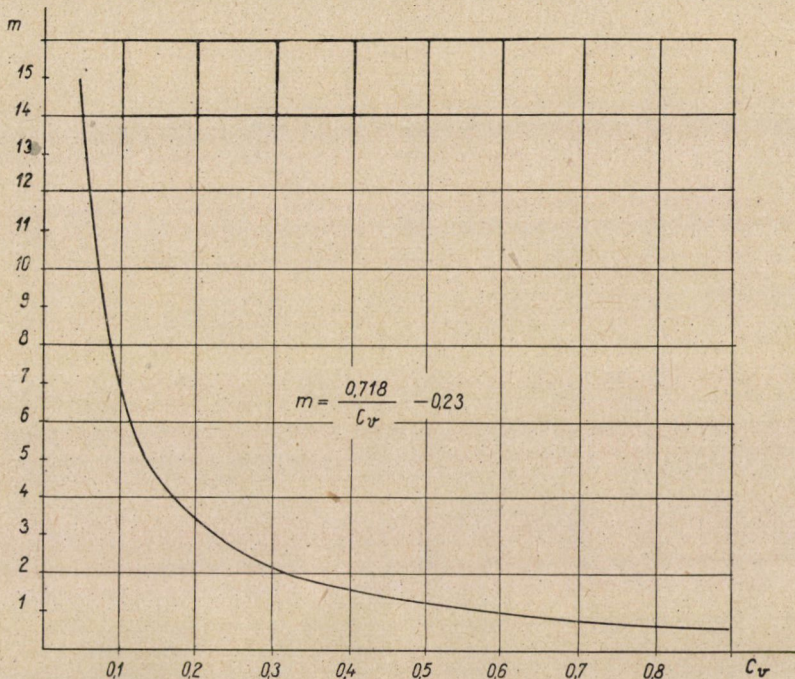
Az összetartozó adatpárok ábrázolásából kitűnt, hogy az $m = f(C_v)$ összefüggést

$$m = \frac{a}{C_v} - b \quad (17)$$

alakú hiperbolával lehet jellemezni. A hiperbola állandóit kiegyenlítő számítás-
sal meghatározva

$$m = \frac{0,718}{C_v} - 0,23 \quad (17a)$$

kifejezéshez jutunk. A 3. ábrán a (17a) képlet grafikus megoldását látjuk.



3. ábra. A sebességek mélységbeli eloszlásának változékonyságát jellemző C_v tényező és a vízszintes tengelyű parabola m hatványkitevőjének kapcsolata

A vizsgált esetekben m értéke 2 és 12 között változott. Teljesség kedvéért megemlítem, hogy $m = 0,5$ értékhez $C_v = 0,887$; $m = 1,0$ értékhez $C_v = 0,330$, illetőleg $m = 15$ értékhez $C_v = 0,047$ változékonysági tényező tartozik. Az $m < 2$

5. táblázat

Összetartozó „ C_v ” és „ m ” értékek

| Sorszám | C_v | m | Sorszám | C_v | m | Sorszám | C_v | m |
|---------|-------|-------|---------|-------|-------|---------|-------|-------|
| (1) | (2) | (3) | (1) | (2) | (3) | (1) | (2) | (3) |
| 1 | 0,207 | 3,24 | 10 | 0,197 | 3,41 | 19 | 0,109 | 6,36 |
| 2 | 0,182 | 3,71 | 11 | 0,075 | 9,34 | 20 | 0,102 | 6,81 |
| 3 | 0,274 | 2,39 | 12 | 0,022 | 32,40 | 21 | 0,096 | 7,25 |
| 4 | 0,122 | 5,65 | 13 | 0,062 | 11,35 | 22 | 0,067 | 10,48 |
| 5 | 0,130 | 5,29 | 14 | 0,196 | 3,43 | 23 | 0,139 | 4,94 |
| 6 | 0,027 | 26,36 | 15 | 0,138 | 4,97 | 24 | 0,138 | 4,97 |
| 7 | 0,194 | 3,47 | 16 | 0,152 | 4,49 | 25 | 0,105 | 6,61 |
| 8 | 0,177 | 3,83 | 17 | 0,156 | 4,37 | 26 | 0,160 | 4,26 |
| 9 | 0,214 | 3,23 | 18 | 0,288 | 2,26 | 27 | 0,265 | 2,48 |

esetek a hegyvidéki vadpatakok, az $m > 12$ esetek a mesterséges csatornák sebességeloszlási viszonyait jellemezhetik. Ezeknek közelebbi vizsgálata meghaladja tanulmányunk kereteit.

Az 5. táblázatban összefoglaltuk a vizsgált 27 mérési szelvényre a fentebbi egyszerűsített eljárással meghatározott C_v és m értékeket. Az összefoglalt m értékeket áttekintve megállapíthatjuk, hogy két esetben az előzőekben megadott értéktartományból messze kiugró eredmény adódott: a 6. mérésnél $m = 26,36$ és a 12. mérésnél $m = 32,40$; az m értékek széles értéktartománya azt mutatja, hogy a kiindulási adatanyag az előfordulható gyakorlati eseteket jól jellemzi, vagyis a későbbi megállapítások más vízfolyásokra is általánosíthatók. Összehasonlító vizsgálatokból kitűnt, hogy az m érték bizonyos mértékig az n érdességi tényezővel is kapcsolatban van.

V. Néhány egyszerűsített eljárás pontossági vizsgálata

A szárnnyal végzett sebességmérések egyszerűsített eljárásaira az irodalomban legismertebbek a

$$v_k = v_{0,6H} \quad (18)$$

$$v_k = \frac{v_{0,2H} + v_{0,8H}}{2} \quad (19)$$

$$v_k = \frac{v_{0,2H} + 2v_{0,6H} + v_{0,8H}}{4} \quad (20)$$

képletek. A pontossági vizsgálatot — a gyakorlati igényeknek megfelelően — a számítás végeredményeire, a mérési szelvényen átfolyó vízhozamokra vonatkoztattuk.

A végzett összehasonlító számításokból kitűnt, hogy az átfolyó vízhozam meghatározása során (a sebességi ábrák megrajzolásában, a terület-meghatározásokban, ... stb.) elkövetett szubjektív hibák a vizsgálni kívánt eltérésekhez viszonyítva elhanyagolhatók.

A feldolgozás során kitűnt, hogy a (20) képlet rosszabb eredményeket ad, mint a (19) képlet, mert a $0,6 H$ mélységben mért sebességet kétszeres súllyal veszi figyelembe. Ezért a

$$v_k = \frac{v_{0,2H} + v_{0,6H} + v_{0,8H}}{3} \quad (21)$$

képlet szerint is végeztünk összehasonlítást. A vizsgálatok eredményeiről a 6. táblázat számol be.

6. táblázat
Az eltérések főbb adatai

| Sorszám | A képlet megnevezése | Átlagos | Legnagyobb | Az eltérések eloszlása | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|--|------------|------------------|------------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|---------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | | | pozitív | | | | | | | | negatív | | | | | | | |
| | | | | 7-8 | 6-7 | 5-6 | 4-5 | 3-4 | 2-3 | 1-2 | 0-1 | 0-1 | 1-2 | 2-3 | 3-4 | 4-5 | 5-6 | 7-6 | 7-8 |
| a vízhozam százalékában | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) | (15) | (16) | (17) | (18) | (19) | (20) |
| 1 | $v = v_{0,6}$ | $\pm 3,93$ | + 7,85 - 8,02 | 1 | | | 2 | | 3 | 4 | 1 | 2 | 5 | 2 | 3 | | | 1 | 3 |
| 2 | $v = \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2}$ | $\pm 1,70$ | + 4,01 - 1,99 | | | | | 2 | 1 | 4 | 7 | 8 | 4 | | 1 | | | | |
| 3 | $v = \frac{v_{0,2} + v_{0,6} + v_{0,8}}{3}$ | $\pm 1,92$ | + 3,52 - 4,14 | | | | | 2 | | 2 | 5 | 7 | 5 | 3 | 2 | 1 | | | |
| 4 | $v = \frac{v_{0,2} + 2v_{0,6} + v_{0,8}}{4}$ | $\pm 2,33$ | + 3,65 - 5,19 | | | | | 2 | | 4 | 2 | 6 | 7 | 3 | 1 | 1 | 1 | | |

Az eredményeket mérlegelve az alábbi megállapításokat tehetjük :

1. Az átlagos eltérés a (19) képletnél a legkisebb és a (18) képletnél a legnagyobb.

2. A $0,6H$ mélységben mért sebességnek harmadik értéként való bekapcsolása *csökkenti a pontosságot*.

3. Az eltérések gyakorisági megoszlása a (19), (20) és (21) képletek esetében szimmetrikus, a (18) képlet esetében aszimmetrikus.

4. Az eltérések statisztikai adatai és a közepes sebességeloszlási görbe m hatványkitevője között nem mutatkozott kapcsolat.

5. A (18) képletre vonatkoztatott eltérések adatai a középsebesség mélységbeli elhelyezkedésére utaló s értékkel mutattak kapcsolatot, amint ez várható is volt.

6. A (19) képlet megbízhatóságára az irodalomban megadott 6%-os átlagos eltérés nincs összhangban eredményeinkkel. Feltűnő, hogy a (19) képlet még a 3, 4, 5, 11, 12, 17 és 22 mérések szabálytalan eloszlási görbéje esetében is igen jó eredményeket adott.

Végül megemlítem, hogy a tényleges középsebesség és a (19) képlet szerint számított értékek között korrelációs számítással

$$v_k = 0,503 (v_{0,2H} + v_{0,8H}) - 0,006 \quad (22)$$

összefüggés adódott, ami szintén a (19) képlet alkalmazhatóságát bizonyítja.

VI. Új egyszerűsített eljárás a felszínközeli sebességek bevonásával

Az árvízi vízhozamméréseknél alkalmazandó egyszerűsített eljárás egyik fő követelménye — amint a bevezetőül mondottakból következik — hogy ne kelljen a fenék közelében mérni. A 6. táblázatban megadott pontossági határoknál kissé nagyobb eltérések is megengedhetők, mert ezt ellensúlyozza az a körülmény, hogy a mérés gyors végrehajtása folytán elmarad a mérés alatti vízállásváltozásból származó hiba. Ezeket tartva szem előtt, az alábbi két eljárást javasolom :

1. *A függély egyetlen pontjában* végzett mérés esetében legmegfelelőbbnek — a fentebbi követelmények figyelembevételével — a $0,3H$ mélységben végzett mérés mutatkozott. Részletesen megvizsgáltuk a felszíni sebesség alapján történő számítás lehetőségét is. Erre vonatkozóan korrelációs számítás útján $v_k = 0,965 v_0 - 0,064$ összefüggést kaptunk, melynek közepes hibája 10%, maximális hibája 23%. Nem sokat javított az eredményen a $0,1H$ és $0,2H$ mélységre való áttérés sem.

A legalkalmasabbnak talált $0,3H$ mélységben végzett mérés esetére 334 mérési függély adataira támaszkodó korrelációs számítással

$$v_k = 0,953 v_{0,3H} - 0,063 \quad (22)$$

7. táblázat
A javasolt képletek eltérései

| Sorszám | A képlet megnevezése | Átlagos | Leg-nagyobb | Az eltérések eloszlása | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|---|-------------------------|---------------------|------------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|---------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|------|--|
| | | | | pozitív | | | | | | | | | | | negatív | | | | | | | | | | | |
| | | eltérés | 9-10 | 8-9 | 7-8 | 6-7 | 5-6 | 4-5 | 3-4 | 2-3 | 1-2 | 0-1 | 0-1 | 1-2 | 2-3 | 3-4 | 4-5 | 5-6 | 6-7 | 7-8 | 8-9 | 9-10 | 10-11 | 11-12 | | |
| | | a vízhozam százalékában | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) | (15) | (16) | (17) | (18) | (19) | (20) | (21) | (22) | (23) | (24) | (25) | (26) | |
| 1 | $v_k = 0,953 v_{0,3} - 0,063$ | $\pm 4,05$ | $+9,20$ $-11,20$ | 1 | | | 1 | 1 | 1 | | 2 | 4 | 3 | 3 | 2 | 1 | 5 | | 2 | | | | | | 1 | |
| 2 | $v_k = 1,31 v_{0,3} - 0,36 v_0 - 0,064$ | $\pm 2,86$ | $+8,10$ $-9,12$ | | 1 | | | 1 | 3 | 1 | 3 | 1 | 3 | 2 | 6 | 1 | 2 | 2 | | | | | 1 | | | |

összefüggést kaptuk, amelynek pontossági adatait a 7. táblázat első soraiban találjuk.

2. A függély két pontjában végzett mérés esetére legalkalmasabbnak a felszíni sebesség és a 0,3H mélységben mért sebesség adataira támaszkodó

$$v_k = 1,31 v_{0,3H} - 0,36 v_0 - 0,064 \quad (23)$$

összefüggés szerinti számítás mutatkozott. A pontossági adatokat és az eltérések gyakorisági megoszlását a 7. táblázat második sorában találjuk.

A javasolt két képletről az alábbi megállapításokat tehetjük :

1. Az átlagos eltérés mindkét esetben valamivel nagyobb, mint a (19) és (20) képletnél.

2. A hibák eloszlása mindkét esetben közelítően szimmetrikus.

3. Meg kell jegyeznünk, hogy az egyes mérési függvényekben a megadottaknál nagyobb eltérések is előfordultak, de a különböző előjelű eltérések a szelvényegészére vonatkoztatva bizonyos mértékig ellensúlyozzák egymást.

4. Összefoglalóan megállapíthatjuk, hogy a javasolt két képlet — a magashegyvidéki vadpataktól eltekintve, amelyekre a kiindulási adatanyag nem terjed ki — a gyakorlati igényeknek megfelelően pontosnak bizonyult.

Alkalmazásuk főleg az árvízi mérések céljaira javasolható.

VII. Befejező megjegyzések

1. A sebességi viszonyok jellemzésére törekvő vizsgálatok fontos segéd-eszköze a közepes sebességeloszlási ábra.

2. Az egyszerűsített eljárások pontossági vizsgálatát nem az egyes függvényekre, hanem a mérések végeredményére, a vízhozamértékekre kell vonatkoztatni.

3. A kiindulási adatok geometriai és hidraulikai jellemzésére levezetett mutatószámok értéktartománya azt mutatja, hogy a levezetett összefüggések — a hegyvidéki vadpatakok esetétől eltekintve — más vízfolyásokra is általánosíthatók.

A bemutatott vizsgálatoknál az adatok külső (statisztikai) elemzésére szorítkoztunk. Folyamatban vannak azok a vizsgálatok, amelyeknek célja a vízfolyások sebességi viszonyait kialakító tényezők oknyomozó vizsgálata. Ezekhez a vizsgálatokhoz megfelelő részletességű és pontosságú méréseket kell még végezni.

FOLYÓCSATORNÁZÁSAINK VÍZRAJZI KÉRDÉSEI

KOVÁCS GYÖRGY

A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK KANDIDÁTUSA

1. Bevezetés

Hazánkban a múlt században megindult hatalmas méretű vízepítési munkálatok döntő módon a passzív vízgazdálkodás körébe tartoztak. Folyóink szabályozása, a nagyméretű árvédelmi munkálatok és a — csaknem az egész Alföld területére kiterjedő — belvízrendezés jellemzi ezt a korszakot. Az 1930-as években jelentkeztek nagyobb súllyal az aktív vízgazdálkodási munkálatok. Ezek az ország földrajzi helyzetének megfelelően elsősorban az öntözésekkel voltak kapcsolatosak. A víz mennyisége azonban a szükségletekhez képest korlátozott. Ezért a mezőgazdaság és ipar erőteljes fejlődése során rövidesen nyilvánvalóvá vált, hogy vízkészleteinkkel mint fontos és korlátozott mennyiségben rendelkezésünkre álló nyersanyaggal kell gazdálkodnunk. Ez a szemlélet maga után vonta a vízgazdálkodási kérdések komplex módon történő megoldásának szükségességét és felvetette, mint legfejlettebb vízgazdálkodási módnak, a folyók csatornázásának kérdését.

Ha a folyócsatornázással kapcsolatos feladatokat a vízrajzi észlelések, az észlelt anyag feldolgozása és értékelése szempontjából vizsgáljuk, nem elégséges csupán a *víz mozgásával* foglalkoznunk. A folyók életét ugyanis a vízmennyiségek levonulásán kívül a *hordalék és jég mozgása* is befolyásolja. Ezen túlmenően a *folyóvíz közvetlen kapcsolatban áll a környezet talajvizével* és hatással van annak ingadozására. A folyócsatornázásokkal kapcsolatos vízrajzi kérdések tehát felölelik a csatornázás hatását a folyó víz- és jégjárására, hordalékszállítására és a környezet talajvizére.

2. Csatornázott folyók hordalékszállításával és jégviszonyaival kapcsolatos vízrajzi megfigyelések

A görgetett és lebegtetett hordalék mérése igen fejlett hazánkban. A hordalékmozgással foglalkozó elméleti és kísérleti kutatások is nagymértékben előrehaladtak. Kutatóink az utóbbi időben behatóan foglalkoznak azokkal az elméleti kérdésekkel, amelyek a folyók csatornázása után beálló hordalékviszonyokat vannak hivatva felderíteni. Így tanulmányok készültek a Tisza csatornázásával

kapcsolatban az egyes duzzasztóművek fölött várható feliszapolódások helyének és mértékének meghatározására, valamint a dunai vízerőmű létesítése következtében várható mederváltozások, kimélyülések és lerakódások vizsgálatára. Ezzel az utóbbi kérdéssel kapcsolatosan jelentős feladat a mederanyag várható változásának meghatározása is, mivel a Duna természetes állapotában építőiparuunk legfontosabb betonkavics termelő helye.

Vízrajzi megfigyeléseink jelenleg csupán a természetes állapotban előálló hordalékmozgás megfigyelésére terjedhetnek ki, mivel az első jelentősebb duzzasztóművünk üzeme most kezdődött meg. A vízlépcsők megépülte után azonban a vízrajzi kutatásának, azon belül a medernyilvántartó részlegnek nagyobb mértékben és fokozottabb intenzitással kell foglalkoznia a duzzasztóművek fölötti feltöltődések és az alatta várható medersüllyedések vizsgálatával. Ez gyakori és nagyobb pontosságot biztosító mederfelvételekkel oldható meg. A vízrajzi megfigyelésekkel kapcsolatos műszer-szerkesztőknek tehát foglalkozniuk kell ezeket az igényeket kielégítő műszerek készítésével.

Nagyobb figyelmet kell fordítanunk a duzzasztóművek megépülte után a mederanyag megfigyelésekre. Ez az igény elsősorban a dunai vízlépcsőkkel kapcsolatosan jelentkezik, ahol a megfelelő összetételű betonkavics lerakódási helyének meghatározása építőiparunk számára döntő fontosságú.

Nagyobb folyóinkon éghajlatunknak megfelelően aránylag kevés azoknak a napoknak száma, amikor a folyók felszínét állójég borítja. A vízlépcsők megépülte után az ilyen napok számának a növekedésével számolhatunk. Ezért fontosak azok a vízrajzi mérések, amelyek állójéggel borított folyószakaszok jellemzőit tanulmányozzák. Ilyenek az állójéggel borított szakaszokon végzett vízhozam-mérések, jég alatti hőmérsékleteloszlás mérések, továbbá a jéggel borított szelvények vízz szállító képességének vizsgálata.

3. Duzzasztott folyószakaszok hatása a környező talajvízszínre

Ha a duzzasztott folyószakaszoknak a környezet talajvízszínére gyakorolt hatását vizsgáljuk, tanulmányoznunk kell a folyó természetes állapotában a talajvíz és folyóvíz között kialakult kapcsolatot, és a duzzasztás során ebben a kapcsolatban várható változásokat.

Kutatásaink ezen a téren is nagymértékű előrehaladást értek el. Vizsgálták kutatóink a talajvízszín és a folyó vízállása között mutatkozó kapcsolatokat, régi folyómedrek szerepét a folyómenti talajvízszín ingadozásában, a folyóvölgyek kavicsos üledékének vízz szállítását és a folyók árhullámainak következtében keletkezett talajvízhullámok előrehaladását homokos üledékben. A duzzasztás utáni állapot felderítése céljából foglalkoztak a párolgásnak a duzzasztás után kialakuló talajvízszín helyzetére gyakorolt hatásával, kolmatációs jelenségek megfigyelésével, valamint a meglévő duzzasztóműveinken megfigyelt hatások értékelésével.

A vízrajzi megfigyelések ezen a téren elsősorban a folyókra merőleges szelvényben telepített kútsorok észleléséből és az így szerzett adatoknak értékeléséből állanak. A vízlépcsők megépülte előtt — azok tervezett szelvényének környezetében, továbbá a duzzasztással érintett öblözetekben a terület földtani szerkezetét figyelembe véve -- több kútsort telepítettünk részben a felszíni talajvíz megfigyelésére, részben pedig a mélyebb vízadó rétegekre. Ezek az utóbb említett kutak a rétegvizeknek a folyó vízével való összefüggését vannak hivatva felderíteni.

A duzzasztóművek üzembehelyezése után ezekben a szelvényekben észlelhetjük majd a duzzasztás hatására kialakuló talajvízszint és így következtetéseket vonhatunk le a bekövetkező változásokra vonatkozóan. Szükség lesz esetleg a vízlépcsők közvetlen környezetében a kutak sűrítésére, hogy az itt kialakuló, helyileg lényegesen változatosabb talajvízszín-alakulások megfelelő mértékben feltárhatók legyenek. További feladat a megfigyelések pontosabbá és megbízhatóbbá tétele szempontjából a talajvízszín észlelő kutak rajzoló vízmércével való ellátása.

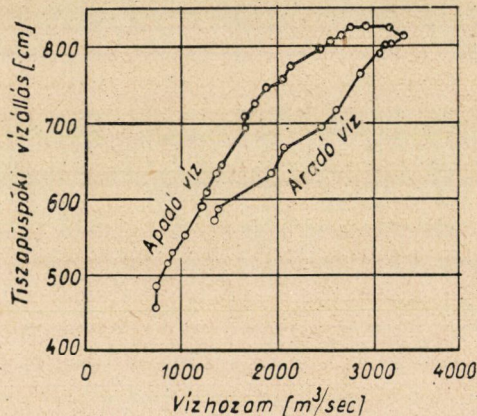
4. A duzzasztóművekkel kapcsolatos hidrológiai és hidraulikai kérdések

Az előbbi két fejezetben csak felsorolásszerűen vázoltam azokat a vízrajzi kérdéseket, amelyek folyami vízlépcsők építése esetén felmerülnek a folyó hordalékszállításával, jégjárásával és a környezet talajvízére gyakorolt hatásával kapcsolatosan. Egy előadás keretén belül ezt a teljes témakört kimeríteni nem lehet; az idő korlátozott volta nem engedi meg, hogy minden részletről teljes tájékoztatást nyújtsunk és ismertessük az utóbbi évek hazai kutatásait. Csatlakozva az eddig elhangzott előadásokhoz, amelyek egységesen csak a felszíni vizek kérdéseivel foglalkoztak, előadásomban én is csak azokat a hatásokat ismertetem részletesen, amelyeket a duzzasztóművek létesítése a felszíni vizek mozgására kifejt. Indokolt ez azért is, mert azok közül a kérdéscsoportok közül, amelyeket a folyócsatornázásokkal kapcsolatosan vízrajzi megfigyelő szolgálatunknak tanulmányoznia kell, felszíni vizeink megfigyelése jelenti a legsokrétűbb feladatot.

a) *Kisesésű természetes vízfolyások vízhozamának meghatározása, árhullámok levonulása*

Ha a csatornázott folyóinkon jelentkező vízrajzi kérdésekkel kívánunk megismerkedni, először természetes állapotukban kell vizsgálnunk felszíni vízfolyásaink mozgási törvényeit. Ezek után térhetünk csak rá a duzzasztások által okozott változások vizsgálatára, a változások várható mértékének számítására és a vízlépcsők következtében előálló új helyzet megfigyelésére alkalmas vízrajzi hálózat kifejlesztésére.

Folyóink legtöbbje — elsősorban pedig a csatornázás szempontjából legjelentősebb Tisza — teljes magyarországi szakaszán alsófolyás jellegű. Az esés ezeken a folyószakaszokon igen kicsiny, az apadáskor, ill. áradáskor bekövetkező esésváltozások %-osan igen nagy értékek. Ennek szemléltetésére bemutatjuk három dunai és három tiszai szelvény közel azonos vízállások mellett mért minimális és maximális esésadatait, valamint az ezek középértékétől számított eltérés %-os értékét (1. táblázat) [6]. Ilyen esésviszonyok mellett a hidrometriai feladatok között is jelentkeznek speciális, egyelőre teljesen megoldottnak nem tekinthető kérdések, mint pl. a kisesésű vízfolyások vízhozamának meghatározása. Ugyanez a jelenség indokolja, hogy részletesebben kell foglalkoznunk a természetes vízfolyások mozgásviszonyainak megismerése során az árhullámok levonulásának kérdéseivel, mert az árhullámok idején előálló esésváltozás lényegesen befolyásolja folyóink mozgásállapotát.



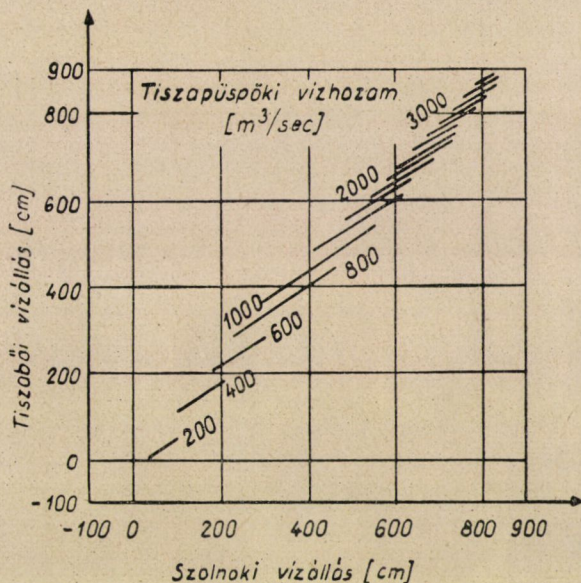
1. ábra. Összetartozó vízállás és vízhozam adatokból szerkesztett árvízi hurok a Tisza tiszapüspöki szelvényében (Bogdánfy Ödön nyomán)

A vízhozam meghatározásának különböző módszereit ismerteti *Lászlóffy Woldemár*, *Szesztay Károly* és *Szilágyi József* nemrég megjelent összefoglaló tanulmánya [13]. Ebben a szerzők részletesen tárgyalják a kisesésű vízfolyásokon alkalmazható eljárásokat, amelyek kialakításában nagy szerepük van a magyar kutatóknak.

Bogdánfy Ödön már 1906-ban megjelent könyvében [3] rámutat arra, hogy a kétváltozós vízhozamgörbe — amely derékszögű koordináta-rendszerben a vízállás és vízhozam kapcsolatát szemlélteti — csak az aránylag nagy esésű vízfolyáson adhat jó eredményt, vagyis akkor, ha áradáskor és apadáskor ugyanannál a vízállásnál közel egyenlő vízhozam folyik le. Azonban pl. a Tiszán olyan csekély a folyó természetes esése, hogy az áradás és apadás mértéke ugyanannál a vízállásnál is jelentősen befolyásolja a vízhozamot. Ennek szemléltetésére a tiszapüspöki szelvényben egy árhullám levonulása idején mért

vízhozamokat mutatja be (1. ábra). A mérés szerint pl. 700 cm vízállás esetén áradáskor 2500, apadáskor 1650 m³ víz folyik át a szelvényen másodpercenként. A két érték közepétől az eltérés közelítően ±20%.

Rámutat arra, hogy kisesésű folyókon tehát az esést is számba kell vennünk a vízállás és vízhozam összefüggésének megállapításakor. Az ilyen kis esések helyi értékének szintezéssel történő meghatározása azonban majdnem lehetetlen, mert a mérni kívánt érték a szintezés megengedhető hibájának határán belül van. Ezért szükséges az esést más, könnyen meghatározható tényezők



2. ábra. Háromváltozós vízhozamgörbe-sereg a Tisza tiszapüspöki szelvényére (Bogdánfy Ödön nyomán)

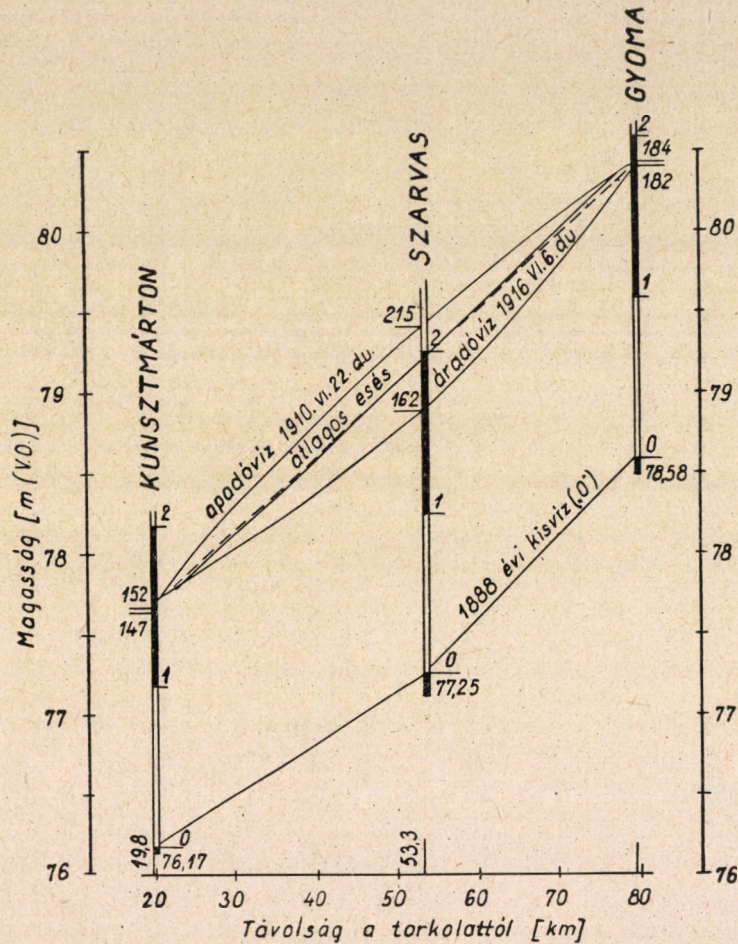
függvényében megadni. Ő az esés helyett a vizsgált szelvény fölött, ill. alatt lévő legközelebbi vízmércék vízállásait használja fel háromváltozós vízhozamgörbe szerkesztésére.

Az így szerkesztett grafikont a 2. ábrán mutatjuk be. Láthatjuk ezen, hogy Bogdánfy a tiszapüspöki vízhozamokat a szolnoki és tiszabői vízállásleolvasásokból határozza meg, figyelmen kívül hagyva a vizsgált tiszapüspöki szelvény vízállását. Feltételezi tehát, hogy a tiszapüspöki vízállásnak és a helyi esésnek együttes hatása burkoltan jelentkezik a két szomszédos mérce vízállásleolvasásában.

Ezt az elgondolást fejleszti tovább Benedek Pál. Ő a Hármaskörös szarvasi vízmércéjére szerkesztett háromváltozós vízhozamgörbe-sereget [2].

A Körösök magyarországi szakasza végig alsófolyás jellegű. Esését esőkenti és az esésingadozás mértékét növeli az a tény, hogy a befogadó Tisza folyó árhullámai kiskörösi vízhozamokkal összetalálkozva visszaduzzasztanak

a Körösökön egészen az ország határáig. *Benedek Pál* is, mint *Bogdánfy*, elfogadja a helyi esés helyettesítésére a két szomszédos vízmércén észlelt vízállás-leolvasások különbségét. Kifejti, hogy ha feltételezzük azt, hogy a vízfelszín metszete másodfokú parabolával helyettesíthető, abban az esetben a vizsgált szelvénytől egyenlő távolságra lévő két mérce adataiból számított relatív esés (a vízfelszint



3. ábra. Összefüggés a szomszédos vízmércék adataiból számított átlagos esés és a helyi esés között (*Benedek Pál* nyomán)

megközelítő parabola húrjának esése) bármilyen jellegű vízfelszín esetén meg-
egyezik a vizsgált szelvény helyi esésével (3. ábra).

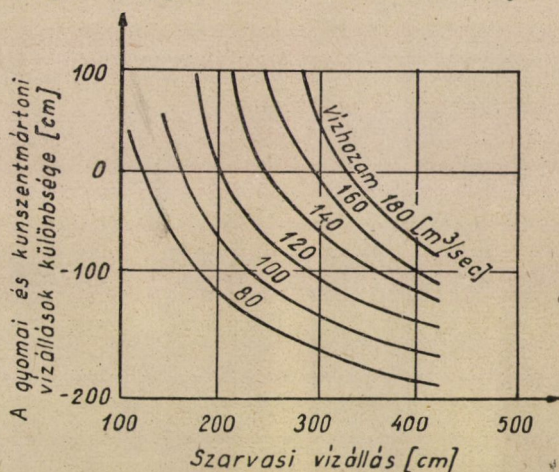
Ellentétben *Bogdánfyval* már nem hanyagolja el a vizsgált mérce végzett vízállás-leolvasást sem. A vízhozam meghatározására szolgáló görbesereg három változója a következő: az abszcisszán a helyi vízállásokat, az ordinátán a két szomszédos mérce vízállás-különbségét tünteti fel, míg paraméterként használja

a keresett vízhozamot (4. ábra). Ez a megoldás módot nyújtott arra, hogy legújabb kutatásaink során a *Benedek Pál* által javasolt görbesereget úgy szerkesszük meg, hogy a görbék jellegében a vízmozgások hidraulikai törvényszerűsége alapján adott határfeltételeket is figyelembe vegyük. Ha ugyanis számbavesszük azokat a *Bachmeteff* által felállított — a vízhozam-modulus és a vízhozam, ill. a vízhozam-modulus és vízmélység között fennálló — összefüggéseket, amelyek szerint

$$Q = K \cdot \sqrt{I},$$

illetve

$$\left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^n, \quad \text{tehát} \quad \frac{1}{K^2} = \frac{B}{y^n},$$



4. ábra. Háromváltozós vízhozamgörbe-sereg a Hármas-Körös szarvasi szelvényére (Benedek Pál nyomán)

akkor a vízhozam, a vízmélység és az esés kapcsolatára a következő egyenlőséget írhatjuk fel:

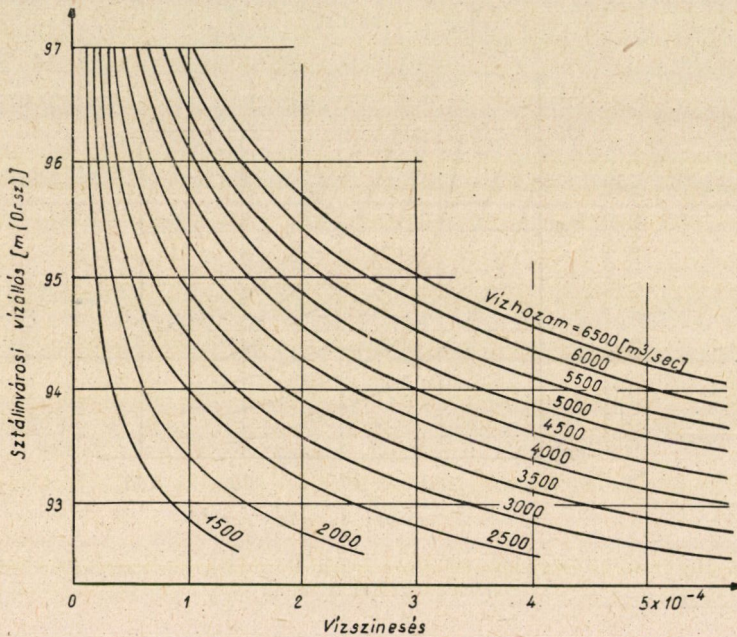
$$Q = \sqrt{I} \sqrt{\frac{y^n}{B}}.$$

Az összefüggés szabatosan csak állandó n kitevővel jellemzett szabályos medrekre érvényes, azonban közelítésként természetes vízfolyásokra is elfogadhatjuk. Ilyenkor esetleg szükségessé válik egy szelvényen belül a kitevő változásának figyelembevétele.

Ebben a kifejezésben a Q értékét paraméternek választva, hiperbolikus összefüggést kapunk a vízmélység, ill. a vízállás és a helyi esés között. Ha a helyi esést *Benedek Pál* elgondolása alapján két szomszédos és a vizgált szelvénytől egyenlő távolságban levő vízmércén észlelt vízállás-leolvasás különbségével helyettesítjük, a hiperbolikus összefüggést továbbra is alkalmazhatjuk. Ez meghatározza tehát görbeseregünknek azt a két határfeltételét, amely szerint

zérus esés esetén minden vízhozam végtelen mélység mellett folyik, ill. ha a vízmélység zérus, végtelen esés szükséges bármely véges vízhozam szállításához. Az 5. ábrán bemutatjuk a sztálinvárosi szelvényre ilyen határfeltételek mellett számított vízhozamgörbe-sereget [6].

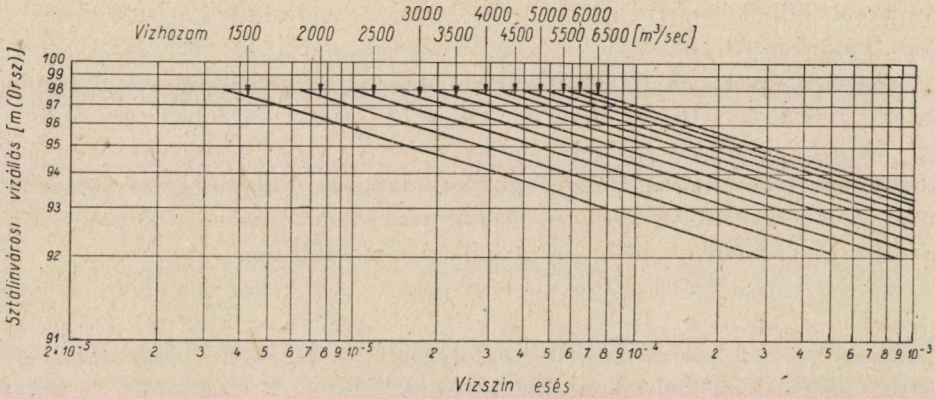
A hiperbolikus összefüggés lehetővé teszi számunkra a görbesereg könnyebb megszerkesztését. Ha ugyanis mindkét tengelyen az értékeket logaritmikus méretben ábrázoljuk, akkor a görbesereg egymással párhuzamos egyenesek seregévé alakul át (6. ábra).



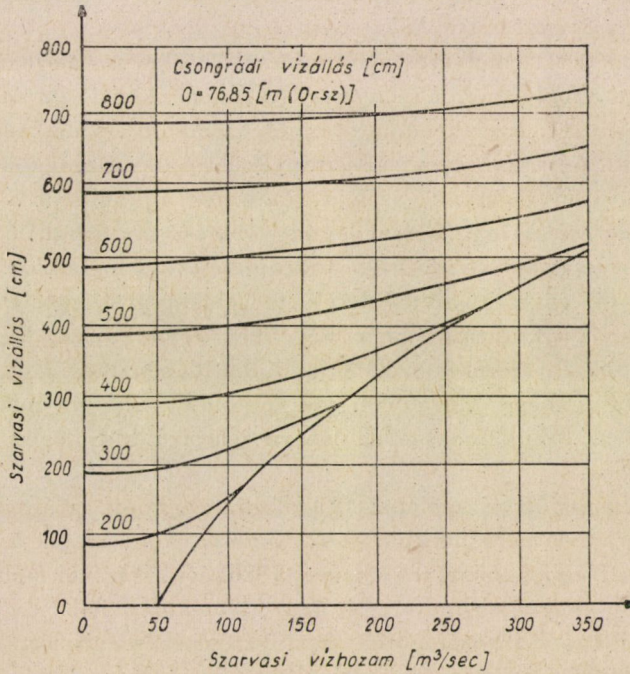
5. ábra. Háromváltozós vízhozamgörbe-sereg a Duna sztálinvárosi szelvényére

A *Benedek Pál* által szerkesztett vízhozamgörbe-sereget más megfontolások alapján is átalakíthatjuk olyan módon, hogy a vízmozgásra jellemző határfeltételek figyelembevételét megtörténjék. Ha ugyanis harmadik változóként nem a két szomszédos vízmérete vízállás-leolvasásának különbségét választjuk, hanem azt a változó duzzasztási szintet, amelyet a befogadó Tisza folyó vízállása a Körös torkolatánál előidézik — azt a szintet tehát, amely a szarvasi helyi esés ingadozását leginkább befolyásolja — a duzzasztott folyószakaszok jellegzetes háromváltozós görbeseregét kapjuk meg (7. ábra) [13].

Megállapíthatjuk tehát, hogy kisesésű vízfolyásainkon a vízhozamok meghatározása kétváltozós görbe segítségével nem kielégítő. Harmadik változóként be kell még vezetnünk vagy a helyi esés értékét, vagy pedig azt a változó duzzasztási szintet, amely a vizsgált szelvényben a vízfolyást befolyásolja. Azokon a termé-



6. ábra. A sztálinvárosi háromváltozós vízhozamgörbe-sereg logaritmus méretben



7. ábra. Háromváltozós vízhozamgörbe-sereg a Hármaskörös szarvasi szelvényében. A víz-állás és vízhozam mellett harmadik változóként a Tisza visszaduzzasztását jellemző csongrádi vízállást választjuk

szetes állapotban lévő folyószakaszokon, ahol az esés ingadozását döntő módon az árhullámok levonulása okozza, harmadik változóként az esésértéket kell választanunk, míg a másik eljárást alkalmazhatjuk vízlépcsők által visszaduzzasztott folyószakaszokon, vagy a kisesésű mellékfolyóknak azon a torkolati szakaszán, amelyre a befogató vízállásának visszaduzzasztó hatása erősen

érvényesül. Mindkét esetben ki kell elégítenünk a hidraulikai összefüggésekből adódó határfeltételeket.

Az esés értékének figyelembevétele a helyi esésnek szinthezással történő meghatározása helyett — mivel ennek az eljárásnak a hibahatára sokszor nagyobb a mérni kívánt értékeknél — célszerűen a vizsgált szelvénytől egyenlő távolságban lévő két segédmérce vízállásadatainak különbségével történhet. Ennek érdekében szükséges lenne *folyóink vízmérce-hálózatának fejlesztése olyan módon, hogy vízmércéink mellé* — legalább a fontosabb mércék esetében — *két-két segédmérce kerüljön elhelyezésre*, és ezeken a fő mércékhez hasonlóan, azokkal egy időben a naponkénti leolvasás biztosítva legyen. A segédmércek távolságát természetesen a folyószakasz jelleg befolyásolja. A legalkalmasabb távolságot kísérleti mérésekkel kellene meghatároznunk.

Azokon a folyószakaszokon, ahol duzzasztóművek már létesültek, ill. ahol a befogadó vízfolyások duzzasztása érvényesül, a *duzzasztás mértékétől függő háromváltozós görbesereg kidolgozása lenne kívánatos*.

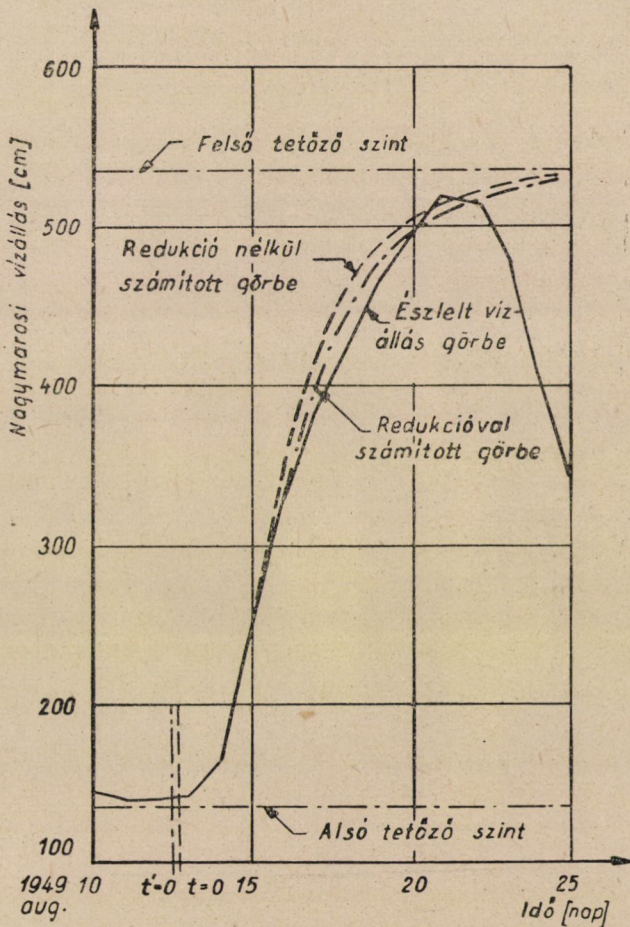
A segédmércek elhelyezésével nemcsak vízhozam-meghatározásainkat tehetnénk pontosabbá, hanem a szelvényekben naponkénti esés adatok is állnának rendelkezésünkre. Ezek lehetővé tennék számunkra szilárd medrű és hordalékos torzított folyószakaszok vizsgálatainak hasonlóságának biztosítását [9].

Kisesésű vízfolyásainkon, azok természetes állapotában — mint már említettük — az esések ingadozását legnagyobb részben az árhullámok levonulása okozza. A természetes vízfolyások hidraulikájával foglalkozó összefoglaló művekben [3], ill. egyes részletkérdések megoldásával kapcsolatosan készült tanulmányokban [1] kutatóink már régebben foglalkoznak az árhullámok levonulásának törvényszerűségeivel. A legújabb időben megindult annak tervszerű vizsgálata is, hogy hidraulikai megfontolások alapján miként tudnánk közelebb jutni az árhullámok levonulására jellemző hidrológiai mennyiségek meghatározásához.

A most megindult vizsgálatok [11] alapja az, hogy az árhullámot külön áradó és külön apadó ágra bontjuk szét. Ennek a gondolatnak az alapját már megtalálhatjuk *Benedek Józsefnek* a Duna 1926. évi árvizével foglalkozó tanulmányában is [1]. Az így szétbontott két ágat külön-külön jellemezzük. A jellemzéshez a kétváltozós vízhozamgörbe szerkesztésénél megismert, egy árhullám levonulása alatt végzett mérésekre rajzolható árvízi hurkot használhatjuk fel olyan módon, hogy a hurok áradó és apadó ágát külön-külön helyettesítjük egy-egy parabolával. A közelítő parabola kitevőjét a meglevő mérésekből határozhatjuk meg. A vízhozam és vízállás között az áradás, ill. apadás időtartamára így kapott összefüggés lehetővé teszi, hogy a változó vízmozgásra érvényes — a kontinuitási és a Navier—Stokes egyenletekből álló — differenciálegyenlet-rendszert numerikusan, ill. grafikusan megoldhassuk. Az ily módon meghatározott áradó és apadó hullámképet szuperponálva megkapjuk a vízállásnak és a vízhozamnak az időben történő változását. Példaként bemutatjuk

az 1951 augusztusában levonult árhullám időtartamára számított, ill. a levonulás során mért vízállásokat a nagymarosi szelvényben (8. ábra).

Az áradó és apadó hullám a vízfolyás mentén előrehaladva alakját és az időben egymáshoz viszonyított helyzetét változtatja. Ennek következtében a szuperonálással meghatározható árhullámkép ellapul és a hullámterekbe történő kiöntés nélkül keletkező medertározás számítható.



8. ábra. Számított és mért árhullámkép a Duna nagymarosi szelvényében

Elégséges mérési adat a számítás ellenőrzésére még nem áll rendelkezésünkre, ezért szükséges lenne, hogy vízmérő csoportunk minél több olyan mérési sorozattal rendelkezzen, amely magában foglalja egy-egy árhullám teljes levonulása idején észlelt összetartozó vízhozam és vízállás értékpárokat. Így elégséges adatot tudunk gyűjteni az áradó, ill. apadó szakaszra jellemző vízhozam— vízmélység összefüggések meghatározásához. Csak ezeknek a jellemzőknek a birtokában

számíthatjuk majd a duzzasztási görbék szerkesztéséhez szükséges meder-tározási értékeket.

b) *A duzzasztott felszín görbék számításához szükséges vízrajzi adatok*

Hazai vízlépcsőink tervezését nagyszabású hidrológiai és vízrajzi kutatómunka előzte meg. Ennek súlypontja a vízlépcsők által a folyó vízszínére gyakorolt visszaduzzasztó hatásoknak a megállapítása, azaz a duzzasztott felszín görbék számítása volt.

A feladat megoldását megelőzte az a kutatómunka, amelynek célja a felszín görbék számítására ajánlott különböző módszerek összehasonlítása volt. Ezek során meghatároztuk, hogy folyóink vízrajzi adottsága és a vízjelző hálózatunk által összegyűjtött hidrológiai adatoknak a jellege melyik eljárás alkalmazását indokolja [6], [16]. Az összehasonlítás során részletesen vizsgáltuk a régebbi összefüggések közül *Rühlmann* és *Tolkmitt* formuláját, az újabb eljárások közül pedig, a *Bachmeteff*—*Seggern*-féle összefüggést és *Pavlovskij* módszerét.

Megállapítottuk, hogy a természetes vízfolyások felszín görbéinek meghatározására szolgáló különböző eljárások közös alapra vezethetők vissza. Ezt tekinthetjük a felszín görbék jellemzésére szolgáló alapegyenletnek.

Az összehasonlított eljárások közül elvileg leghelyesebb és legpontosabb számítási mód a *Bachmeteff*—*Seggern*-féle eljárás, mivel ez a szelvények közötti sebességváltozás értékét sem hanyagolja el. A vele történő számítás azonban nehézkes, mivel egyrészt a szükséges táblázatok és grafikonok megszerkesztése sok előmunkát igényel, másrészt pedig a számítások elvégzésére jelenleg rendelkezésünkre álló vízrajzi adataink nem elégségesek.

Gyakorlati számításokra legalkalmasabbnak a *Pavlovskij* által kidolgozott módszer bizonyult. A számítás ezzel lényegesen egyszerűbb, mint az előző eljárással és attól — mint részletes hidrológiai számítással igazoltuk — a mi vízrajzi viszonyaink között mindössze 2—3%-os eltérést mutat. Ezért a tervezett vízlépcsőkkel kapcsolatos duzzasztási számításokat mind ezzel az eljárással hajtottuk végre, ill. azzal a számítási móddal, amelyet a *Pavlovskij*-féle grafoanalitikus módszerből a mi vízrajzi adottságainknak megfelelően kialakítottunk.

Ismertetem röviden ezt az eljárást, hogy ebből meghatározhassuk azokat a megfigyeléseket, amelyeket vízrajzi szolgálatunknak el kell végeznie ahhoz, hogy a számítási mód jól alkalmazható legyen.

Pavlovskij a duzzasztási görbének két szelvény közötti emelkedését az alábbi összefüggésből határozza meg:

$$\Delta z = \frac{2l\varphi(y)}{\frac{2}{Q^2} - l\varphi'(y)}$$

ahol Δz a felszín görbe emelkedése a vizsgált két szelvény között,
 l a szelvények távolsága,
 Q a vizsgált vízhozam és

$$\varphi(y) = \frac{1}{K^2}.$$

A képletben szereplő $l\varphi(y)$ görbét *Pavlovskij* grafikusan felrakja, és az ismert duzzasztási szinttel jellemzett alsó szelvényből kiindulva — ahol a vízmélység y_2 — leolvasással harározza meg a $l\varphi(y_2)$ értéket, illetve y_2 -höz tartozó érintő megszerkesztésével annak irántangenséből az $l\varphi'(y_2)$ értéket. Ha figyelembe vesszük, hogy

$$\varphi(y) = \frac{1}{K^2} = \frac{B}{y^n},$$

számíthatjuk ennek a függvénynek első deriváltját:

$$\varphi'(y) = -\frac{n}{y} \varphi(y).$$

Ennek az összefüggésnek alapján a felszín görbét — a $\varphi(y) = \frac{1}{K^2} y$ -tól függő értékét grafikusan meghatározva — táblázatosan könnyen számíthatjuk.

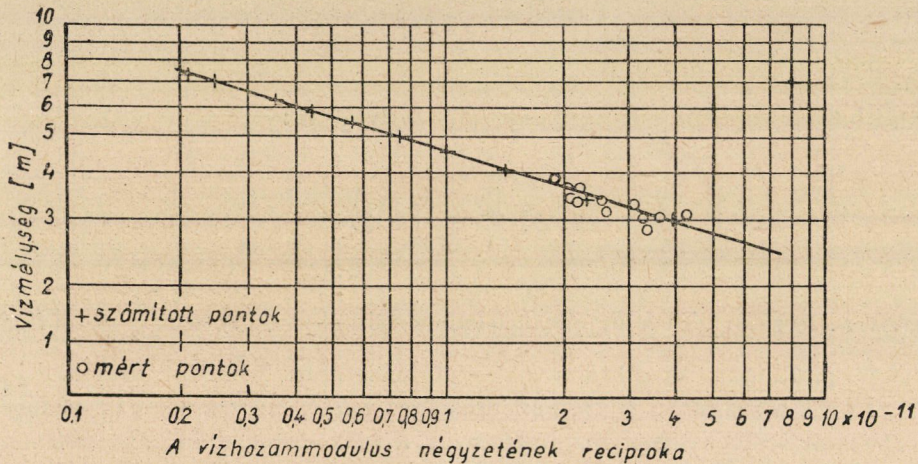
Ehhez a számítási eljáráshoz szükséges tehát, hogy a vizsgált vízfolyás kiválasztott szelvényeiben meghatározzuk a vízhozammodulusnak a vízmélységgel való összefüggését ábrázoló grafikonokat (9. ábra).

Ehhez a szerkesztéshez a különböző magasságban rögzített összetartozó vízállás-vonalak ismerete szükséges — amelyekből a vizsgált szakasz helyi esését számíthatjuk, — továbbá a különböző vízmélységekhez tartozó tetőző vízhozamok pontos meghatározása. Az összetartozó vízállásvonal egy árhullám különböző szelvényekben észlelt tetőző, ill. völgyelő pontjait összekötő görbe.

Az első adat beszerzéséhez *minél gyakoribb és pontosabb vízszintrögzítés* szükséges. Nem helyes a vízszintrögzítésnek az a módszere, amelyet az elmúlt időben alkalmaztunk. Eddig ugyanis *egyidejű rögzítés* történt a folyó teljes hossza mentén, és így a szelvényekben nem az összetartozó tetőző vízállásokat határoztuk meg. A rögzített szintek értékét a helyi áradások és apadások által befolyásolt esésviszonyok terhelték. *Át kell térnünk olyan vízszintrögzítési módszerre, amellyel a különböző magasságban tetőző, ill. völgyelő hullámok legmagasabb, ill. legmélyebb pontjait állapítjuk meg a folyó hossza mentén.* Tudomásom szerint az ilyen rögzítéshez szükséges műszerekre javaslatok már történtek, azonban ezek kivitelezése folyamatban még nincsen.

Mint említettük, a másik szükséges adat ezeknek a számítási módszereknek az alkalmazása esetén a *tetőző vízhozamok görbéinek pontos ismerete valamennyi vizsgált szelvényben*. Mivel megbízható vízhozamgörbéink csak a fontosabb vízmércék helyén állnak rendelkezésünkre, fejleszteniünk kell az árhullámok levonulásával foglalkozó kutatásainkat, hogy ezek segítségével meghatározhassuk a medertározások pontos értékét, valamint a mellékfolyók árhullámainak a befogadó vízhozamára gyakorolt hatását. Ezek ismeretében ugyanis a mért vízhozamgörbék interpolálása nagyobb pontossággal történhet meg.

Számításainkat a Tiszán és a Dunán az egymástól mintegy 2 km távolságban lévő kijelölt szelvényekre végeztük el (V. O. szelvények). Eddigi vizsgálá-



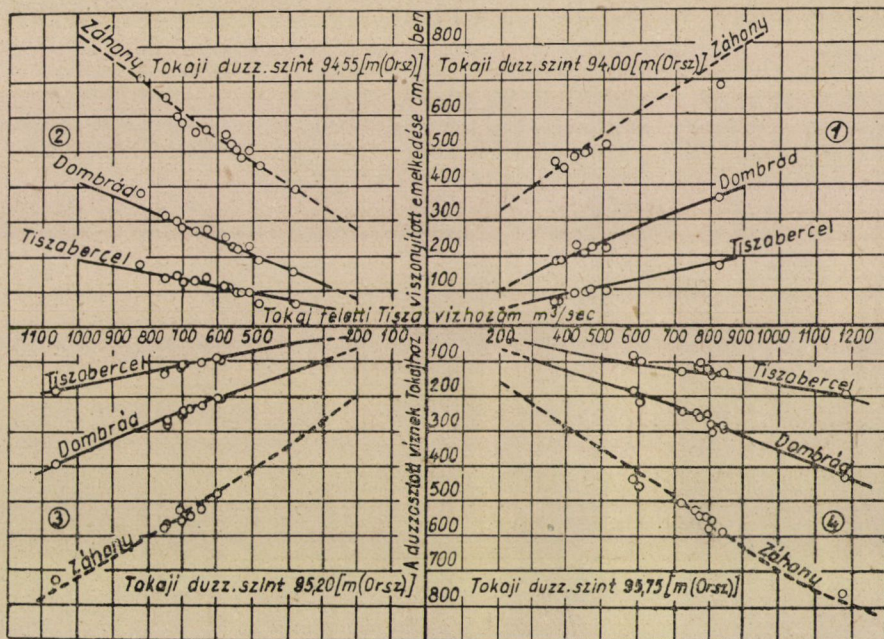
9. ábra. A vízállás és a vízhozam-modulus összefüggését ábrázoló kapcsolati vonal. Számított és mért értékek összehasonlítása

lataink során a szükséges adatokat hidrológiai megfontolások alapján álló közelítő módon meghatározott értékekkel helyettesítettük. Az összetartozó vízállások vonalát pl. a vízmércék szelvényeiben tartóssági összefüggések alapján határoztuk meg, míg a közben lévő szakaszokon interpoláltunk. Igyekeztünk a régebbi vízhozammérési adatainkat a mederváltozások figyelembevételével homogén adathalmazzá átalakítani. Ennek a munkának során is elsősorban a vízmércékre meghatározott vízállástartósságok között tapasztalt összefüggéseket használtuk fel [8].

Kétségtelen azonban, hogy az így elvégzett számításainkat csak első közelítésnek tekinthetjük. Szükséges az előbb említett vízrajzi mérések mielőbbi megindítása, hogy ezek alapján eddigi számításainkat ellenőrizni és — amennyiben szükséges — javítani tudjuk, ill. hogy új feladatainkat már megfelelő adatok birtokában végezhesük el.

c) Befogadó vízfolyások visszaduzzasztása mellékfolyók torkolati szakaszaira. Visszaduzzasztott vízállásadatok felhasználása felszín görbék számítására

Folyóink kis esése és a befogadóknak a mellékfolyóktól sokszor eltérő vízjárása azt eredményezi, hogy gyakran igen nagy távolságokban érvényesül mellékfolyóinkon a befogadó vízfolyás visszaduzzasztó hatása. Ez a jelenség nagymértékben befolyásolja az ilyen szakaszokon történő vízhozam-meghatározások módszerét. Mint az előzőekben már ismertettem, hidrológiai kutatóink



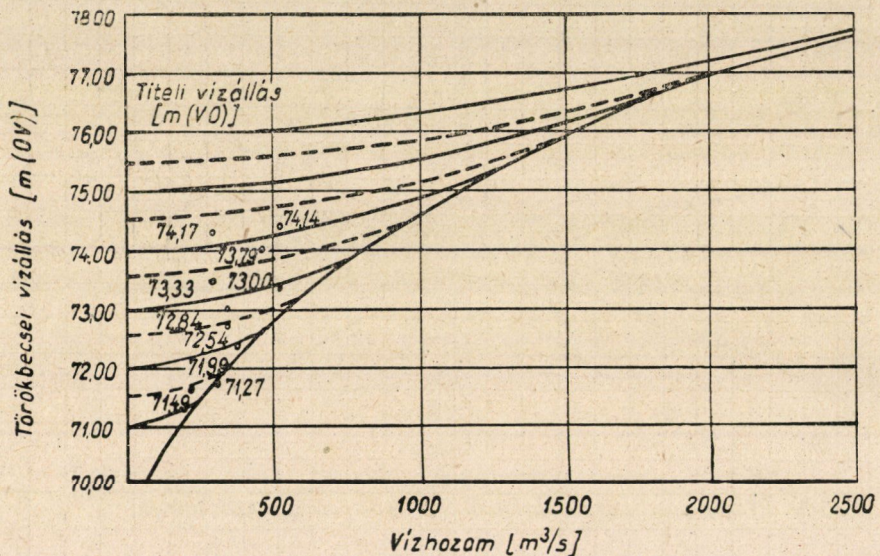
10. ábra. A tiszalöki duzzasztás hatásának meghatározása nem egyidejűleg jelentkező tiszai és bodrogi árhullámok adatai alapján (Mosonyi Emil nyomán)

ezért az 1930-as évektől kezdődően részletesen vizsgálták ezt a jelenséget [2]. Ezen túlmenően a tanulmányok a visszaduzzasztott szakaszok törvényszerűségeit igyekeztek felhasználni a vízlépcsők felett kialakuló felszín görbék számítására is olyan szakaszokon, ahol a hidraulikai alapon levezetett eljárások elégséges adatok hiányában nem voltak alkalmazhatók.

1943-ban Mosonyi Emil a Bodrogon és Tiszán nem egyidejűleg jelentkező áradásoknak és apadásoknak a másik folyóra kifejtett duzzasztó ill. leszívó hatását vizsgálja [15]. Az ilyen esetben kialakult felszín görbéket azonos időben történt vízállás-leolvasásokból rekonstruálva a tiszalöki vízlépcső duzzasztási görbéinek megszerkesztéséhez használta fel. A vizsgálatok alapjául szolgáló grafikont a 10. ábra mutatja be.

Az ábra négy egymástól független részből áll. Minden rész egy adott tokaji duzzasztási szintet feltételezve a tiszaberceli, dombrádi, ill. záhonyi mérce szelvényeiben bekövetkező vízszintemelkedését ábrázolja a Tokaj feletti vízhozam függvényében. Egy-egy negyedben tehát állandó a duzzasztási szint, a három változó közül pedig paraméter a vizsgált szelvény helye.

A Dunának a Tisza torkolati szakaszára gyakorolt hatására hasonló számításokra használtuk fel [10]. Az előzőkben ismertetett görbék ábrázolási módját azonban megváltoztattuk. Ennek oka egyrészt az volt, hogy a Tisza torkolati szakaszán kevesebb mérési adat állott rendelkezésünkre, mint a Bodrog—Tisza vizsgálata esetében, másrészt pedig az, hogy az új ábrázolási mód segítségével nemcsak a torkolatnál vagy a torkolat alatt a befogadón létesülő duzzasztó-

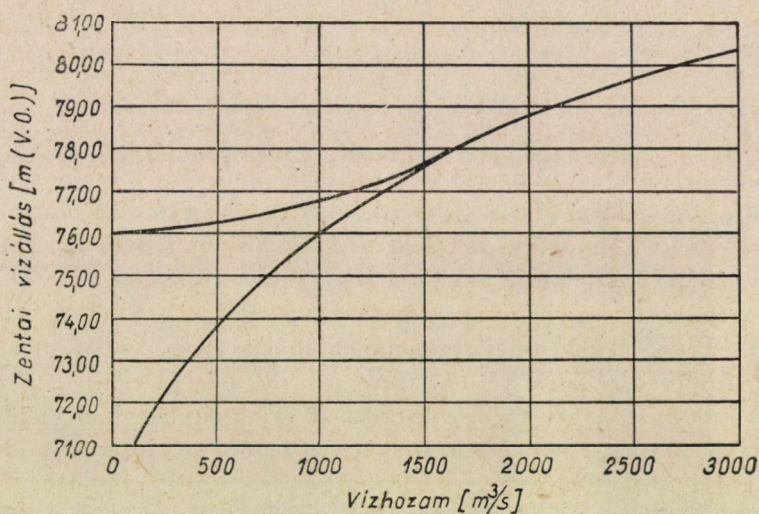


11. ábra. A Duna vízállása által visszaduzzasztott tiszaszakaszra jellemző háromváltozós vízhozamgörbe-sereg a Tisza törökbecsei szelvényében

művek fölött kialakuló felszín görbéket számíthatjuk, hanem lehetővé válik az is, hogy a befolyásolt szakasz bármely közbenső szelvényében létesülő vízlepeső duzzasztó hatását is meghatározhassuk. A 10. ábrához hasonlóan a két koordinátán ábrázolt változóként megtartottuk a vízhozamot és a vízszintemelkedést, paraméterének azonban a duzzasztási szintet vettük fel. Így egy ábrán belül a vizsgált szelvény állandó. Ennek az ábrázolásnak előnye, hogy minden duzzasztási szinthez tartozó görbének két határfeltételét ismerjük. Tudjuk, hogy zérus vízhozam esetén a vízállás a duzzasztási szinttel egyenlő és a görbe érintője vízszintes, míg annál a vízhozamnál, amely a duzzasztás szelvényében természetes állapotban a duzzasztással egyenlő magasságban folyik le, a befolyásolt vízhozamgörbe érintőlegesen csatlakozik a vizsgált szelvény természetes vízhozamgörbéjéhez.

Az elvégzett szerkesztéseket a néhány rendelkezésünkre álló adat alapján számítással is ellenőriztük. A visszaduzzasztott vízhozamgörbét a Tittel—Szeged között lévő valamennyi vízmérce szelvényére megszerkesztettük. Példaképpen a törökbecsei visszaduzzasztott vízhozam-görbe sereget mutatjuk be, feltüntetve rajta a természetes visszaduzzasztás adataiból meghatározható összetartozó vízállás-vízhozammértékkel jellemzett pontokat, melléírva az egyidejű titeli vízállást (11. ábra).

Ha a duzzasztással befolyásolt szakasz minden szelvényében rendelkezésünkre állnak a torkolattól visszaduzzasztott vízmozgásra jellemző vízhozam-görbe-seregek, meghatározhatjuk egy közbenső szelvényben létesülő vízlépcső-



12. ábra. Törökbecsén feltételezett 76,00 m A. f. szintre duzzasztó vízlépcső visszaduzzasztásának hatását kifejező vízhozamgörbe a Tisza zentai szelvényében

nek a fölötté lévő szakaszra kifejtett duzzasztó hatását is. Felvéve ugyanis a vízlépcső duzzasztási szintjét, meghatározhatjuk, hogy ennek a szintnek különböző vízhozamok esetén milyen mértékű torkolati duzzasztás felel meg. A vízhozam és az így megállapított torkolati duzzasztási szint egy-egy vízállás, vízhozam adattal jellemzett pontot jelöl a vízlépcső feletti mércék görbesorán. Ezeket az értékeket összekötve megkapjuk minden szelvényben azt a duzzasztási görbét, amely a választott vízlépcső duzzasztási hatására jellemző. Példaként bemutatjuk, hogy egy Törökbecsén létesülő 76,00 m A. f. szintre duzzasztó vízlépcső milyen mértékben módosítaná a zentai vízhozamgörbét (12. ábra).

A duzzasztás hatása által befolyásolt vízhozamgörbék segítségével azután megszerkeszthetjük a folyó vízhozamaitól függő duzzasztott felszingörbét.

A folyócsatornázásokkal kapcsolatos hidrológiai számítások során a torkolati szakaszok jellemzőit nemcsak duzzasztási görbék szerkesztésére használhatjuk fel, hanem megállapítva a befogadó legkisebb, ill. leggyakoribb visszaduzzasztási mértékét, meghatározhatjuk azt a szelvényt, ahol a hajózási mélység biztosítása érdekében a folyó legalsó vízlépcsőjét el kell helyeznünk. Ilyen vizsgálatokat az utóbbi években a Tisza és a Maros torkolati szakaszán végeztünk [10].

A torkolati szakaszok vizsgálatának jelentősége a folyó alsó vízlépcsőjének helymeghatározása során, továbbá a befogadó által befolyásolt adatok felhasználása a duzzasztási görbék számításánál indokoltta teszi *a torkolati szakaszok részletesebb vizsgálatát*. Ezért szükség lenne ilyen folyószakaszokon a *meglévő vízmércehálózat sűrítésére, továbbá minél több rajzoló vízmérce elhelyezésére*.

d) *Duzzasztóművek és vízerőtelepek üzemével kapcsolatos vízrajzi feladatok*

Eddig a folyócsatornázások tervezésének hidrológiai és hidraulikai előmunkálata során felmerülő vízrajzi kérdéseket és a vízjelző szolgálattal szemben támasztott igényeket tártam fel. Jelentkeznek azonban ilyen kérdések és feladatok a vízlépcső megépülte után is. Ezek a duzzasztómű kezelésével, a vízerőtelep üzemével és a vízgépészeti kérdésekkel kapcsolatosak. Elsősorban a duzzasztott folyószakasz pillanatnyi vízhozamának, ill. a várható vízhozamok rövid- és hosszúidejű előrejelzésének kérdése tartozik ebbe a feladatkörbe.

Mivel a duzzasztott tér vízháztartását egyensúlyban kell tartanunk, ill. adott mértékű tározást kell létesítenünk a vízlépcső fölött, ezért tulajdonképpen a pillanatnyi vízhozamok helyes meghatározása is egy rövidebb szakaszon történő előrejelzésre vezethető vissza. A vízlépcső szelvényében lefolyó vízhozamok meghatározását, ill. szabályozását csak a tározótérbe érkező vízhozamok ismeretében oldhatjuk meg [7].

A hosszúidejű előrejelzés követelményei csatornázott folyószakaszok esetében sem térnek el azoktól a vízrajzi szolgálattal szemben támasztott kívánóságoktól, amelyeket a természetes vízfolyásokkal kapcsolatosan végzendő hasonló feladatok támasztanak. Ezeket legutóbb *Szesztay Károly* foglalta össze kandidátusi disszertációjában [19].

A rövididejű előrejelzéssel és a tározótér egyensúlyának vizsgálatával foglalkozó kérdéseket kutatóink a megindult tiszalöki vízlépcső üzemi szabályzatával kapcsolatban vizsgálták részletesen [4], [7].

Megállapítható ezekből a tanulmányokból, hogy a már eddig említett vízrajzi feladatok közül ezekkel a kérdésekkel kapcsolatosan is döntő fontosságú *a kisesésű folyókon történő naponkénti esésmérés módszerének kidolgozása és a háromváltozós vízhozamgörbék alkalmazásának bevezetése*, ill. az ilyen görbesereg megszerkesztése a vizsgálni kívánt szelvényekben. Az eddigieken túlmenően

vizsgáltnia kell vízrajzi szolgálatunknak az *árhullámok levonulási idejét* is ahhoz, hogy a vízlépcsők üzemével kapcsolatos hidrológiai kérdéseket megoldhassuk és hogy a duzzasztó-, valamint a vízerőművek kezelési szabályzatát elkészíthessük.

Sajnos, az árhullámok levonulási idejével kapcsolatosan természetes vízfolyásainkra vonatkozólag is igen kevés adat áll rendelkezésünkre. Csupán néhány partél fölött tetőző árhullámról vannak óránkénti vízmérce-leolvasásaink. Nem ismerjük azonban azoknak a hullámoknak pontos időadatait, amelyek a mederből nem léptek ki. A vízállásoknak ebben a tartományában a levonulási időre így csak közelítő becsléseket tehetünk.

Szükséges tehát, hogy először *megismerjük a folyóinkon természetes állapotban levonuló árhullámok sebességét, a levonulási idő változásának törvényszerűségét.* Ehhez elsősorban sűrű, jól működő és pontos adatokat szolgáltató rajzoló vízmérce hálózat szükséges. Az így szerzett adatokat feldolgozva térhetünk rá azután azoknak az összefüggéseknek a meghatározására, amelyek a duzzasztás által befolyásolt folyószakaszon a levonulási idő, a vízhozam és a vízállás módosított kapcsolatát hivatottak kifejezni. Természetesen ilyen kutatások végrehajtásához az szükséges, hogy az előbb említett rajzoló vízmérce hálózatot a már megindult duzzasztóműveink fölötti folyószakaszokra is kiterjesszük, ill. ezeken a szakaszokon sűrítsük.

A vízerőművek gépészeti tervezésével és a turbinák üzemével kapcsolatos kérdések megvitatására az *Energiagazdálkodási Tudományos Egyesület* az elmúlt évben előadássorozatot tartott [4], [5], [12], [18]. Ezekben az előadásokon részletesen megvitták a vízgépészeti kérdésekkel kapcsolatos hidrológiai feladatokat. További igény azonban vízrajzi szolgálatunkkal szemben — a vízlépcsők üzemével kapcsolatosan már említett követelményeken túl — ezzel a kérdéscsoporttal kapcsolatosan nem merült fel.

5. Összefoglaló

Befejezésül foglaljuk össze mindazokat az igényeket, amelyeket a folyócsatornázási feladatok — vízlépcsők helyének kiválasztása, hidrológiai előtanulmányok, valamint a duzzasztóművek és vízerőtelepek üzeme — vízrajzi szolgálatunkkal szemben támasztanak.

A hordalékmozgással kapcsolatosan szükségessé válik a vízlépcsők alatt és fölött a medernyilvántartási szelvények sűrítése és ezekben minél gyakoribb mederfelvétel, hogy a duzzasztás okozta lerakódásokat és kimélyüléseket figyelemmel kísérhessük. Szükséges továbbá a mederanyag-vizsgálatok nagyobb számban történő elvégzése is azért, hogy a mederanyag változásának jellegét megismerjük.

Nagyobb mértékben kell folytatnunk az állójéggel borított szakaszokon a vízhozam-méréseket, hogy a jéggel borított szelvények vízszállító képességére szolgáló összefüggéseket hazai viszonyaink között meghatározhatassuk.

Azok a vizsgálatok, amelyek a duzzasztott folyószakaszoknak a környező talajvízszínre gyakorolt hatásával foglalkoznak, a talajvízkutak sűrítését követelik meg. Megfigyelő szelvények kiépítése szükséges a duzzasztott szintnél mélyebben fekvő öblözetekben és a tervezett vízlépcsők környezetében. További feladat a megfigyelések pontosabbá és megbízhatóbbá tétele szempontjából a talajvízszint észlelő kutak rajzoló mércével történő ellátása.

A legtöbb feladatot a felszíni vízfolyások vízjárásával foglalkozó kérdések vetik fel.

A naponkénti vízhozamoknak pontosabb meghatározása az esésváltozás figyelembevételét sürgeti. Ehhez a már meglévő mércéink mellé segédmércek elhelyezése, továbbá a háromváltozós vízhozamgörbe-seregek kidolgozása szükséges. Műszerszerkesztési feladatként jelentkezik a segédmércek és főmércek egyidejű vízállás-leolvasására szolgáló, az eddigi mércealapoknál pontosabb értékeket adó leolvasó berendezés szerkesztése.

Az árhullámok levonulásának vizsgálata, az előrejelzések kérdése és más — a vízlépcsők üzemével kapcsolatos — feladatok a rajzoló vízmércehálózat sűrítését követelik meg. Ilyen módon az árhullámok tetőzésére és levonulási idejére kapunk pontosabb adatokat. Szükséges ezenkívül az árhullámok idején kialakuló vízhozam-vízállás értékpárok ismerete is. Vízmércecsoportunk feladatává kell tennünk tehát, hogy minél több olyan mérési sorozatot végezzen, amely időben magában foglalja a teljes árhullámot.

A duzzasztási görbék számításához több vízszintrögzítés elvégzése kívánatos. Ezeknek az eddigi gyakorlattól eltérően úgy kell megtörténniük, hogy ne a folyó egyidejűen jelentkező vízállásait szolgáltatassák, hanem az egyes szelvényekben a különböző magasságban levonuló árhullámok tetőző, ill. völgyelő pontjait rögzítsék. A vízmércek közötti szelvényekre szerkeszthető kétváltozós vízhozamgörbék interpolálásához a medertározás kérdésének pontosabb vizsgálata és a mellékfolyókon érkező árhullámok által a befogadó vízhozamára gyakorolt hatások ismerete szükséges.

A befogadók által visszaduzzasztott torkolati szakaszok vízjárásának megismerése kívánatossá teszi ezeken a folyószakaszokon a vízmércek sűrítését és lehetőleg rajzoló vízmércek elhelyezését.

IRODALOM

1. *Benedek J.*: A Duna 1926. évi árvize a Drávatorok tájékán. *Vízügyi Közlemények*, 1932. 2. szám.
2. *Benedek P.*: A Hármaskörös középvizeinek természete. *Vízügyi Közlemények*, 1935. 3. szám.
3. *Bogdánfy Ó.*: A természetes vízfolyások hidraulikája. Budapest 1906.
4. *Karádi G.*: A tiszalöki erőmű üzemével kapcsolatos hidrológiai előrejelzések. Előadás az *Energiagazdálkodási Tudományos Egyesületben*. 1954.

5. Karkus I. P. A vízturbinák terelő és járókeréklapát állását egybehangoló kényszerpályákról. Az egynapos teljesítmény-előrejelzés pontossága a tiszalöki erőmű esetében. Előadás az *Energiagazdálkodási Tudományos Egyesületben*. 1954.
6. Kovács Gy. : A duzzasztási görbék számítására ajánlott módszerek hidromechanikai összehasonlítása. *Vízügyi Közlemények*. 1952. I. füzet.
7. Kovács Gy. : A napi vízhozamok meghatározása a tiszalöki szelvényben a vízlépcső megépülte után. *Vízügyi Közlemények*, 1953. I. füzet.
8. Kovács Gy. : A tartóssági görbe felhasználása természetes vízfolyások hidrológiai vizsgálatánál. *Hidrológiai Közöny*. 1953. 3—4. szám.
9. Kovács Gy. : Folyószabályozási kísérletek végrehajtása. *Mérnöki Továbbképző Intézet* kiadványa, 1954.
10. Kovács Gy. : A Tisza és a Maros torkolati szakaszainak hidrológiai vizsgálata. *Hidrológiai Közöny*, 1954. 1—2. sz.
11. Kovács Gy. : Az árhullámok levonulására jellemző hidrológiai mennyiségek meghatározása. *Kandidátusi disszertáció*. 1954. *Hidrológiai Közöny* 1955. 11—12., 17.
12. Kovács Gy. : Természetes vízfolyások vízjárásának hatása a folyami vízerőművek üzemére. *Magyar Energiagazdaság*, 1955. 6. szám.
13. Lászlóffy W., Szesztay K. és Szilágyi J. : A felszíni vízkészletek számbavétele. *Vízügyi Közlemények*. 1953. I. füzet.
14. Németh E. : Vízmérceállások és vízmennyiségek összefüggése. *Vízügyi Közlemények*, 1922. 2. szám.
15. *Öntözésügyi Közlemények*. 1943. 1. szám, 13—22. oldal.
16. Szesztay K. : Szovjet kutatók eljárása a természetes vízfolyások felszingörbétének meghatározására. *Vízügyi Közlemények*, 1951. I. füzet.
17. Szesztay K. : Naponkénti vízhozamok meghatározása, a Szovjetunióban alkalmazott eljárások áttekintésével. *Hidrológiai Közöny*, 1952. 1—2. szám.
18. Szesztay K. : A hidrológiai előrejelzések lehetőségei a vízerőművek igényeinek kiszolgálása terén. Előadás az *Energiagazdálkodási Tudományos Egyesületben*. 1954.
19. Szesztay K. : A folyók vízjárásának előrejelzése. *Kandidátusi disszertáció*. 1955.

ELMÉLETI VIZSGÁLATOK A FOLYÓK VÍZJÁRÁSÁNAK SZABÁLYOZÁSÁRÓL ÉS VÍZKÉSZLETÜK HASZNOSÍTÁSÁRÓL

ÍRTA:

SZ. N. KRICKIJ
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK DOKTORA
ÉS

M. F. MENKELJ
A MŰSZAKI TUDOMÁNYOK DOKTORA
(Szojjetunio)

A vízépítő szakemberek előtt álló nagy feladatok, a vízi létesítmények építése és a meglévő vízgazdálkodási rendszerek irányítása megköveteli, hogy a vízépítés mérnöki munkái és a vele kapcsolatos előtanulmányok tudományos kutatásokon alapuljanak.

A vízépítés mérnöki részének feladata a művek létesítéséhez szükséges számítások és szerkesztések, valamint a munkamódszerek kidolgozása. Ez biztosítja a művek biztonságát és gazdaságos üzemét.

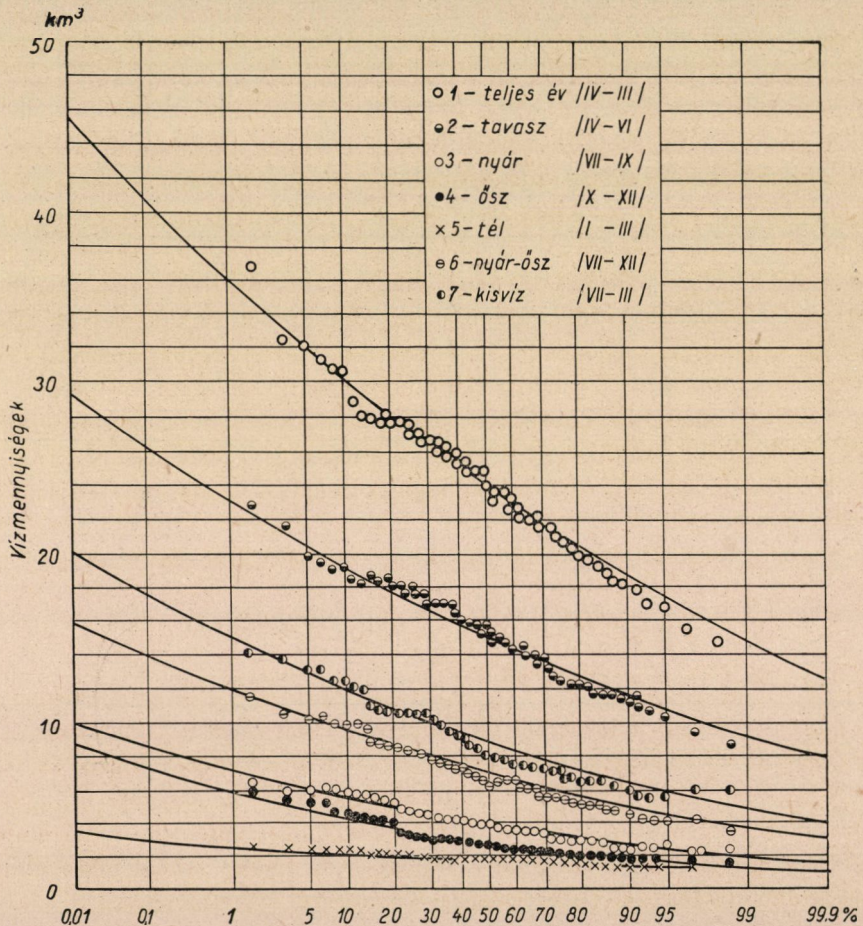
A vízépítés előtanulmányi részének feladata pedig a vízfolyások viszonyainak és az ezeket megszabó törvényszerűségeknek széleskörű tanulmányozása; a vízépítési létesítmények célját képező vízgazdálkodási és energetikai eredmények tisztázása; e műveknél a várt eredmény biztosításához szükséges főméretek meghatározása; az ismert adatokkal bíró tározók legeredményesebb hasznosítását biztosító üzemi tervek (kezelési utasítások) kidolgozása. Ezekkel a fő kérdésekkel együtt jár a vízépítési művek által előidézett mellékes jelenségek vizsgálata, mint aminő a víztározók hordalékkal való feltöltődésének, jégviszonyainak stb. vizsgálata.

Az említett alapfeladatok meghatározzák a felszíni vízkészletek hasznosításának kidolgozására vonatkozó módszerek főbb részeit. Ezek: a vízgazdálkodási létesítmény által felhasznált vízkészlet mennyiségének értékelése; a fogyasztók víz- vagy energiaforrással szemben támasztott követelményeinek rendszerezése; a vízfolyások vízhozamszabályozásának vizsgálata és a szabályozást végző tározó medencék méretezési módjának kidolgozása; a vízfolyás vízhozamszabályozási tervének megvalósítása a tározó adottságai mellett.

A szovjet vízépítés utolsó évtizedekben bekövetkezett fejlődésére jellemző, hogy az előtanulmányoknak ezek a problémái a vízépítés elméleti tudományának önálló területévé váltak.

Felszíni vízkészlet

A felszíni vízkészletek mennyiségi meghatározásának elvei külön tanulmány tárgyát képezik. Ennek a tanulmánynak megállapításaiból következik, hogy a felszíni vízkészlet mennyiségi meghatározásának alapjául azok a valószínűségi megállapítások szolgálnak, amelyek a vízjárás ingadozását és a lefolyás évi ciklusának törvényszerűségét az egyes évek csapadékoságának véletlen jellegű ingadozásaival kapcsolják össze. A felszíni vízkészletek meghatározására vonatkozó módszereknek lehetővé kell tenni a vízépítési műtárgyak tervezéséhez szükséges jellemzők meghatározását akár vannak többéves vízmérési adatok, akár nincsenek, tehát a különböző mértékben tanulmányozott vízfolyások és a lefolyási viszonyokat meghatározó különböző éghajlati viszonyok esetén is.



I. ábra. Az évi vízmennyiségeknek és az egyes évszakok vízmennyiségeinek gyakoriság összegző görbéi. 1 — teljes év (IV—III), 2 — tavasz (IV—VI), 3 — nyár (VII—IX), 4 — ősz (X—XII), 5 — tél (I—III), 6 — nyár—ősz (VII—XII), 7 — kisvíz (VII—III)

Az 1. ábrán bemutatjuk a Szovjetunió egy folyójának különböző jellemzőire szerkesztett valószínűségi görbéket, ha hosszú idejű vízrajzi megfigyelések vannak. Ezeket a görbéket használjuk a vízgazdálkodási számításokban a megfigyelési idő alatt lefolyt vízmennyiség valószínűségi elemzésére.

A víz- és energiaforrásokkal szemben támasztott követelmények rendszerezése

A vizet és energiát felhasználó ipari, mezőgazdasági és szociális létesítmények rendkívül eltérő jellegűek. A vízforrással szemben támasztott követelmények azonban egységes rendszerbe foglalhatók. A rendezés alapjául két jellemző szolgál. Az egyik a víz- vagy energiafogyasztási norma, azaz az a víz- vagy energiamennyiség, mellyel a fogyasztó létesítmény legkedvezőbb munkaviszonyait biztosíthatjuk. A fogyasztási norma az év folyamán és a nap óráiban változó.

A víz- vagy energiafogyasztási norma azonban magában nem határozza meg a vízgazdálkodási mű vagy vízerőtelep méreteit és üzemi viszonyait. A lefolyás ingadozása miatt — különösen száraz időszakokban — a normális vízszolgáltatás fenntartása gyakran nehéz és gazdaságilag célszerűtlen. Ebből következik, hogy a vízfogyasztás (energiafogyasztás) legkedvezőbb viszonyaira vonatkozó jellemzőket ki kell egészíteni azokkal az adatokkal, melyek ettől az állapottól való eltérés megengedett és célszerű mértékét meghatározzák és ennek megfelelően csökkentik a felhasználandó víz- vagy energiamennyiséget.

A víz- és energiaszolgáltatás korlátozása káros a népgazdaság számára. A kár becsülésénél számításba kell venni a létesítmény termelékenység csökkenésének ellensúlyozásához és az állami népgazdasági terv teljesítéséhez szükséges tartalékok költségeit.

A vízfogyasztóknál a korlátozásokkal szembeni érzékenységet az

$$S' = \frac{dS}{dQ} \text{ pénzegység/m}^3 \text{ víz, energiafogyasztóknál}$$

$$S_E = S_E(N) \text{ pénzegység/kWó}$$

hányadosokkal jellemezhetjük, melyek a fogyasztótól megvont 1 m^3 vízre (vagy 1 kWó energiamennyiségre) eső kár növekedését fejezik ki.

A víz- vagy energiafogyasztás korlátozása által keletkezett fajlagos kár változásának törvényszerűsége fontos vízgazdálkodási jellemző. Minél nagyobb a víz vagy energia fogyasztásánál a fajlagos kár értéke, annál merevebbek a legkedvezőbb viszonyok fenntartására vonatkozó követelmények.

A vizsgált jellemzőnek lényeges hatása van a vízgazdálkodási létesítmény főméreteinek megválasztására és minden egyes esetben meghatározza a tározás üzemi követelményeit.

A fogyasztó kielégítő és biztonságos ellátásához szükséges víz- és energiaforrások méreteinek megállapítása egy különleges fogalom bevezetését teszi szükségessé. Ez a vízépítési gyakorlatban az úgynevezett *mértékadó valószínűségek* fogalma. Ennek alapján határozható meg években az a valószínű időtartam, melynek folyamán a fogyasztás megszakítás nélkül kielégíthető.

A mértékadó valószínűség *célszerű fokát* minden egyes esetben műszaki-gazdaságossági számításokkal kellene eldönteni. Ez a számítás tulajdonképpen a víz- és energiaellátás biztonságának növeléséhez szükséges költségek összehasonlítása azokkal a károkkal, melyeket a népgazdaság a rendkívül száraz időszakban a vízhiányok okozta korlátozások miatt szenved. Az ilyen jellegű kutatásokat Szovjetunióban a vízerő és az ipar vízellátás terén egyes jellemző esetekben kísérletek útján végzik. Tekintettel az ilyen valószínűség-elméleti számítások bonyolult voltára, valamint a gazdasági kárkarakterisztikák megbízható meghatározásának nehézségeire, a Szovjetunió gyakorlatában általában *szabályzatokban rögzített mértékadó valószínűségértékeket* alkalmaznak. A fontosabb ipari vízellátási rendszereknél, valamint nagy vízerőtelepeknél általában megkívánják, hogy a szavatolt víz- vagy energiaszolgáltatást az évek 90—97%-ban folyamatosan kell biztosítani. A legáltalánosabb szabály, hogy az évek 95%-ában korlátozás ne forduljon elő. A fentebb említett műszaki-gazdaságossági vizsgálatok olyan eredményekhez vezettek, melyeket a gyakorlat igazol.

Szemléltetésül közöljük a 2. ábrát, mely egyik napos tározású és hőerőművekkel együttműködő vízerőtelep kiépítési teljesítményének meghatározására vonatkozó műszaki-gazdaságossági számítások eredményeit tünteti fel.

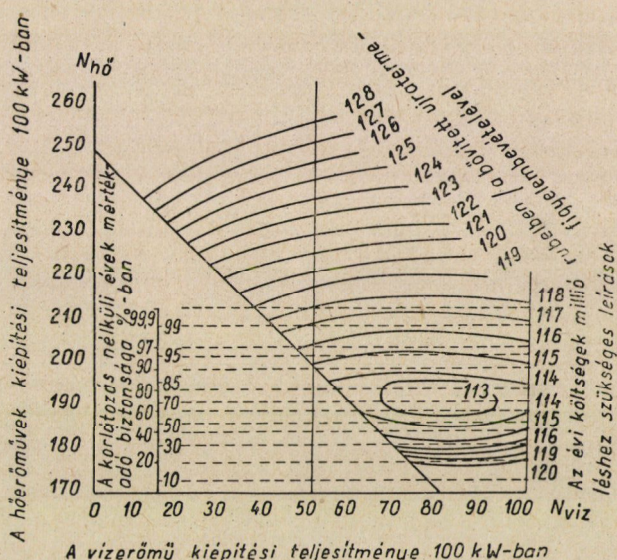
A tározás

A tározás módszereinél két alapeladatot különböztetünk meg. Az egyik az az eset, amikor a tározóból bizonyos meghatározott vízhozam szolgáltatását folyamatosan kell biztosítani. Ha a vízhozam a szavatolt érték fölé emelkedik, ezt a fogyasztó nem hasznosítja. A tározó ilyen használata az ipari vízellátás létesítményeinél szokásos. A biztosítandó vízhozam változhat az év folyamán, de az egyes időszakokra vonatkozóan évről évre változatlan marad, természetesen ha nem változnak az ellátandó létesítmény vagy az azt tápláló vízforrás méretei.

A tározás másik formája pedig az, amikor a szolgáltatás mértéke összefügg a folyó vízszállításával. Száraz időszakban a szolgáltatás minimálisra csökken, nedves időszakban növekszik. A felszíni vízkészlet hasznosításának ez a formája az energiatermelő-rendszerekbe dolgozó vízerőművekre jellemző. Hasonló jellegű tározást alkalmaznak bizonyos esetekben vízellátási létesítményeknél is. A tározásnak ennél a formájánál külön kell választani a minimális vízszolgáltatást, amit vízszegény időszakban is feltétlenül biztosítani kell. *Ez a minimum a szavatolt érték.* Nagyobb vízhozamok idején a szavatolt minimumon felüli

vízfelesleget olyan mértékben lehet hasznosítani, amennyire ezt a vízforrás vízbősége megengedi.

Az egyik vagy másik tározási rendszer alkalmazása konkrét esetekben a fogyasztónak különböző tározási szintek esetén juttatott többlet vízmennyiség gazdasági hatásától függ. A tározó üzemének a vízforrás ingadozásaival való összehangolása olyankor célszerű, amikor a vízhozamnak a szavatolt minimum alá való csökkentése a legfontosabb fogyasztókat korlátozza, tehát jelentős gazdasági kárt eredményez. Vízfelesleges időszakokban viszont a vízmennyiség csökkentése csak a másodrendű szükségleteket korlátozza, és így gazdaságilag kevésbé veszélyes.

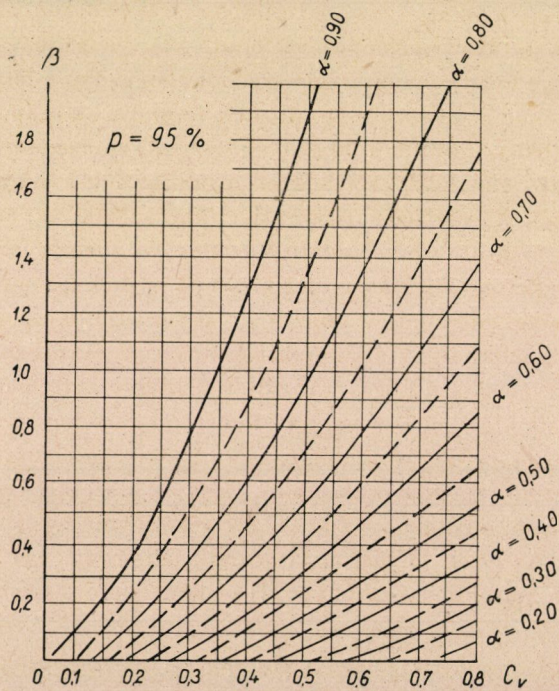
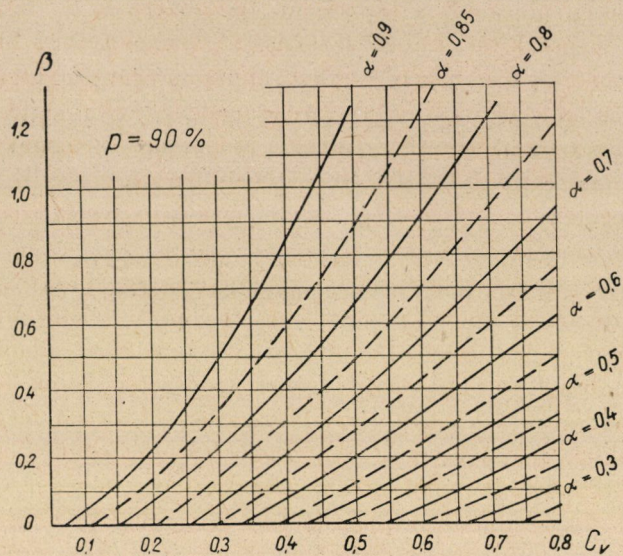


2. ábra. Grafikon vízerőtelep kiépítési teljesítményének meghatározására

A fentebb vizsgált esetekben a tározás célja a víz hasznosítása. Különleges feladat a nagy vizek tározása az árvizek elleni küzdelem és a vízepítési műtárgyaknál a vízátbocsátó nyílások méreteinek csökkentése céljából.

A tározási számításoknál a szovjet kutatók jelentős eredménye az utolsó évtizedekben a valószínűség elméletén alapuló módszerek kidolgozása volt. Ezek a módszerek a vízmennyiség évi értékének és a vízmennyiség 2–3 stb. éves összegének valószínűségi eloszlásából indulnak ki. Az egyik ilyen módszer elvi vázlata a következő :

Legyen az évi vízszükséglet A , a tározó medence térfogata W . Vizsgáljuk a tározó működését abban a legegyszerűbb, feltételezett esetben, ha a vízkészlet és a vízfogyasztás az év folyamán egyenletesen oszlik el. Azokban az években amikor a vízmennyiség a vízfogyasztás kielégítésére még akkor is elegendő



3. ábra. Nomogramok a sokéves tározó térfogat számítására

ha az év kezdetén nincs víz a tározóban, természetesen a vízszolgáltatásban nem történhet megszakítás. Ennek az évnek T vízmennyisége kielégíti a $T > A$ egyenlőtlenséget. Azokban az években, amikor a vízmennyiség nem elegendő a vízszolgáltatás fenntartására még a tározó medence teljes térfogatával együtt sem, az üzemzavar elkerülhetetlen. Ehhez a csoporthoz tartoznak azok az évek, melyek vízmennyisége a $T < A - W$ egyenlőtlenséget elégíti ki. Az egyes esetekhez tartozó évek valószínűsége az évi vízmennyiségek tartóssági görbéje alapján határozható meg.

Azokban az években, amikor a vízmennyiség az $A > T > A - W$ tartományon belül van, az esetleges vízszükség az előző év vízmennyiségétől függ.

A tározó medence üzemének megbízhatóságát úgy állapíthatjuk meg, hogy a valószínűségi görbék összegezésének módszerei szerint olyan görbét szerkesztünk, amelyek a kérdéses év lefolyásán kívül az azt megelőző év lefolyását is magukban foglalják; a továbbiakban hasonló feldolgozást kell végezni 3 és több éves csoportokból álló időszakokra is.

A számítások eredményeképpen az évi vízmennyiségek két főcsoportba: *a megszakítatlan és megszakított üzemű évek* csoportjába oszthatók, és így megállapítható a tározó medence biztonságos üzemének valószínűsége.

Azok a módok is ismertek, melyek alapján a számításnál figyelembe lehet venni a lefolyás évszakos változását is. Az végrehajtott számítások alapján szerkesztettük meg azokat a Szovjetunióban széleskörűen alkalmazott grafikonokat, melyek a tározó medence térfogata vagy vízádóképessége és a vízfolyás jellemzői (az évi vízmennyiség variációs tényezője, a lefolyás évi megoszlása) és a mértékadó valószínűség között teremtenek kapcsolatot. Hasonló grafikonok láthatók a 3. ábrán a 90 és 95%-os valószínűségű (a normális, zavartalan üzemű évek százaléka) értékekre. A grafikonok vízszintes tengelyén az évi vízmennyiségek C_v variációs tényezőjét ábráztuk, az ordináta-tengelyen pedig a tározótérfogatot a hosszúidejű közepes évi vízmennyiség törtrészeiben kifejező β viszonyszámot.¹ Az ábrán feltüntetett görbék különféle α -értékeknek² felelnek meg, melyek ugyanúgy, mint a β , viszonyszámként vannak kifejezve. (Ezeknek a grafikonoknak az alkalmazása esetén az éven belüli vízhozamingadozás kiegyenlítéséhez szükséges tározóteret külön kell megállapítani.)

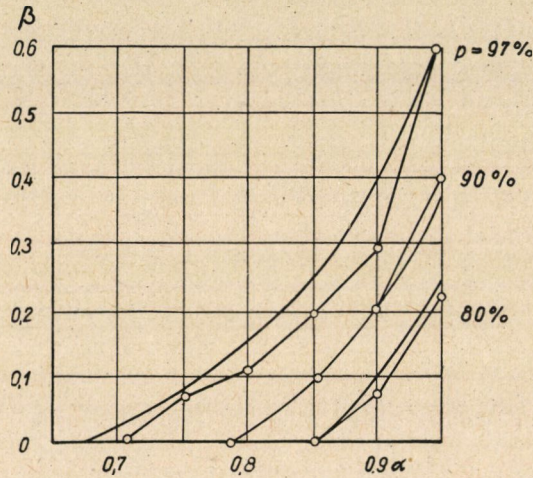
A vízgazdálkodási létesítmények főmértelei és teljesítő képessége között fennálló általános összefüggések kidolgozása a Szovjetunióban nagy szerepet játszott a tározási elméletek kialakulásában. Ezek az összefüggések tették lehetővé a tározók számítását olyan folyókon is, melyeknél nincsenek hosszúidejű megfigyelési adatok. Az ilyen folyók vízjárásának jellemzőit, kerülő úton, a hidrológiailag jobban tanulmányozott vízfolyásokkal való összehasonlítás (hidro-

¹ β a tározó térfogatával azonos évi vízmennyiségnek megfelelő közepes vízhozam és a vízfolyás sokévi átlagos vízhozamának viszonyszáma.

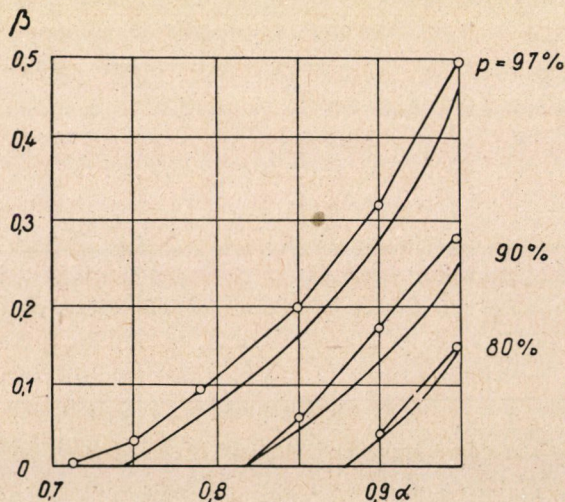
² α (relatív hidrológiai teljesítő képesség) a fogyasztás átlagos értékének és a sokévi átlagos vízhozamnak viszonyszáma.

lógiai analógia) alapján állapíthatjuk meg. A számításnál olyan valószínűségi feltételt alkalmazunk, melyet minden egyes esetben a vízfogyasztó technológiai és gazdasági jellemzőinek és a vízepítési műtárgy építési feltételeinek megfelelően választunk meg. Az általános módszerek alkalmazásával a tározó olyan üzemi kérdéseinek vizsgálata is lehetséges, melyek az egyes folyókon végzett vízmérések ideje alatt közvetlenül meg sem figyelhető ritka vízjárási jelenségekkel függnek össze.

Így például, elemezhetők a rendkívül száraz időszakokban mutatkozó víz-korlátozások, a tározótér teljes kiürítésének időtartama, az ismételt kiürítés, tehát néhány éven belüli ismételt üzem-megszakítás valószínűsége stb.



4. ábra. A $\beta_{\text{sokévi}} = f(\alpha)$ összefüggés a Nyemen folyó Szmalinyinoki szelvényére ($C_p = 0,18$).

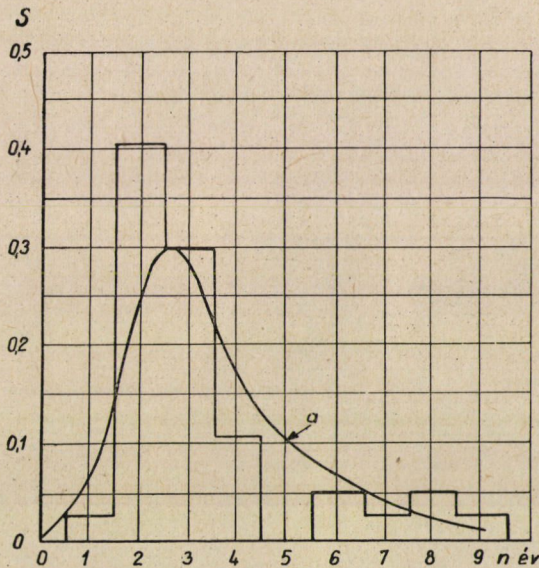


5. ábra. A $\beta_{\text{sokévi}} = f(\alpha)$ összefüggés a Rajna folyó baseli szelvényére ($C_p = 0,16$).

Nagy figyelmet szentelnek az elméleti következtetések ellenőrzésének, melyeket a közvetlen vízmérési adatokkal hasonlítanak össze.

Szemléltetésül a 4. és 5. ábrán feltüntettük az elméleti számítások eredményének (folytonos vonal) összehasonlítását a Nyemen és Rajna folyók százéves vízmérési adatainak felhasználásával nyert eredményekkel.

A 6. ábrán hasonló összehasonlítás látható arról, hogy a medence teljes kiürülésétől számítva hány év múlva várható a vízkorlátozás megismétlődése. (A függőleges tengely az előfordulási valószínűsége jellemző viszonylagos gyakoriságot mutatja. Az eloszlási ábra csúcspontja jelöli ki a vízhiány megismétlődésének legvalószínűbb időpontját.)



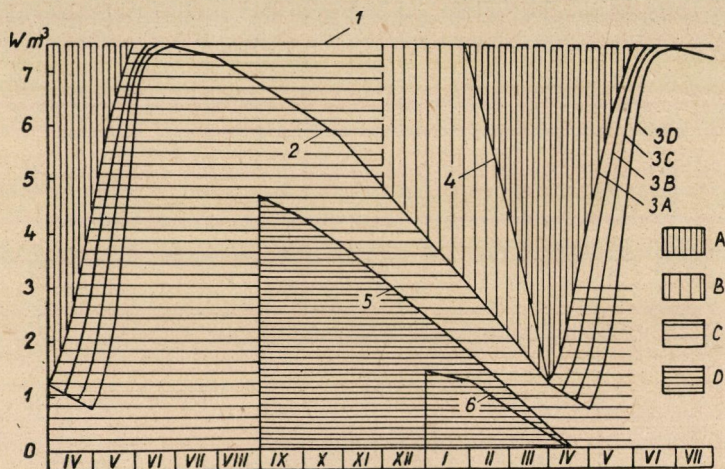
6. ábra. A tározó medence kiürítési idejének gyakoriság eloszlási görbéje
a) — elméleti eloszlás

A tározási számításokat jelenleg a Szovjetunióban az általános elméleti módszerek és az észlelési adatokra felépített vizsgálatok együttes alkalmazásával végzik.

Az általános számítás azokat az elemeket érinti, melyek többé-kevésbé pontos valószínűségi elemzést kívánnak meg. (Ilyen például a tározó vizszolgálatása sokéves tározás esetén.) A létesítmény működési viszonyainak teljes és megbízható megállapítása a vízmérési időszak konkrét hidrológiai viszonyainak vizsgálata útján történhetik.

A Szovjetunió több tározója, melyek célja az ipartelepek, települések és az öntözések vízellátása, a forró éghajlatú száraz területeken van. A víz jelentős része itt a szabad vízfelület párolgása útján vesz el, tehát a veszteségek helyes értékelésének nagy jelentősége van.

A párolgás megfigyelésére a Szovjetunióban párolgási állomáshálózatot létesítettek nagy medencékkel. De tanulmányozzák a párolgást a meglévő tározó medencéken is. A tervezési gyakorlat azokat a kutatások alapján levezetett összefüggéseket használja, melyek a párolgás intenzitása és az ezt meghatározó tényezők: a vízhőmérséklet, a levegő nedvességtartalma, a szél-erősség stb. között adnak meg összefüggést. Folyamatban vannak olyan kutatások, melyeknek célja a szélességi körök helyzete és a helyi légnedvesség, valamint szélviszonyok közötti összefüggéseket megállapítani. A tapasztalat azt mutatja, hogy a nagy víztározók létesítése egyrészt csökkenti a telítettségi hiányt a légkörnek vízfelülettel érintkező alsó rétegeiben, ami a párolgás csökkenéséhez vezet, másrészt a felület érdességének csökkentése miatt növeli a szél-erősséget, ami a párolgást növeli.



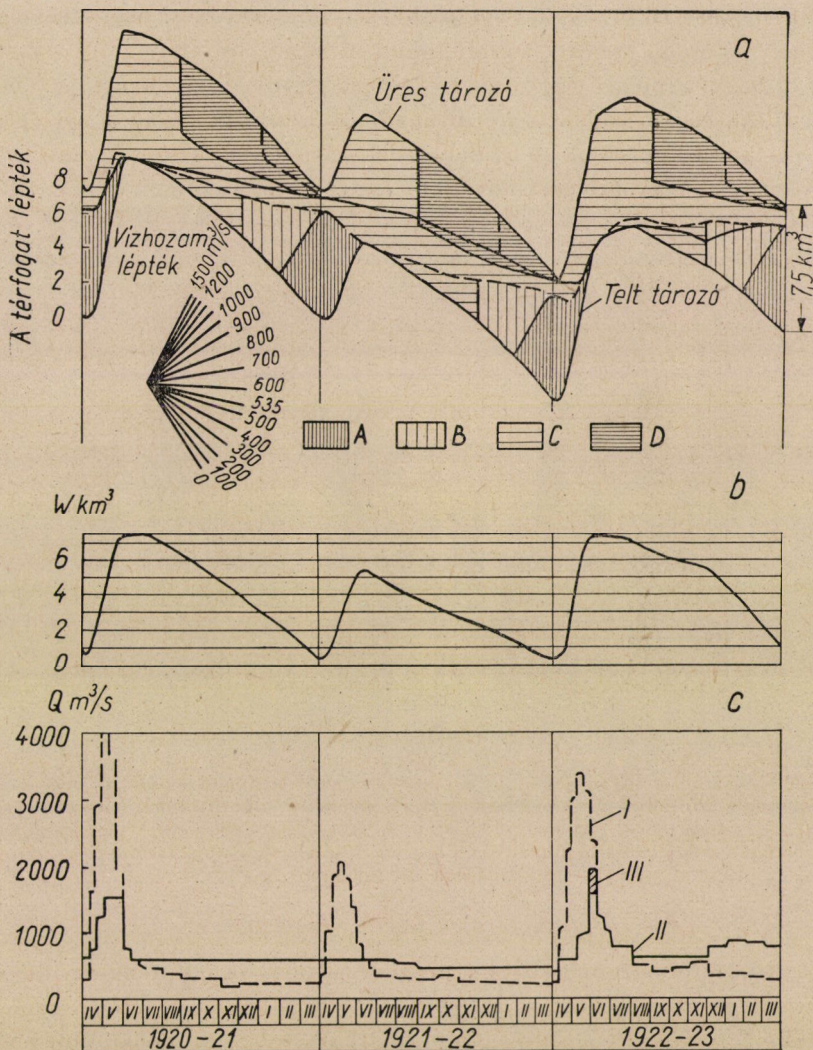
7. ábra. Grafikus kezelési utasítás

1 — telt tározó medence; 2 — korlátozások elkerülésének feltétele, üritési ág; 3A — korlátozások elkerülésének feltétele, töltési ág, ha a nagyvizek kezdete április 1; 3B, 3C, 3D — ugyanaz, május 10, május 20, június 1; 4 — a felesleges vízbocsátás elkerülésének feltétele; 5 — 80%-os korlátozások vonala; 6 — ugyanaz 60%-ra; A — a teljes átbocsátó képesség tartománya; B — a felemelt szolgáltatás tartománya; C — szavatolt szolgáltatás tartománya; D — korlátozások tartománya

A tározó üzem vezetése

A tározótér üzemének tervezésénél a mérnöknek rendszerint sokéves adatok állnak rendelkezésére azokból az időszakokból, amikor vízméréseket végeztek. A terveknek a valóságba való átültetéséhez és ahhoz, hogy a tározó medence beváltsa a hozzá fűzött reményeket, az szükséges, hogy a vízkészlet növelését és a víz lebocsátását kellő utasítások szerint irányítsák. Ezeknek az utasításoknak a kezelő személyzettől csak annyit szabad megkövetelni, hogy a vízjárást annyira ismerjék előre, amennyire ezt a hidrológia jelenlegi fejlettségi fokán az előrejelzés lehetővé tesz.

A Szovjetunió gyakorlatában a hasonló jellegű kezelési utasításokat általában az ún. „diszpécser grafikonok” alakjában adják meg. Ezek a grafikonok kapcsolatot adnak a vízlebocsátás (mint függőváltozó) és a naptári idő, valamint a duzzasztási szint (mint független változó) között. Hasonló kapcsolatokkal vehetjük figyelembe a hasznosított vízfolyás vízjárásának évszakonkénti meg-



8. ábra. A tározó medence működésének ábrázolása a vízmennyiségek integrálgörbéjével az 1920—1923. évekre

a) A vízhozamszabályozás feltüntetése a lefolyás integrálgörbéjén ; b) a tározó medence töltésének grafikonja ; c) a természetes és a tározással módosított vízhozamok időszora ; A — a teljes átbocsátó képesség tartománya ; B — a felemelt szolgáltatás tartománya ; C — aszavatolt szolgáltatás tartománya ; D — a korlátozások tartománya ; I. — a természetes vízhozam értéke ; II. — a tározással módosított vízhozamok ; III. — az átbocsátott vízfelesleg

oszlására jellemző arányszámokat. Emellett biztosíthatjuk a tározótér működésének magas hatásfokát azáltal, hogy a nagyvizeket megelőzően kellő időben kiürítjük és a kisvizek kezdete előtt a szükséges tartalékokat biztosítjuk. Sokéves tározás esetén hasonló kezelési utasításokkal tervezik meg az évről évre átadó víztartalékokat, melyet csak a garantált minimális vízszolgáltatás fenntartására használhatnak fel. A tározó térnek az érinthetetlen tartalék fölé eső részét a vízfolyás kihasználási fokának növelése érdekében minden évben kiürítjük a nagyvizek előtt.

A kezelési utasítás grafikonjára példa a 7. ábra.

A 8. ábrán ábrázoltuk a tározó medence kezelési utasítás szerinti üzemét a vízjárás integrál görbéjének segítségével.

A tározók kezelési utasításának további tökéletesítését és a *hatásfok növelését a hidrológiai előrejelzések pontosságának növelésével érhetjük el.* Az ilyen előrejelzések lehetővé teszik, hogy a tározó medence kezelési utasítását a természetének megfelelően állapíthassuk meg minden egyes év hidrológiai sajátosságának figyelembevételével.

A vízerőmű üzemi viszonyai

A vízfolyás vízerő céljára történő tározásánál és hasznosításánál több fontos sajátosság merül fel. Az egyik sajátosságot a vízerőműveknek az energiarendszerben több erőművel való együttes üzeme, a másikat a tározó medence és az alvíz szintjétől függő esés változékonysága határozza meg.

A Szovjetunióban a jelentősebb erőművek rendszerint energiarendszerekben dolgoznak más típusú erőművekkel együtt. Legtöbbször az energiarendszerben hőerőművek is vannak. A vízerőműnek az ilyen rendszerben való részvétele lehetővé teszi a terhelés átcsoportosítását az energiaforrások között. Nedves időszakban a vízerőtelepek teljes terheléssel és lehetőleg egész nap egyenletesen dolgoznak. A hőerőművek ebben az időszakban az energiarendszer terhelési grafikonjában csak a felső csúcokat adják. Száraz időszakban a vízerőtelepeken csökken az energiatermelés. Ilyenkor ezek adják a terhelési diagram csúcspontjait. Ezzel elérhető, hogy aránylag jelentéktelen napi közepes energiatermeléssel, de nagy teljesítménnyel vegyenek részt a terhelési csúcspontok felvételében. A hőerőművek abban az időszakban az alapenergiát adják.

Az energiarendszer össz munkájában különleges értelme van a vízerőmű ún. *szavatolt energia szolgáltatásának.* Ez azt az energiamentiséget jelenti, amely szélső esetben még elegendő ahhoz, hogy az energiarendszer többi tagjával együtt biztosítsa az energiaszükségletet. A szavatolt vízenergia-teljesítményt a mértékadó biztonságnak megfelelően állapíthatjuk meg. Ez, mint fentebb már említettük, a nagy teljesítményeknél általában a zavartalan évek 90–95%-os valószínűségű értékének felel meg. Az ennek megfelelő gyakoriságú száraz idő-

szakban termelt energia a terhelési diagram csúcscrészeire kerül. Így állapítható meg azoknak a hőerőműveknek a teljesítménye, amit a vizsgált vízerőművel helyettesíthetünk.

A kiépítési teljesítményt ezzel a teljesítménnyel egyenlőnek vagy ennél nagyobbak vesszük. Az utóbbi esetben a vízi energia kiépített teljesítményének fölöslege lesz, amit felhasználhatunk nagyvizek idején az összes termelt energiamentiség növelésére. Nem csökkenti azonban az energiarendszer hőerőműveinek teljesítményét, tehát nem mentesíti a népgazdaságot ennek a teljesítménynek a beállításával kapcsolatos költségektől.

A fentebbiekre támaszkodva tárgyalhatjuk azokat a gazdaságossági kérdéseket, amelyek a hőerőművekkel közös rendszerben termelő vízerőművek két alapvető energetikai mutatószámával kapcsolatosak. Az egyik mutatószám a „helyettesített teljesítmény” arra a beruházási költségre utal, amely a kérdéses vízerőműnek hőerőművekkel való pótlásához kellene. A második mutatószám, amely gazdasági értékében azzal a fűtőanyag-mennyiséggel fejezhető ki, amelyre a kérdéses vízerőmű által termelt energiamentiségnek a rendszer hőerőművein való előállításához volna szükség. Az említett két mutatószám a tározás teljesítő képességének adataival kapcsolatos. A helyettesített teljesítmény a kiépítés mértékéül választott vízhozam tartósságtól függ. A vízerőmű évi átlagos energiatermelése a tározás relatív hidrológiai teljesítő képességétől (a tározóval biztosított átlagos fogyasztás és a vízfolyás sokévi átlagos vízhozama viszonyától) függ. A vízerőmű üzemének említett adatai összefüggenek a tározás hidrológiai adottságaival. Az összefüggés jellegét a folyó vízjárásának sajátosságai szabják meg.

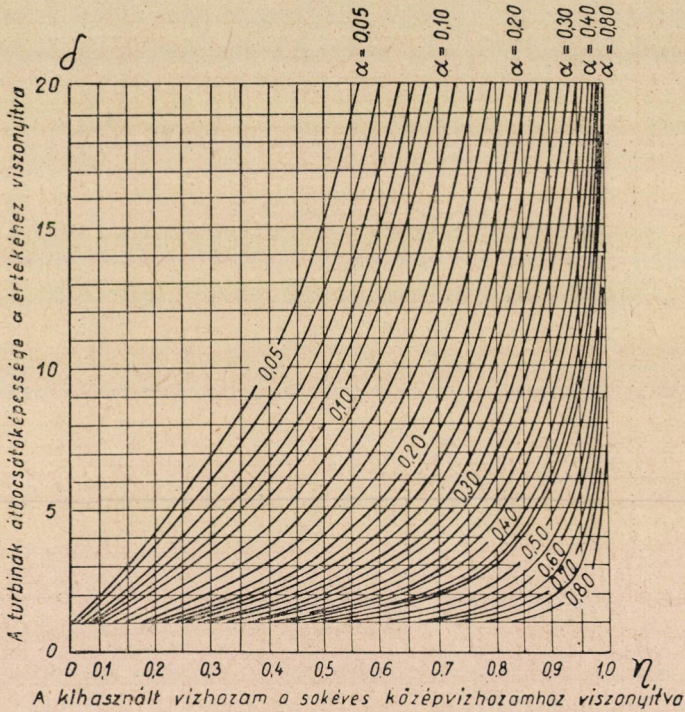
Egy ilyen összefüggésre a 9. ábra ad példát.

Azt a tározási módot, melynél a gazdaságilag legkedvezőbb viszonyok állnak fenn, a tározó kezelési utasítása rögzíti. Ezt az utasítást általában a kiépítési teljesítmény legnagyobb mértékű elérésének elvén készítik. Ezért a tározó víztartalékainak lebocsátása csak olyan mértékben engedhető meg, amennyire ezt a szavatolt teljesítmény megengedi. Csak a nagyvizek előtti időszakban — a Szovjetunió folyóinak legnagyobb részén télen — engedhető meg a vízfeleslegek lebocsátása azért, hogy előkészítsék a tározót a nagy vízmennyiségek befogadására. A nagyvíz előtt évenként a tározót csak olyan mértékig ürítik ki, hogy még a legkisebb vízmennyiség esetén is megteljen a következő kisvízes időszak kezdetéig.

Valamilyen fogyasztó-körzet *egyetlen* energiaforrásaként, különállóan dolgozó vízerőtelep üzemi viszonyait más elvek alapján szabályozzák. A fogyasztóknak az ilyen művel szemben támasztott igényei mereven vannak rögzítve. A vízerőtelepnek a fogyasztók által megkívánt teljesítményt minden időpontban szolgáltatni kell. A hőerőművek energiatermelésének csökkentésére fordítható fölöslegek fogalma itt elesik. Így a különállóan dolgozó vízerőmű tározási terve meghatározott energiamentiség biztosítását szolgálja. Az energiaszük-

séglet természetesen ingadozhatnak az év és nap folyamán, ez azonban nincs kapcsolatban a vízjárás ingadozásával.

Az esés változása a vízerőmű üzemének tanulmányozását bonyolulttá teszi. A fogyasztónak szavatolható vízmennyiség a tározótér növekedésével mindig növekszik. (Ennek helyessége csak a víztükörfelület növekedésétől függő párolgási veszteség növekedése miatt lehet kétséges. Ilyent figyeltek meg néha a Szovjetunió aszályos területein.) Ha a vízerőtelepnek energetikai jellemzői nemcsak a vízhozamtól, hanem az eséstől is függenek, akkor más törvények érvényesülnek. Változó esésnél a felhasználható tározó térfogat növekedés

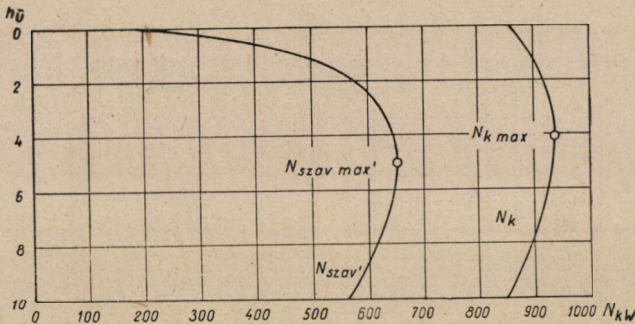


9. ábra. Az η kihasználási tényező összefüggése az α tározási tényezővel és δ mű δ felhasználási tényezőjével

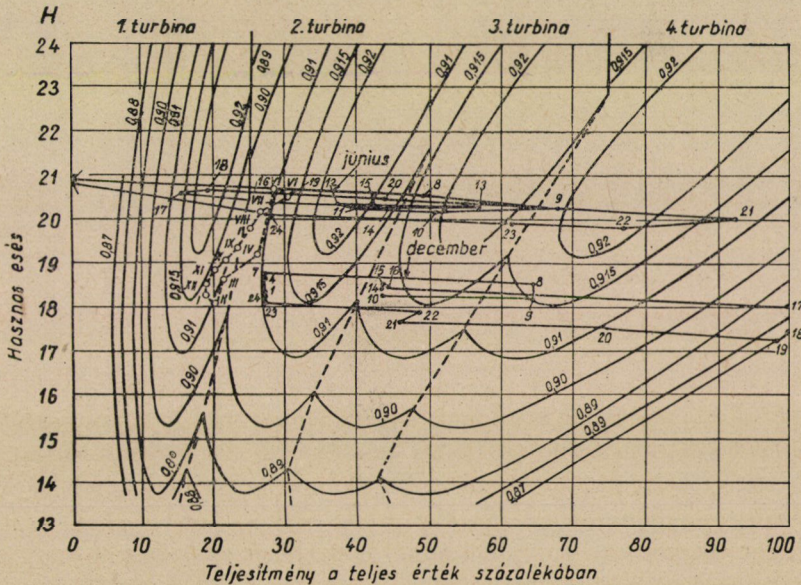
mélyebb kiürítési lehetőséget is ad, ami egyrészt a vízkészlet hasznosítási fokának emelkedéséhez vezet, másrészt csökkenti az esést. Ezért a tározó térfogat és az általa biztosított szolgáltatás értéke közötti kapcsolat görbéje domború alakú. A maximális energiatermelés meghatározott ürítési mélységhez tartozik. A tározótér energia szempontjából annál mélyebben célszerű kiüríteni, minél kisebb a közvetlen átfolyó vízmennyiség viszonya a tározótér hasznos térfogathoz.

A 10. ábra a tározó medence ürtési mélységének a vízerőtelep sokévi közepes és szavatolt teljesítményéhez való viszonyát szemlélteti.

Egy másik korlátozás, amit az esés változás a tározás szempontjából jelent, abban áll, hogy a vízerőtelep turbinái névleges teljesítményüket csak egy bizonyos kritikus értéket felülmúló esésnél képesek leadni. Ezt a tényt figyelembe kell venni annak a teljesítménynek a meghatározásánál, amellyel a vizsgált vízerőtelep ténylegesen részt vehet a terhelési grafikon maximumának biztosításában. A turbinaesés szempontjából kedvezőtlen üzemének vizsgálatánál a vízerőmű napi szabályozásánál figyelembe kell venni a felvízszín csökkenését és az alvízszín emelkedését, valamint olyan tényezőket is, mint aminő a



10. ábra. Összefüggés a vízerőmű szavatolt napi közepes és sokévi közepes teljesítménye és a tározó medence ürtési mélysége között



11. ábra. Vízerőmű turbináinak többszörös esés-teljesítmény diagramja az üzemi pontok feltüntetésével

folyómeder jég által bekövetkező szűkítése. A turbina üzem napi teljesítményszabályozás alapján végzett vizsgálatának eredményei a 11. ábrán feltüntetettekhez hasonlóak. A grafikon feltünteti:

a) a vízerőtelep havi közepes teljesítményének és esésének értékeit száraz évre (vastag pontozott vonal) és

b) a teljesítmény, valamint az esés napi változását a júniusi és decemberi terhelési diagram esetén.

A Szovjetunió nagy vízerőtelepei többé-kevésbé összetett vízgazdálkodási egységek részei, melyek a vízerőhasznosítás mellett a mezőgazdasági vízellátás, víziközeledés stb. létesítményeit is magukban foglalják. A vízjárás szabályozásánál figyelembe kell venni valamennyi, a vízszolgáltatásban érdekelt vízgazdálkodási ág érdekeit. Figyelembe kell venni szükségleteiket mind a művek és a tározó medencék főméreteinek megválasztásánál, mind pedig a kezelési utasítások összeállításánál.

TAVAK, FOLYÓK ÉS TÁROZÓ MEDENCÉK HŐMÉRSÉKLETI VISZONYAI TÉLEN

K. I. ROSSZINSZKIJ

(Szojjetunió)

A felszíni vizek hőmérsékletének alakulását a víz és közvetlen környezete között folyamatosan végbemenő hőkieserélődés szabályozza. Ez a környezet egyrészt a légkör és tovább haladva a világűr, másrészt a meder.

Nézzük röviden a hőkieserélődés főbb összetevőit. Ezek első csoportja a víz és levegő közötti hőkieserélődést határozza meg.

A vízfelület és a légtér közötti hőkieserélődés folyamatai eltérően mennek végbe aszerint, amint a víz felülete szabad vagy pedig jéggel borított.

A nyílt vízfelület hőleadásához tartoznak a következők :

1. A közvetlen hőcsere (C_τ) a víz és levegő érintkezési felületén.
2. A víz párolgási hője (C_d)

Ezeknek a hőáramlásoknak az értékeit adja megközelítőleg Sz. N. Krickij, M. F., Menkelj és K. I. Rosszinszkij egyenlete, melyet a nyílt vízfelületek hőleadásának megállapítása céljából végzett helyszíni megfigyelések adatai alapján állítottak fel.

$$C_\tau + C_d = 0,25 [0,46 (\tau - \tau_a) + (a - a_a)] (1 + 3w) \frac{t \cdot \text{kal}}{\text{m}^2 \cdot \text{nap}},$$

ahol τ a víz hőfoka

τ_a a levegő hőfoka

w a vízfelület felett 1 m magasságban mért szélesség m/s-ban ;

a_a a levegő párányomása (higanyoszlop mm-ben) ;

a a vízfelület hőfokának megfelelő telítettségi párányomás.

3. A vízfelület kisugárzása, amely tulajdonképpen a víz hősugárzása és a levegő ellentétes irányú sugárzása közötti különbség (I_e). O. Devik szerint :

$$I_e = 2,6 (1 - 0,9 n) + 0,091 (\tau - \tau_a) \frac{t \cdot \text{kal}}{\text{m}^2 \cdot \text{nap}},$$

amelyben n az égbolt felhő által eltakart része.

4. A víz által elnyelt napsugárzás és égsugárzás (I).

Ez az érték alapjában véve a napállás magasságától és az égbolt felhős voltától függ.

A $C = C_r + C_d + I_e - I$ összeg jellemzi a nyílt vízfelület hőcseréjét. A jégtakaró a hőkicserélődés folyamatában elvi változást okoz. A jég és a ráeső hó már 0,10–0,20 m vastagság esetén gyakorlatilag megszünteti a sugárzó napenergiának behatolását a vízbe és kizárja a víz ellentétes irányú kisugárzását. A sugárzó hőkicserélődés hiányában pedig a jég és a víz határán állandósult 0°-os hőmérséklet teljesen megszakítja a víztömeg belsejében végbemenő hőmérsékleti folyamatok és a külső meteorológiai viszonyok közötti kapcsolatot. A vízfelület és a jégtakaró közötti hőkicserélődés független a légköri viszonyoktól, és a jégtakaró alsó felületén kialakuló hőmérséklet szabályozza. Ugyanakkor a jégen keresztül a légkörbe behatoló hőáramlás intenzitását közvetlenül a levegő hőmérséklete és az az ellenállás határozza meg, amely a hó- és jégtakarók hőemelkedését okozza.

Az időjárás alakulásától függően a víztömegben és jégtömegben egyidejűleg fellépő hőáramlások nagyságra, sőt néha (pl. hóolvadás esetén) még irányra is különböznek egymástól. Az ilyen eltérés következményeként jelentkező hőegyensúly megszakítást a jégképződés rejtett hőjének fogyasztása vagy felhalmozódása, illetve a jég fagyása vagy olvadása fedezi. Ily módon a jégtömeg változása a hőkicserélődés szabályozójának szerepét tölti be.

• A hőegyensúly második alapvető csoportja a víz és a meder közötti hőcsere (S_d).

A mennyiségi becslés eljárásai a meder ágyazatául szolgáló kőzetekben fellépő hőterjedés egyenletének a közelítő integrálásához vezetnek. A Szovjetunió európai részének közepes földrajzi szélességeire vonatkozó fenék általi hőelnyelés augusztusban mintegy $0,40 \frac{t \cdot \text{kal}}{\text{m}^2 \cdot \text{nap}}$, januárban, februárban és márciusban mintegy $0,10 \frac{t \cdot \text{kal}}{\text{m}^2 \cdot \text{nap}}$ -ra tehető.

A fenékből jövő, télen megfigyelhető hőáramlás intenzitása leginkább az éghajlattól függ. Rövid hűvös nyár és tartós tél esetén, például a szibériai viszonyok között, előfordul, hogy az S_d értékeket 1,5–2-szeresen kell kisebbeknek venni a fent megadottaknál. Hosszú és forró nyár esetében viszont S_d növelése ajánlható.

Folyókban és csatornáknban — ha a vízmozgás sebessége jelentékeny — a hőegyensúly lényeges részét alkotja az az S_e hőmennyiség is amely a folyadék belsejében a surlódás leküzdése folytán a folyadék mozgási energiájának hővé történő alakulásakor keletkezik.

A víztükör egységnyi felületére vonatkoztatott S_e hőmennyiség, amely az időegységben létrejön, az alábbi kifejezéssel határozható meg:

$$S_e = \frac{1}{427} \gamma u H i,$$

ahol γ a víz térfogatsúlya

u a vízmozgás sebessége (m/nap),

H a vízmélység,

i a vízfelület esése,

427 a mechanikai hőegyenérték.

A fentebb megvizsgált tényezőkön kívül a felszíni vizek hőegyensúlyában szerepet játszik még a talajvizek által a mederbe vitt hőmennyiség is. Ennek a tényezőnek a jelentősége csekély, mert a talajvizek behatolása a vízrendszer teljes hosszán oszlik el, s ezért az 1 km-nyi mederszakaszra csekély talajvízfogyasztás esik. Mindazonáltal egyes helyeken, ahol a talajvizek hozama nagy, ez a hőmennyiség is számottevő lehet.

A szabad felületű vizek hőegyensúlyában az utóbbi két (S_e és S_d) összetevő nagyon kicsiny a nyílt vízfelület hőcserélődéséhez képest. Jégtakaró esetében viszont a fenék hőleadása döntő fontosságú.

Most pedig nézzük meg a víztérben végbemenő vízhőmérséklet alakulásának folyamatait.

Az eredő hőáramlás, amely a befogadó melegítését vagy lehűtését határozza meg, állandóan ingadozik a meteorológiai viszonyok változása szerint. Átlagos viszonyokra vonatkoztatva azonban minden évszakban teljesen határozottan megadható a hőváltozás eredő iránya. Ezeknek megfelelően a víz hőmérsékletének a felszíni vizekben végbemenő évszakai ingadozásai, az eredő áramlás előjelét tekintve, folyamatos évi menetet mutatnak, amely évről évre törvényszerűen ismétlődik.

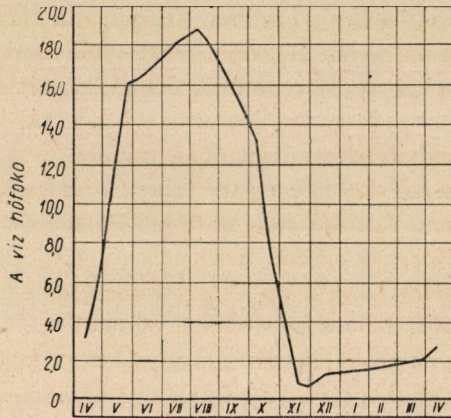
Nem érintve a Bajkál tóhoz hasonló nagy és mély természetes tavak viszonyait, vizsgáljuk meg az aránylag kis mélységű szárazföldi vizek évi hőváltozásának menetét, amelyekkel elsősorban kell foglalkoznia a vizimérnöknek.

Tavasszal és nyáron a hőháztartás bevételi tételei nagyobbak a kiadási tételeknél, ezért a víz felmelegszik (1. ábra). A felmelegedés a nyár közepéig folytatódik, amikor a víz hőfoka maximumát éri el és megközelíti a levegő hőfokát, de valamivel alatta marad. A felmelegített víz melegebb lesz, mint a felszíni víz medrét képező kőzet, és a légkörből kapott hő egy részét a mederágnak adja át. Ősszel a lehűlés eredményeként a víz (és általa a meder is) kezdi leadni hőjét a légkörnek. A fagyok beállta után a felületi vízrétegek hamarosan lehűlnek zérus fokig, s ezután beáll a teljes áthűlés és megkezdődik a jég képződése.

Száltól védett állóvizekben, melyekben semmiféle észlelhető áramlás nincs, az áthűlés csak vékony vízrétegre tud kiterjedni, mert a gyorsan képződő jégtakaró megvédi a vizet a további lehűléstől. Ilyenkor a jégképződés időpontjában a mélyebb vízrétegek hőfoka megőrzi lényegesen pozitív értékét.

Folyóvizekben a turbulens keveredés következtében és az átfolyás nélküli nagy vízterű állóvizekben a hullámozgás hatására az áthűlés mélyre terjed. A jégtakaró kialakulását megelőző időpontban az egész víztömeg hőmérséklete rendszerint a zéruspont közelében van vagy a víz túlhűl.

Az összefüggő jégtakaró kialakulásának időpontjában a felszíni víz elszigetelődik a légkör befolyásától. Ennek megfelelően a víz hőmérséklet alakulásának feltételei lényegesen megváltoznak. Az egyetlen külső tényező, amely befolyást gyakorol a jéggel borított víz hőmérsékletére, a meder hőmérsékletének alakulása (a mozgó folyadék belsejében kifejlődő hó csupán akkor kezd számottevő szerepet játszani, ha az áramlás sebessége meghaladja a 0,40–0,50 m/sec-ot, vagyis természetes vízfolyások esetében). A víznek a téli hőcserélődés folyamatában való részvétele főképpen a fenékről a jég alsó felületére való hőátadásra vonatkozik. Ezek során a víz hőfokát meghatározó legfontosabb tényező a víz hővezető képessége. Minél kisebb a hővezető képesség, annál nagyobb a termikus gradiens, amely adott intenzitású hőáramláshoz szükséges, és ennek megfelelően annál magasabb az egyes függvényekben a víz középhőmérséklete.



1. ábra. A víz középhőmérsékletének évszakok szerinti ingadozása (a Bjeloc ozero = Fehér tó mérési adatai szerint, Koszino falu, Moszkva kerület, 1924.) (25 év)

Állandósult hőmérséklet-eloszlás esetén a teljes víztérben olyan hőmérsékleti gradiens alakul ki, amely elegendő a mederből felvett teljes hőmennyiségnek (úgyszintén a belső sűrűlódás hőjének) a továbbításához. Ilyenkor a hőáramlás irányának megfelelően a fenékmenti vízrétegek erősebben melegszenek, mint a felületiek. A felületi réteg hőmérséklete az egész idő alatt zérus fokon marad, legmelegebb rétegek pedig a mederfenék mentén helyezkednek el.

Tegyük fel, hogy a víz hővezető képessége minden rétegében azonos. Ebben az esetben az állandósult (permanens) hőáramlás viszonyait az

$$S = k \frac{\tau_m - \tau_f}{H}$$

egyszerű képlettel fejezhetjük ki, ahol S a hőáramlás intenzitását jelenti. A vizsgált esetben $S = S_d$, (az S_e összetevőt elhanyagoljuk), k a víz hővezető képességi

együtthatója, τ_m a mederfenéknél levő réteg hőmérséklete, τ_f a felszíni réteg hőmérséklete, H a víz mélysége.

Jégtakaró alatt τ_f permanens hőáramlás és függőleges irányban állandó hővezető képességet feltételezve az egyes függvényekben a víz középhőmérséklete

$$\tau_k = \frac{\tau_m}{2}.$$

A megfelelő helyettesítések után

$$\tau_k = \frac{S_d H}{2k},$$

ahol S_d az egyes víztartók földrajzi fekvése szerint aránylag szűk határok között változik, s ezért a felszíni vizek téli hőmérsékleti folyamatának jellegét főként a víz hővezető képessége (k hővezető képességi együttható) és a vízmélység szabja meg.

A hőátvitel a folyadékban két úton történik: a molekuláris mozgás (fizikai hővezetőképesség) és a keresztmetszeti áramlások útján, illetve eredményeként. Nagyméretű vizekben a folyadék belső hőmozgásaiban a főszerep a keresztmetszeti áramlásra esik.

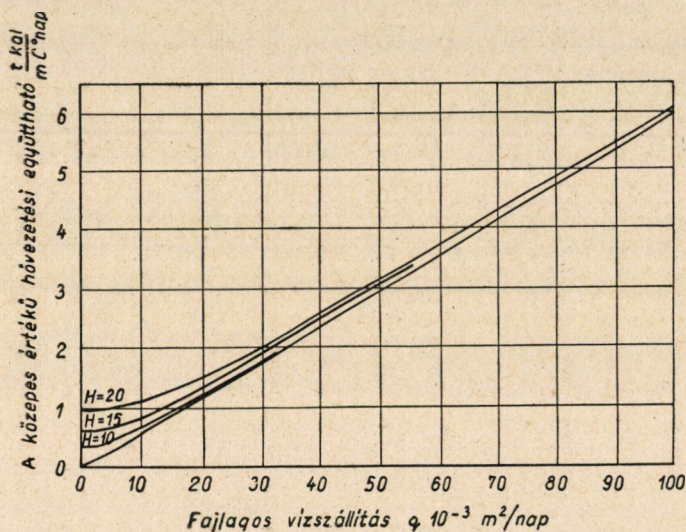
Két fajta keresztmetszeti áramlás ismeretes: az egyenlőtlenül felmelegített vízrétegek sűrűségi különbsége által okozott szabad és a mechanikai hatások következményeképpen jelentkező kényszerített keresztmetszeti áramlás. Mint ismeretes a víz sűrűségének maximuma $+4^\circ$ hőmérsékletnél van. Ezért a folyókban és a tavakban a hőáramlás iránya az év nagy részén a függőleges hőmérsékleti rétegződéssel esik egybe, ami a vízsűrűség különbségének felel meg. Télen, amikor a hőáramlás felfelé irányul, a könnyű hideg víz a felszínen helyezkedik el, a nehéz meleg víz pedig a fenéken; nyáron a fordított elrendeződés figyelhető meg.

A szabad keresztmetszeti áramlás a felszíni vizekben függőleges irányban csak a tavaszi és az őszi átmeneti időszak alatt fejlődik ki, amikor a víz hővezető képessége erősen megnövekedik és a víz hőmérséklete egész mélységében kiegyenlítődik. Az ilyen jelenséget a hidrológiában őszi és tavaszi hőkiegyenlítődésnek (homotermiának) nevezik.

Télen és nyáron a szabad keresztmetszeti áramlás csupán közvetve jelentkezik, amennyiben az azonos mélységben levő vízrészecskék közötti hőmérsékletkülönbség vízszintes irányú vízmozgást vált ki. A hőkiegyenlítődés alapvető tényezőjévé a kényszerített keresztmetszeti áramlás válik. Legfőbb formája a turbulens vízmozgással végbemenő hőátadás, ami még kis sebességű vízmozgás esetében is kialakul. Nyáron, amikor a vízfelület jégmentes, a keresztmetszeti áramlást a szél okozta hullámzás is erősíti.

A víz hővezető képességének elméleti kérdései még nincsenek teljesen tisztázva. Mégis a fent említett megfontolások és adatok lehetővé teszik, hogy a felszíni vizek hőháztartásának főbb elemeit számba vehessük.

A szabad keresztmetszeti áramlás intenzitása — egyébként azonos feltételek mellett — a vízmélységgel együtt növekszik. A turbulens keveredés hatására keletkező kényszerített keresztmetszeti áramlás a Reynolds-számhoz kapcsolódik, amely — ha a hidraulikus sugarat az átlagos vízmélységgel helyettesíthetjük — a fajlagos vízszállítással arányos. Ily módon feltételezhetjük, hogy a víz hővezető képességének együtthatója a jéggel borított víztérben a mélységtől és a fajlagos vízszállítástól függ (2. ábra).



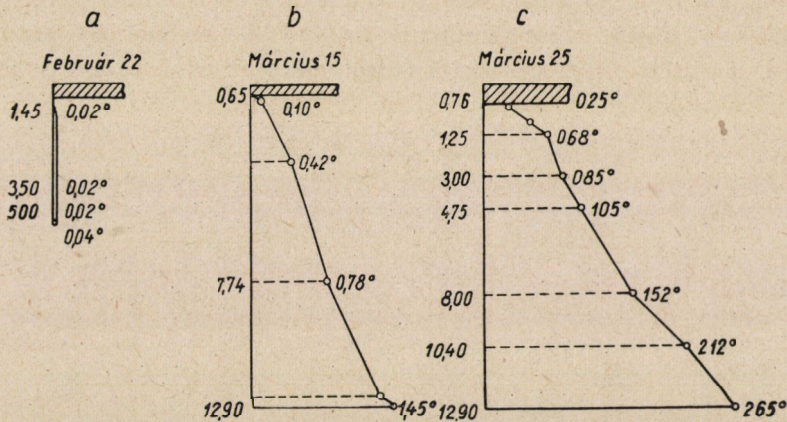
2. ábra. A hővezetési együttható középértékének a fajlagos vízszállítással és a meder átlagos mélységével való összefüggése

Állóvizekben és csekély átfolyású medrekben, amelyek jégtakaróval vannak borítva, a hőátvitel leginkább a szabad keresztmetszeti áramlás által történik, s így a víz hővezető képessége a vízmélységgel növekszik. Az átfolyás sebességének növekedésével a turbulens keveredés válik a hőcserélődés legfőbb tényezőjévé.

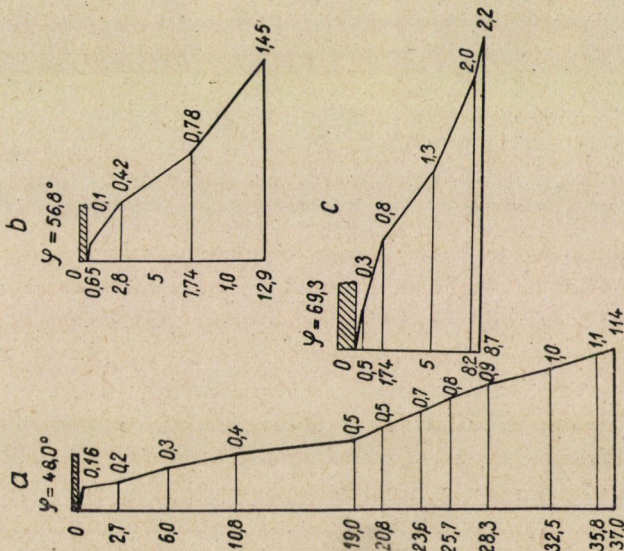
Minél nagyobb az átfolyás sebessége, annál intenzívebben megy végbe benne a folyadékrétegek közötti turbulens vízmozgás, és annál nagyobb lesz a víz hővezető képességének együtthatója.

A legutóbbi egyenletnek megfelelően a felszíni vizekben kialakuló víz-hőmérséklet permanens hőfolyamat esetén a hővezetési együtthatóval fordítva arányos. Minthogy ez utóbbi az átfolyás növelésével együtt növekedik, ezért vízfolyásokban (különben egyenlő feltételek mellett) a víz rendszerint hidegebb,

mint a csekély átfolyású állóvizekben. Ennek szemléltetésére a 3. ábrán a különféle átfolyási sebességek mellett a mért hőmérsékleti keresztmetsvények vannak feltüntetve. Az átfolyás hatásával magyarázható az első pillantásra paradoxonnak látszó tény, hogy a Szovjetunió 48° északi szélességének a déli részén levő tározó medencében a víz téli hőmérséklete több mint kétszerte alacsonyabb a sarkkörön levő csekély átfolyású tó vizének a hőfokánál. (4. ábra.)



3. ábra. A különböző vízfolyásokról készített hőmérsékleti keresztmetszetek. a — csatorna, $q = 35 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{nap}$; b — átfolyással rendelkező víztározó, $q = 5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{nap}$; c — csekély átfolyású víztározó, $q = 0,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{nap}$

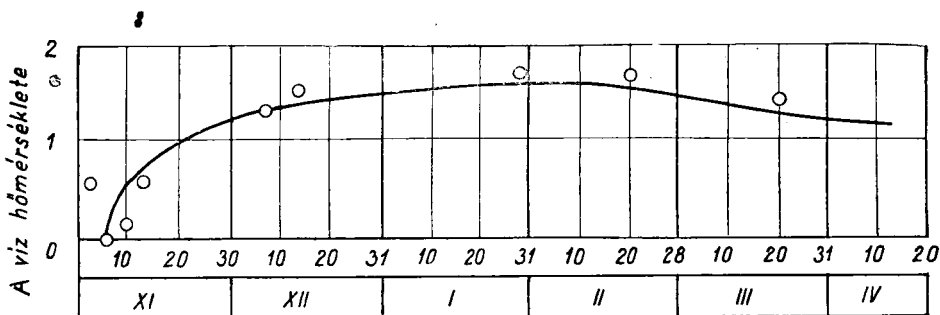


4. ábra. Különféle földrajzi szélességen levő vizekről készített, függőleges hőmérsékleti metszetek:

a — Dnyeprovszki víztározó; b — Ivanovszki víztározó a Volgán; c — tó Zapoljárj-ban

Az állandósult hóáramlásnak megfelelő hőmérsékleti viszonyok a jéggel borított vizekben fokozatosan alakulnak ki. A jégtakaró kialakulásakor rendszerint a víz igen alacsony, 0° -hoz közeli hőmérsékletű.

Az első időszakban a jégtakaró képződése után a mederágyból felvett hő egyrésze a vízben marad, és annak felmelegítésére használandik. A víztömegben áthaladó hóáramlás azonban fokozatosan felölti állandósult jellegét: egyes vízszintes síkokon áthaladó hóáramlás intenzitása fokozatosan eléri a mederágyból felvett hóáramlás intenzitását, és a víz melegedése megszűnik. A téli hőmérsékleti viszonyokra vonatkozó mérési adatokat az 5. ábrán találjuk.



5. ábra. A víz középhőmérsékletének változása a tóban: — számítás szerint; ○ megfigyelés szerint

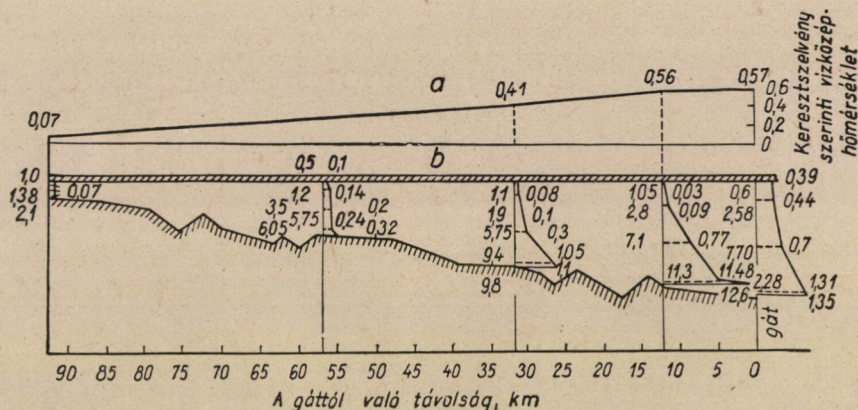
Minél magasabb az állandósult hófolyamatnak megfelelő vízhőmérséklet, annál több idő szükséges a felmelegedésre. Az olyan álló vizekben, csekély átfolyással bíró tavakban és víztározókban, ahol az állandósult hófolyamatnak sajátosan magas hőmérséklete van, a hőmérséklet növekedése az egész tél folyamán tart, és csak e folyamat intenzitása csillapodik idő múltán. Az átfolyással bíró víztározókban, folyókban és csatornáknak pedig a víznek már a tél első felében sikerül az állandósult hófolyamatnak megfelelő hőmérsékletig felmelegednie, s ettől az időponttól kezdve a mederágyból felvett hőmennyiség csökkenésével kezd lassan lehűlni. Ebben a tekintetben kivételt képeznek a kicsiny, bár átfolyás nélküli tavak és duzzasztott vizek. Csekély mélységük következtében ezek gyorsan felmelegszenek és a téli hőmérséklet-változás tekintetében az átfolyással rendelkező felszíni vizeket közelítik meg.

A vízfolyások hőmérsékleti viszonyai az időbeli változások mellett a vízfolyás hossza mentén is változnak a hidraulikai viszonyok változásai szerint. A duzzasztóművek felső bögéjében törvényszerűséget észlelhetünk a bögé hossza mentén végbemenő hőmérséklet-változásban. A duzzasztási határ közelében 0° -hoz van közel a vízhőmérséklet. A duzzasztómű felé közeledve, a hőmérséklet emelkedik. Legnagyobb értékét a víztározó legmélyebb és legszélesebb térségében éri el és az itt kialakuló hőmérséklet attól függ, hogy a duzzasztás eredményeképpen milyen mértékben csökken az áramlás sebessége és növekszik

a mélység az eredeti viszonyokhoz képest. A víztározó hossza mentén végbemenő hőmérséklet-változás általános jellegét a 6. ábra mutatja be.

Ilyen képet azonban csak akkor kaphatunk, ha a víztározó medencéjének alakja viszonylag egyszerű. Változó kiszélesedések és szűkületek esetén, több folyó beömlésekor stb. a kép bonyolódik. Ilyen például a ribinszki víztározó hőmérsékleti alakulása.

Mint ahogy a jég beállása utáni vízmelegedés a hőmérsékleti viszonyok időbeli változását okozza, éppúgy a hidraulikai viszonyok megváltozása módosíthatja a hőmérsékleti viszonyok hosszmenti eloszlását.



6. ábra. A víz hőmérsékletének változása a víztározó hossza mentén : a — a nedvesített kereszt-szelvény szerinti átlagos hőmérséklet ; b — hőmérsékleti metszetek a hajózó út függőlegesében

Ha a vízmozgás sebességi viszonyai a felsőbb mederszakaszhoz képest megváltoznak, a víz fokozatosan lehül vagy felmelegszik, s azt a hőmérsékletet iparkodik elérni, amely állandósult hőviszonyoknak felel meg az új sebességi adottságok mellett. Ilyen esetekben csökkenő hőmérsékletű mederszakaszokon a mederfenékről átvett hőmennyiség egy részét a víz a jégtakaró alsó felületére továbbítja. Az emelkedő hőmérsékletű mederszakaszokon ellentétes értelmű jelenség figyelhető meg.

Nem állandósult jellegű hőviszonyok esetén, azaz felmelegedés vagy lehülés során, a hőáramlás intenzitásának a vízmélységgel történő változása szerint a hőmérséklet eloszlás ábrája homorú alakú lesz a víz felmelegedésekor és domború lesz a víz lehülésekor.

Ilyen ábrákat láthatnánk, ha a víz hővezető képessége a mélység mentén állandó lenne. A valóságban azonban ilyen eloszlás nem észlelhető. A kereszt-metszeti áramlás intenzitása a nedvesített szelvény közepén éri el maximumát, míg a nedvesített kerülethez, vagyis a fenékhez, ill. télen a jégtakaróhoz közeledve egyre csökken. Ennek eredményeképpen a vízhőmérséklet függély menti eloszlási ábrája állandósult hőviszonyok esetén is görbe vonalú.

A Szovjetunió déli területén, ahol a tél nem tartós, a folyókon gyakran nem is képződik jégtakaró, mert a hűlési időszakokat hamarosan felváltja a felmelegedés. A jégtakaró hiányában a hőegyensúlyt közvetlenül a levegővel való hőcserélődés szabályozza, amely a nyílt vízfelületen történik. Következésképpen a meteorológiai viszonyok ingadozásaival együtt járnak a víz-hőmérséklet megfelelő ingadozásai is. Fagyok idején a víz zérus fokig hűl le, sőt némileg túl is hűl. Melegedéskor a víz pozitív hőmérsékletre melegedik fel. Ilyen ingadozások a tél folyamán többször ismétlődhetnek.

A korszerű kutatások lehetővé teszik, hogy felszíni vizek téli hőmérsékleti viszonyait közelítőleg előreláthassuk, ha azoknak hidraulikai és hidrológiai jellemző tulajdonságai ismeretesek. Az ilyen számítások azokon a kapcsolatokon alapulnak, amelyeket az előzőkben röviden tárgyaltunk. Részletesebb elvi kifejtést és számítási eljárást lehet találni *Krickij Sz. N., Menkelj M. F. és Rosszinszkij K. I. „Vízátározók, folyók és csatornák téli hőmérsékleti viszonyai”* c. könyvében (Goszenergoizdat, 1947).

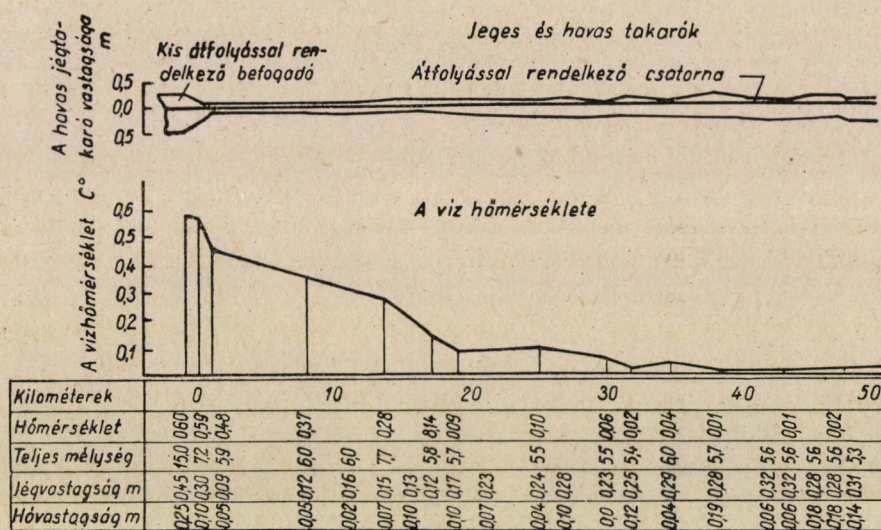
A vízfolyások hőmérsékleti és hidraulikai viszonyainak kapcsolata lehetővé teszi, hogy bizonyos törvényszerűséget állapítsunk meg a jégviszonyoknak a vízfolyások hossza szerinti alakulására vonatkozóan. Egyenletes vízmozgású szakaszokon a jég alsó felületét érő hóáramlás intenzitása közel van S_d -hez. A vízáramlásnak azokon a szakaszain, amelyeken az áramlási sebesség növekszik, a víz lehűl, és a jég alsó felületéhez irányuló hóáramlás intenzitása nagyobb a fenék hőleadásánál. Ezeknek megfelelően a legvékonyabb jég ott figyelhető meg, ahol a széles és mély medret keskeny és sekély mederszakasz váltja fel. A hidraulikai viszonyok megváltozásának szakaszától távolodva a folyás irányában lefelé a jégfelülethez hatoló hóáramlás intenzitásának csökkenésével együtt a jég vastagsága fokozatosan növekszik. A jégtakaró vastagodása a keskeny és sekély mederből a széles és mély meder felé tartó szakaszban szintén megfigyelhető, de nem jelentkezik olyan kiugrón, mint a jégvastagság csökkenése. A 7. ábrán hóval borított jégtakaró keresztmetszelvevénye van feltüntetve az erősen növekvő, nagy sebességű áramlás szakaszán.

Az áramlási sebesség heves növekedésének helyein a víz felső rétegeihez érkező hóáramlás intenzitása meghaladhatja a havas jégtakarón a szilárdsági szempontból minimális vastagság mellett átbocsátott hóáramlás intenzitását. Az ilyen helyeken jégmentes vízfelületek keletkeznek. Ha a jég eltűnése után a víztömegből kiható hőmennyiség elegendőnek bizonyul a szabad vízfelület hőleadásának fenntartására, akkor a jég nélküli vízfelület állandósul, ellenkező esetben ismét bevonódik jégkéreggel, amely a legközelebbi havazásig épen marad. A lehullott hó erősen fokozza a takaró hőellenállását, s ezzel megbontja a kialakult hőegyensúlyt. A jég nélküli vízfelületek kialakulása meglehetősen változékony folyamat.

Jég nélküli vízfelületek gyakran találhatók a természetben, és a legváltozatosabb méreteket éri el. Elég gyakran fellépnek a tél elején még a jégtakaró

képződésekor is. Síksági folyókon ez a jelenség ritkábban észlelhető, mint a nagyeesű kőzátányos és zuhatagos folyókon. Ezekre a folyókra jellemző, hogy a sebesség eloszlása sokkal egyenlőtlenebb, mint a síkvidéki vízfolyásoknál. A jégmentes felületek különösen a csendes folyású vizeken erősebb lehűléskor a legtöbb esetben jéggel vonódnak be.

Más állapot figyelhető meg a duzzasztó művek alatti mederszakaszon, valamint a vízkivételi csatornákon és a tavakból eredő vízfolyások forrásvidékén. Ilyen esetekben a vízmozgás hidraulikai viszonyai az említett mederszakaszokba való belépés helyén ugrásszerűen változnak, az áramlási sebesség fokozatos átmenet nélkül, hirtelen növekszik. Ez a sebesség növekedés oly nagy



7. ábra. Csatornák havas jégtakarójának hossz-szelvénye (1941. január 18.)

mennyiségű hő fejlődésével jár, hogy a képződő jégnélküli vízfelületek még az erős fagyok idején sem vonódnak be jéggel.

Be nem fagyó szakaszok sok folyó forrásvidékén ismeretesek: Angara, Néva, Szvira, Volhov, de úgyszintén a víztározók alsó bögéiben: Dnyeprovszk, Ivankovszk, Ribinszk stb.

A hidraulikai viszonyok lényeges befolyást gyakorolnak a felszíni vizek jégképződésének jellegére is.

Állóvizekben, amelyekben a víz nem keveredik át jelentékenyen, csak a víz felületi rétegén keletkeznek jégkristályok, és ennél lejjebb nem terjed túl-hűlés a mozdulatlan vízben.

A méreteikben fokozatosan növekedő kristályok jégtakaróvá fagynak össze. A jégtakaró kialakulása a víztükör partmenti részein kezdődik, amelyek védve vannak a külső mechanikai behatásoktól (főképpen szélétől) és fokozatosan

terjed a víztükör egész felületére. A széllokozta jégmozgás — ami tavasszal állóvizeken is kialakul — ilyen viszonyok között nemtapasztalható.

Turbulens vízmozgásokban és széllokozta hullámozásnak erősen kitett állóvizekben a mély vízrétegek áthűlésének eredményeképp vízalatti jég keletkezik.

Ezenkívül, a jégképződés folyamata az áramlás mechanikai behatásával is bonyolódik, mert az megnehezíti az egyes kristályoknak és a jégtábláknak a közös jégtakaróhoz való hozzáfagyását. A folyók és nagy tavak befagyását megelőzi a jéganyag felhalmozódásának időszaka, amely a folyókon az őszi jégzajlásban nyilvánul meg.

A folyókban és a csatornáknak szemmel látható, kifejezett turbulens vízmozgással az áramlás lesodorja a jégkristályokat a víz felszínéről a mélyebb rétegekbe. Ez utóbbiak, mint az előbb mondottakból ismeretes, szintén túlhűtötteknek bizonyulnak, következésképpen a kristályok fejlődését folytató közeg gyanánt szolgálnak. A víz alatt folytatódó növekedésük eredményeképpen úgy képződik, mintha a vízben lebegtetett jég lenne, amely a jég beállási időszakát megelőzően a hordalékhoz hasonlóan telíti a folyók és a csatornák turbulens vízmozgásait. A vízben lebegtetett jeget kásajégnek nevezik. A kásajég legnagyobb mennyiségben a víz felszíne közelében figyelhető meg. A mélyebb rétegek kásajéggel nem telítődnek. A jégkristályoknak az áramlásban való ilyen szétoszlása két ellentétes törekvés hatása alatt történik: a turbulens vízmozgás, mely a kristályokat az áramlás mélyébe igyekszik lehúzni, és a jégkristályokra ható felhajtóerő, mely állandóan iparkodik a kristályokat ellenkező irányba, azaz a felszínre emelni.

Intenzív turbulencia és széllokozta átkeverés hatására a víz teljes mélységében, egészen a fenékgig áthűl. A fenék kiálló részeinek vagy egyes köveknek és egyéb vízalatti tárgyaknak a felülete a túlhűtött folyadékkal érintkezve szintén felveszi a negatív hőmérsékletet. A lebegtetett jég kristályai a turbulens vízmozgás által az áramlás fenékrétegeibe sodorva az összefagyás (regeláció) jelensége következtében hozzátapadnak az áthűlt kiálló fenékrészekhez, kövekhez és egyéb tárgyakhoz. A fenékhez tapadt kristályok, minthogy túlhűtött közegben vannak, megtartják további fejlődési képességüket. Ily módon a kása-jégkristályok egymáshoz való összefagyásával és a már rögzített állapotban levő jégrészek növekedése következtében a vízfelszínre jelentékeny jégfelhalmozódás alakulhat ki. A kásajég és a fenékgjég képződése azonnal megszűnik a jégtakaró beállása után, ami a vizet a levegővel való érintkezéstől elszigeteli.

Az áramlás sebességétől függően a folyókban a jégfelhalmozódás három különböző formáját lehet megfigyelni a jégbeállás előtti időszakban.

A jégfelhalmozódás első formája az aránylag lassú folyású folyókon figyelhető meg. Hasonló jelenségek tapasztalhatók a széllokozta hullámozásnak kitett tavakon és a víztárolókon is. Az előzőkből ismeretes, hogy a legnagyobb mennyiségű kásajég a víz felületi rétegeiben figyelhető meg. A víztér fokozatos lehűlésével a jégmennyiség a víz felszíni rétegeiben fokozatosan növekszik, és

bizonyos idő múlva megkezdődik a jégtáblák kialakulása. A jégtáblák száma és mérete fokozatosan növekszik, miközben megkezdődik az őszi jégzajlás. Ennek kezdeti fázisában, a víz felszínén megjelenő jégdarabok fénytelen zsírfoltokra emlékeztetnek. Később a jégborítás mértéke fokozatosan növekszik, s a folyamat befejeződik a jég beállásával. A beállítás rendszerint a folyó partmenti részein kezdődik, amelyeken mozdulatlan jégsávok, parti jegek képződnek ugyanakkor, amikor a sodorvonal mentén még szabad vízfelület marad. A parti jegek korlátozzák az úszó jégtáblák mozgását, elősegítik megállásukat és összefagyásukat. A jég beállása többnyire még aránylag rövid folyószakaszokon sem történik egyidejűleg. Először az erős kanyarulatoknál vagy a meder szigetmenti szakaszain kezdődik a beállítás, ahol a jégtáblák előhaladása meg van nehezítve. Ilyen helyeken a jégtáblák könnyen egymáshoz fagynak. Innen a jégbeállítás a folyás ellenében terjed, mert a keletkező tömör jég szélei visszatartják a felülről feljűk úszó jégtáblákat. E folyamat befejezése után helyenként jég nélküli vízfelületek maradnak, melyek néha egész télen át — többnyire a zátonyos helyeken — megmaradnak.

A jégtakaró képződésének második és harmadik típusa a torrens-szerű vízfolyásokra jellemző. A gyors vízmozgás megakadályozza a víz felső rétegeiben képződő jégkristályoknak jégtakaróvá való összefagyását. Ugyanakkor a turbulens keveredés hatása alatt a mederfenék mentén indul meg a jégképződés. A fenékjég kezdi a főszerepet játszani a folyó befagyásának folyamatában. Kivételt képeznek a partmenti részek, melyeken felszíni jég (parti jég) keletkezik.

Kis vízmélységű folyószakaszokon a fenéken képződő jég elég gyorsan kiterjed a víz felszínéig, miközben a fenékre fagyott jég szigeteket vagy jégoszlopokat alkot (a jégképződés második formája). A jégoszlopok számuk növekedésével egyre szűkítik az átfolyást. Gyakran egymásba nőnek, mintha jégből készült mederszűkítő műtárgyak vagy duzzasztógáták lennének. Ennek következtében a felsőbb mederszakaszokon a vízszín megemelkedik, a vízmozgás lassúbb lesz, s a folyót jégtakaró vonja be ugyanabban sorrendben, mint azt a fentiekben a síksági folyóknál láttuk.

A nagymélységű hegyvidéki folyókon észlelhető a jégképződés harmadik formája. Jelentékeny mélységeknél a víz alatti jég, amely a meder kiálló részeihez tapad, nem érheti el a víz felszínét. Miután számottevő jégcsomóvá fejlődött, elzárja a fenék felületét, és ezzel elszigeteli a túlhűtött folyóvíztől. A fenékfelület nem érintkezik tehát a túlhűtött vízzel, és így a mélyebb talajrétegekből átvett hőmennyiség következtében felmelegszik. Mihelyt ez a hőmérséklet pozitív értéket vesz fel, megkezdődik alulról a fenéken felhalmozódott és odafagyott jég felolvadása; a jég elválik a fenéktől és elúszik. Az úszó jég útjában akadályokkal találkozhat, és a jéggel borított vagy szigetekkel és kanyarulatokkal szűkített mederben jégtorlaszokat hoz létre, melyek duzzasztják a feljebb fekvő szakaszokat. A lecsökkent vízsebesség lehetővé teszi az egyes felhalmozódott jégdarabok összefagyását, ami a továbbiakban növeli a jégtorlódást. A duzzasz-

tás ennek megfelelően feljebb terjed a folyó mentén, s a folyó új szakaszát beborítja a jég stb. Ez a folyamat addig folytatódik, amíg a fenékjéggel terhelt folyószakasz be nem áll.

Az elmondottakból világos, hogy a torrens-jellegű vízfolyásokon a jégtakaró képződéséhez sokkal nagyobb jégmennyiség szükséges, mint a csendes álló vizeken. Ezeknek megfelelően az átfolyás nélküli vagy gyenge átfolyású tározó medencékben, tavakon a jég hamarabb beáll, mint a velük azonos éghajlati viszonyok között levő folyókon és csatornákon.

A fentiek alapján magyarázatot találunk a Szovjetunió déli körzeteiben kialakuló jégviszonyokra. Itt a nagyeesű, jégmentes vízfolyásokon a változó hőviszonyok következtében (a délvidéki tél jellegének megfelelően) a folyók vize hol áthűl, hol pedig pozitív hőmérsékletre melegedik fel. A lehülés időszakában a folyókban kásajég és fenékjég képződik. Mindazonáltal a gyors vízmozgás miatt a beálláshoz nagyobb jégmennyiség és következésképpen hosszabb időtartamú lehülés szükséges. Az enyhe éghajlatú déli területeken a lehülési időszakokat a legtöbb esetben gyorsan felváltják a melegebb időszakok, és így a jégtakaró képződéséhez elegendő jégmennyiség nem halmozódik fel. Ezért némely kaukázusi és közép-ázsiai hegyi folyón jégtakaró csak ritkán, rövid időre vagy egyáltalában nem jelenik meg. Ezekben a vízfolyásokon a kásajég a leggyakoribb jégmegjelenési forma, amely a víziműtárgyak üzemében sok nehézséget okoz.

A természetben nem lehet éles határvonalat húzni a különféle jégképződési típusok között. Gyakran ugyanazon a vízfolyáson egyidejűleg különböző jégképződési folyamatokat észlelhetünk.

A HIDROLÓGUS NÉHÁNY MÓDSZERTANI TAPASZTALATA AZ ORSZÁGOS VÍZGAZDÁLKODÁSI KERETTERV KIDOLGOZÁSÁNÁL

O. DUB

A SZLOVÁK TUZOMÁNYOS AKADÉMIA LEV. TAGJA

(Csehszlovákia)

A bevezető előadásokban a vízgazdálkodás és az alapfontosságú gazdasági ágazatok képviselői arról szözlottak, hogy miben látják a vízrajz hatékony segítségét az általuk képviselt ágak javára. Az előadott kívánalmak fontossága bizonyítja a vízrajz jelentőségét a népgazdaság számára. Úgy vélem, megállapíthatjuk vízrajzi szolgálatainkról, hogy teljes mértékben tudatában vannak az ebből folyó felelősségüknek. E felelősség azonban nem merül ki az érdekelteknek, azaz az egyes termelési ágaknak, bizonyos konkrét esetekben nyújtott tájékoztatások megbízhatóságával. Folytatódik ez abban is, hogy miként alkalmazzák ezeket a tájékoztatásokat és adatokat a víz leggazdaságosabb mennyiségi és minőségi felhasználásának az egész népgazdaság javára történő hasznosítása szempontjából. Ezen a téren a felelősségben a vízrajz elsősorban a vízgazdálkodással osztozik, amely biztosítja az összes gazdasági ágazatok számára nélkülözhetetlen nyersanyagot — a vizet.

A népgazdasággal szemben viselt fenti felelősséget ezek a szolgálatok azonban csak azokban az országokban vállalhatják, ahol ténylegesen a lakosság többségének javát és nem egyesek önző, nyereszkedő érdekeit szolgálják, és csak ott eredményes ez a felelősségvállalás, ahol a vízgazdálkodást olyan terv szerint irányítják, amely közvetlenül kapcsolódik és kiegészíti a népgazdaság fejlesztését célzó tervet, tehát csakis a tervgazdálkodást folytató országokban. Nyilvánvaló, hogy a vízgazdálkodás nem öncélú, hanem ellenkezőleg, az összes többi termelési ágat szolgálja, nevezetesen a mező- és erdőgazdaságot, az ipart és energetikát, a város, község és lakótelepek építését, a közlekedést, a köztisztaságot és az egészségvédelmet. Ezért a *vízgazdálkodási terv* a vízzel való gazdálkodás keretében — figyelemmel mindazoknak a népgazdasági ágazatoknak fejlődésére, amelyeket a vízgazdálkodás nagyobb mértékben befolyásol — biztosítani köteles beavatkozásainak minél nagyobb területét.

Nyilvánvaló, hogy elsődleges fontosságú tervről van szó, és összeállítása a szakemberek ezreinek hosszú és lankadatlan szorgalommal végzett munkáját kívánja meg. *Csehszlovákiában Országos Vízgazdálkodási Terv* elnevezés alatt ilyen terv készült. Alapelveiről és tartalmáról szaksajtónk beszámolt. Ezen a helyen csupán a hidrológus feladatairól és a munkában való részvételéről,

valamint az alkalmazott módszerekkel szerzett tapasztalatokról kívánok szólni.

A terv gerincét, illetve a terv kiindulási alapját a vízkészletek és ezek térbeni és időbeni számbavétele, azaz a vízrajzi munka adja. Tartalma, terjedelme és a közlés módja olyan legyen, hogy lehetővé tegye az összes vízgazdálkodási beavatkozások vizsgálatát és megtervezését. Szükséges azonban az is, hogy figyelembe vegyünk ezeknek a beavatkozásoknak hatását a víz eredeti szétosztására, továbbá, hogy a beavatkozások, illetve a vízfelhasználások tervezése olyan mértékben történjen, ahogy ezt a vízkészletek a gazdaságilag indokolatlan beruházások megtétele nélkül megengedik. Ebben van a hidrológus további feladata a terv kidolgozásánál.

Ezeknek a követelményeknek a vízrajzi szolgálatok rendelkezésre álló és feldolgozott adatai nem felelnek meg, ezért módszereket kell találni arra, hogy miként lehet a tájékoztatást a megkívánt mértékben kiterjeszteni a nem kielégítő módon feltárt területekre, valamint vízfolyásokra. Megfelelő adat-szolgáltatási módszert kell alkalmazni a gyors tájékoztatás és az alternatív megoldási lehetőségek biztosítására. Ezek a követelmények hatékony segítők a rendelkezésre álló vízrajzi adatok minél szélesebb felhasználásának, és bizonyítékai annak, hogy a gyakorlat követelményei milyen fontos serkentők a vízrajzi munka intenzívebbé tételének és az elméleti kutatások elmélyítésének.

Szlovákia viszonyai között, ahol személyesen vettem részt ezeknek a munkáknak irányításában, igen előnyösnek mutatkozott az *analógia módszernek*, illetve az egyenlő viszonyokat mutató területek kikeresésének, valamint a különböző *izovonalakat feltüntető térképeknek* használata. Mindezekkel ki lehetett elégíteni az összes felsorolt követelményeket. Eközben az egyes esetekben elegendő volt kizárólag, vagy túlnyomó részben csak a vízrajzi vezető szempontok betartása, más esetekben pedig figyelembe kellett venni a tervben szintén feldolgozott, egyéb különböző tényezők hatását is. Csupán az általuk sikerrel alkalmazott vízrajzi vezető szempontok ismertetésére szorítkozom. Megválasztásuknál figyelembe vettük azt, hogy ezek a szempontok lehetővé tegyék az adatok gazdasági egyenértékűségének elbírálását is, azaz lehetővé tegyék a jelenség előfordulási valószínűségének vizsgálatát is. Ezért a matematikai statisztika módszereiből indultunk ki. Az analógiák vagy a hasonló területek meghatározásának legfontosabb vezető szempontjai a következők voltak: hosszúidejű átlagos évi vízhozam és az átlagos évi vízhozamok ingadozása, a lefolyás megoszlása az éven belül, a napi vízhozam (tartóssági) görbék alakulása, a kis és magas vízállások viszonyai.

A hosszúidejű átlagos évi vízhozamot (50 évre vonatkozóan) ugyanúgy, mint a tartóssági görbe egyéb paramétereit, csak kevés állomásra lehetett meghatározni. Vizsgálatokkal azonban megállapítottuk, hogy ezeket az értékeket igen megközelítik az 1931—40 között eltelt 10 év adatai és ezért alapul és jellemzőként ezt a 10 éves időszakot használtuk fel. Az említett 10 éves időszakra számos állomásra elvégeztük a vízháztartási mérleg kiszámítását és ezek között

sok volt az egészen kis kiterjedésű vízgyűjtőre vonatkozó is. A vízháztartási mérleghől meghatározott klimatikus párolgást térképen is feldolgoztuk. Tekintettel viszonylagosan állandó jellegére, megrajzoltuk a párolgási izovonalakat is, és ezek, valamint a csapadéktérkép alapján megszerkesztettük a lefolyási térképet is. A finomítás és az ellenőrzés úgy történt, hogy a vizsgált állomásokra a térkép alapján meghatároztuk a fajlagos lefolyást, és ezt összehasonlítottuk a ténylegesen észlelttel. Az értékek igen jól megegyeztek. A fajlagos lefolyási térképek közvetlen felhasználását jelentő szovjet módszerek Szlovákiában való alkalmazása a változatos domborzatú viszonyok miatt nem volt lehetséges.

A továbbiakban kerestük a variációs tényező változásának törvényszerűségét. Nagyon jól megfelelt a fajlagos lefolyással fennálló egyszerű összefüggése, figyelembe véve a vízgyűjtő kiterjedését is. Az aszimmetriai és a variációs tényező közötti arány nem ingadozott túlságosan nagy határok között és a $C_s = 2 C_v$ összefüggés közelében maradt, ezért ezt az összefüggést használtuk. Ezzel biztosítottuk a különböző valószínűségi évi átlagok általános levezetésének lehetőségét. Ezzel folyóinkat az 1% és 99%-os valószínűségi évi vízhozamok (modulusok) arányával jellemeztük, azaz

$$H = \frac{Q_n^{1\%}}{Q_n^{99\%}},$$

mégpedig úgy, hogy a legállandóbb vízhozamú folyók (hegyi folyók) esetében ez az érték az 1,5–3, a közepesen változó vízhozamú folyóknál pedig 3–6 között van, míg a nagyon változó vízhozamú folyóknál ez az arány meghaladja a 6-ot.

A vízjárás évi alakulása, illetve az egyes idények átlagos vízhozama genetikusan összefügg a vízhozam forrásával és az éghajlattal. Szlovákia folyóit az első felében (XII–V hónapok) az évi lefolyásban való 50, 50–60 és 60%-ot meghaladó részesedés szerint 3 csoportba oszthatjuk. Az említett csoportok folyói a közölt sorrend szerint hegyi, dombos és síksági, illetve lapályi jellegűek, és a részletesebb osztályozás céljából még további alcsoportokba sorolhatók. Mindegyiket az évi vízjárás jellegzetes időszakokénti megoszlása jellemzi és lehetővé válik a hosszúidejű átlagos havi vízhozamok meghatározása. A jellemző állomásokon a vízjárás évi egyenletességét, illetve a havi vízhozamok ingadozását a legnagyobb vízhozamú hónap 10 évben egyszer meghaladott és az évi átlag hányadával kifejezett átlagos havi vízhozama, továbbá a legszárazabb hónapban egyenlő valószínűséggel el nem ért és ugyanígy kifejezett vízhozam közötti különbség szerint hasonlítottuk össze. Azokat a folyókat, ahol ez a különbség nem haladja meg az évi átlag kétszeres értékét, állandó hozamúnak, ahol az érték 2–3 között ingadozik, közepesen állandó, 3 felett változó, 4 felett pedig igen változó hozamúnak minősítettük.

A folyók évi vízjárásának egyenletességét a levonult vízmennyiség és az egész évi vízhozam arányával is kifejezhetjük. Erre a célra az átlagos napi víz-

hozamok tartóssági görbéit használjuk fel. Szlovákia folyóinál az így meghatározott tényező 45—85% között ingadozik. Az így jellemzett egyenletesség szerint a szlovákiai folyókat több osztályba soroltuk, amelyeket a tartóssági görbe alakulása jellemez. Az említett osztályozás alapján ezeket a görbéket bármelyik folyóra meg tudjuk szerkeszteni.

A kisvízi viszonyokat egyrészt a tartósságuk, másrészt a mennyiségi adatok jellemzik. A tartósság a vízhozam forrásától és az éghajlattól függ. A vízfolyások kis hozamai majdnem általánosságban a talajvíznek a folyómedrekbe való bejutásából erednek és pedig a hegyi folyóknál a tél végén (februárban), a dombvidéki és síkvidéki folyóknál pedig a nyár végén és ősszel. A kis vízhozamok jellemzése különböző volt, abszolút minimumnak neveztük az észlelt napi hozamok legkisebb értékét, egyébként meghatároztuk az ún. 364 és 355 napos vizet. A legkisebb vízhozam melletti fajlagos lefolyás szorosan összefügg a kialakító tényezőkkel, tehát elsősorban a terület geológiai felépítésével. A legkisebb fajlagos lefolyások alakulását izovonalakkal is elég jól lehetett ábrázolni, amelyek az egyes területeken általában csak mint átlagos értékű jellemző adatok kerülhettek felhasználásra. Megemlítendő, hogy ezek az izovonalak szintén csak közelítő értékűek, azonban igen kifejező képet adnak a terület hidrológiai jellegéről.

A nagyvizek alakulása közvetlenül az éghajlattól függ. A hegyi vidékeken túlsúlyban vannak az esőből keletkező nyári árvizek, az alacsonyabb fekvésű helyeken növekszik a vegyes tavaszi, illetve a hóból eredő téli árvizek száma. A nagyvizek jelentőségét nálunk általában a legnagyobb vízhozam túllépésének valószínűségével fejezzük ki. Mint számítandó hozamot túlnyomóan az ún. 100 éves nagyvizet használják. Az észlelési adatokkal nem rendelkező helyekre vonatkozóan, meghatározásukra a — jellegzetes vidékekre — exponenciális egyenleteket vezettünk le. Az értékek összehasonlítására a folyó hossz-szelvényében megrajzoljuk a vízhozamok és a vízgyűjtők területi kiterjedése közötti összefüggést.

Ezeknek az igen munkaigényes és konkrét esetekben felhasznált módszereknek eredménye áttekinthető és kielégítő megbízhatóságú adatokat ad az egyes vízgyűjtők legfontosabb hidrológiai adatairól, továbbá bármilyen vízgazdálkodási beavatkozás tervének kidolgozásánál közvetlenül felhasználható. Ha ezeknek bizonyos jelentősebb visszahatásuk volna a lefolyási viszonyokra, az ilyen esetekkel külön kell foglalkozni.

A vízrajzi kongresszus részére beszámolómban részleteiben nem mond újat. Csupán arra törekedtem, hogy általános tájékozódást adjak arról, hogyan lehet a szlovák *Országos Vízgazdálkodási Tervhez* hasonló munkáknál eljárni, mert véleményem szerint az ilyen tapasztalatcsere eredményes lehet.

A HELYI HIDROLÓGIAI VISZONYOK MEGVÁLTOZÁSÁVAL ELŐIDÉZETT HATÁSOK MEGHATÁROZÁSA A BOTANIKAI KUTATÁSOK EREDMÉNYEINEK FELHASZNÁLÁSÁVAL

J. M. JIROUSEK¹

(Csehszlovákia)

A nagy vízáteresztőmennyiségű területek öntözése gyakran igen jelentős hatással van a talajvíz viszonyokra és a terület vízgazdálkodására. Ezek a beavatkozások a növényzet életfeltételei közül egyik legfontosabbat, a talajnedvességi viszonyokat, változtatják meg.

Ez a változás a mezőgazdasági termelés, valamint az erdők faállományára gyakorolt hatás szempontjából többé-kevésbé kedvező. Járhat azonban kedvezőtlen hatással is, különösen a talajvízviszonyok változását illetően. Ezért az összes műszaki beavatkozásokat úgy kell végrehajtani, hogy minél több kedvező eredményt biztosítsunk, a kedvezőtlen hatásokat pedig elkerüljük, illetve különböző ellenintézkedésekkel kiküszöböljük, vagy legalábbis korlátozzuk.

Ennek érdekében ismerni kell:

1. a talaj vízháztartásában és a talajvízviszonyokban a tervezett vízgazdálkodási beavatkozásokkal előidézett mennyiségi és minőségi változásokat,

2. a változásoknak a talaj növénytakarójára gyakorolt komplex hatását, különösen a legfontosabb mezőgazdasági növényfajták esetében és végül,

3. azt a módszert, mellyel a változásoknak a terület mezőgazdasági hozamára gyakorolt hatását a beavatkozás elvégzése után összefüggően követni tudjuk, összehasonlítva az új és eredeti állapot melletti terméseredményekkel.

A talajvízállást, a talaj nedvesség viszonyait, valamint a munkálatok elvégzése utáni változásait mérésekkel és kutatómunkával tárhatjuk fel, amelyeket ismert vagy újabb kutatásokkal tökéletesített módszerekkel végzünk. A terület növénytakarójában és terméshozamában előidézett változások és mellékhatások meghatározása azonban igen hosszadalmas kutatást és vizsgálatot kíván, amelynek időszükséglete, a tervezésre és a tervezéshez szükséges adatok beszerzésére biztosított időhöz képest, igen nagy.

Az októl, vagyis a vízgazdálkodási beavatkozások által a helyi viszonyokban előidézett változásoktól, az okozatra, vagyis a növénytakaró terméshozam változására való áttérés igen hirtelen. Ezt úgy hidalhatjuk át, ha a tényleges növénytakaró megfigyeléséből indulunk ki, amely egyrészt a terület vízviszonyaival függ össze, másrészt pedig maga is kifejezője a terméshozamnak, amelyről végeredményben szó van.

¹ A Csehszlovák Tudományos Akadémia Szocialista Nagylétesítményeket Segítő Bizottságának tudományos titkára

Ismeretes, hogy a növényfélések fajtái, különösen a természetes és részben természetes eredetű növénytakaró esetében a helyi viszonyok összetett hatásától függenek. Ha ezek valamelyik tényezője megváltozik, a növényzet erre igen érzékenyen reagál fajtáinak megváltozásával. Ismerjük a növényzetnek a talajvíz változásaira különösen érzékenyen reagáló fajtáit, továbbá ismerjük a kettő közötti összefüggéseket is. Ha most ezen túlmenően vizsgálatokkal meghatározzuk, hogy a növényzet fajtáiból melyek tartoznak a jó és a kevésbé jó terméseredményeket biztosító növényfajtákhoz, előfordulásuk alapján kiválaszthatjuk azokat a területeket, amelyek talajvízviszonyai megfelelnek a jövőben kialakuló megváltozott helyi viszonyoknak, és így meghatározhatjuk a várható új feltételeknek megfelelő termés hozamok nagyságát.

A növénytakaró növényfajtái és a helyi tényezőknek a talajvíz és a talaj nedveviszonyaira vonatkozó feltételei közötti összefüggés tanulmányozása igen fontos és alapvető tudományos munka a növénytan, illetve a geobotanika területén, és különösen hasznos lehet a vízgazdálkodással foglalkozó mérnöknek, a természetes hidrológiai viszonyok megváltozása következtében jelentkező hatások meghatározásánál.

Ebben az irányban haladva, tudományosan megalapozott és megbízható anyaghoz juthatunk, mellyel a vízgazdálkodási beavatkozások által a mező- és erdőgazdaság területén előidézett terméshozam-növekedés vagy esetleges-csökkenés felbecsülhető. Az eddigi kutatási módszerekkel szerzett és idevonatkozó eredmények azonban nem felelnek meg, mivel ezek túlnyomóan egyéni megfigyeléseken alapulnak. Bizonyítékai ennek a nedves területeket borító erdők hozamában jelentkező csökkenések nagyságának eltérő becslései arra az esetre, ha a víz felemelkedik vagy amikor a fővízfolyást szabályozzák, továbbá azok a bizonytalanságok, amelyek a várható terméshozamok meghatározásánál és a tervezett öntözőes gazdálkodás bevezetésének gazdaságossági értékelésénél jelentkeznek.

Ha az előzetes becslésekhez, dokumentációhoz vagy szakvéleményhez megbízható adatokat akarunk biztosítani, szükséges, hogy előzetesen és a terület természetes állapotában elvégezzük a növénytakaró vizsgálatát, tanulmányozását és térképezését mindazokra a helyekre vonatkozóan, ahol olyan nagyobb beavatkozást tervezünk a természetes viszonyokba, melyek jelentős gazdasági, vegetációs és éghajlati változásokat, illetve veszteségeket idézhetnek elő. Az utólagos vizsgálatok biztosítják ugyan a beavatkozások káros hatásának megállapítását, azonban nem adnak megbízható adatokat az összes okok értékeléséhez, amire pedig a káros következmények megakadályozását szolgáló hatásos beavatkozások meghatározása céljából szükség van.

A növénytakaró növényfajtáinak botanikai és geobotanikai vizsgálata és a térképezések eredménye nem csupán az említett célra használható fel. Így értékes adatokat nyújt a nagylétesítményeket kísérő vegetációs beavatkozásokhoz, valamint a nagyobb területek műszaki szervezéséhez. A víztározók

létesítése következtében jelentkező talajvízviszonyok változása esetén a vizes területek erdőinek pótlásához szükséges a megfelelő fajok megválasztása, a víztározók elöntésének kitett területek megfelelő növényfajtainak megválasztása (az időnként elöntött, majd szárazon maradó területek esetében), a folyó és csatorna rézsük növénytakaróval való biztosítása, a talajfelszín megóvása a víz és levegő eróziójával szemben.

A botanikai vizsgálatokat és a térképezések eredményeit az említett vonatkozásban nem mindig becsülik meg a műszaki gyakorlat részéről megérdemelt módon, és még kevésbé kielégítő a megkívánt mértékben való gyakorlati végrehajtásuk. Így pl. a völgyekben levő tározókkal elfoglalt területek eredeti növényfajtainak vizsgálatával számos olyan értékes anyaghoz juthatunk, amely lehetővé teszi a talajvízviszonyok és talajnedvesség hatásának követését a növénytakaró növényfajtainak változásaira és ezáltal általában a növénytakaróra, nem is szólva a hasonló viszonyoknak legjobban megfelelő növényfajta megválasztásáról.

Az előadottakból kitűnik, hogy a természetes és részben természetes növényfajtaknak a talajvízzel és a talajnedvességgel kapcsolatos rendszeres tanulmányozását, vizsgálatát és térképezését, a terület hidrológiai feltárásának eredményes kiegészítőjeként tekinthetjük. Ezeknek a munkálatoknak módszerét úgy kell megállapítani, hogy megbízható alapot nyújtsanak a nagy vízilétesítmények, építkezések, öntözések és hasonló vízgazdálkodási beavatkozások által a mező- és erdőgazdasági terméseredményekben előidézett változások meghatározására. Lehetővé kell tenni az így létrejövő előnyök vagy károk gazdaságossági értékelését, és biztosítani kell a vízilétesítmények építésével szükségessé váló vegetációs vonatkozású intézkedésekhez a megfelelő növényfajta kiválasztását.

Fontosnak tartom, hogy ezeket a munkákat elsősorban azokon a helyeken végezzük el, ahol a közeljövőben elárasztás, talajvízszínemelkedés, vagy más hasonló beavatkozások következtében a helyi viszonyok megváltozása várható, továbbá azokon a helyeken, ahol a természetes viszonyokba való mesterséges beavatkozás az építési vagy tervezési előkészület állapotában van.

A kiadásért felel az Akadémiai Kiadó igazgatója

Műszak felelős; Farkas Sándor

A kézirat nyomdába érkezett; 1956. V. 30 — Terjedelem; 14,40 (A/5) ív, 53 ábra, 1 melléklet

39766/06 Akadémiai Nyomda, Budapest — Felelős vezető: Pushtás Ferenc

T A R T A L O M J E G Y Z É K

| | |
|--|-----|
| Előszó | 325 |
| Ihrig Dénes : A magyar vízrajzi szolgálat. (Megemlékezés a magyar vízrajzi szolgálat munkájáról 70 éves fennállása alkalmából) 327 | |
| <i>A hajózás és folyószabályozás vízrajzi kérdései</i> | |
| K. I. Roszinszkij és I. A. Kuzmin : A mederalakulás törvényszerűségei | 339 |
| M. A. Velikanov. : A hordalékmozgás gravitációs elmélete | 351 |
| Bogárdi János : A mederállandóságra és a hordalékmozgásra vonatkozó vizsgálatok | 361 |
| <i>Az árvédelem vízrajzi kérdései</i> | |
| G. A. Alexejev : Árvízi hozamok számítása észlelési adatok részleges vagy teljes hiánya esetén | 377 |
| Károlyi Zoltán : Folyóink mértékadó árvízszíne | 395 |
| K. Debski : A folyók mértékadó árvízszíne. Hozzászólás Károlyi Zoltán hasonló című tanulmányához | 407 |
| <i>A vízrendezés vízrajzi kérdései</i> | |
| B. Marcsinkov : A szárnyal végzett sebességmérések egyszerűsített eljárásai | 411 |
| <i>Az öntözés és folyócsatornázás vízrajzi kérdései</i> | |
| Kovács György : Folyócsatornázásaink vízrajzi kérdései | 429 |
| Sz. N. Krickij és M. F. Menkelj : Elméleti vizsgálatok a folyók vízjárásának szabályozásáról és vízkészletük hasznosításáról | 451 |
| K. I. Roszinszkij : Tavak, folyók és tározómedencék hőmérsékleti viszonyai télen | 467 |
| O. Dub : A hidrológus néhány módszertani tapasztalata az országos vízgazdálkodási keretű kidolgozásánál | 481 |
| J. M. Jirousek : A helyi hidrológiai viszonyok megváltozásával előidézett hatások meghatározása a botanikai kutatások eredményeinek felhasználásával | 485 |