

Széchenyi István Egyetem
Műszaki Tudományi Kar
Baross Gábor Építési és Közlekedési Intézet
Szerkezetépítési Tanszék

dr. Szepesházi Róbert

Geotechnika

Egyetemi jegyzet
Harmadik, korszerűsített, bővített kiadás

Győr
2008

Lektorálta

dr. Varga László†

ny. főiskolai tanár, kandidátus

E jegyzet szerzői jogvédelem alatt áll.

Másolása - a kiadó és szerző engedélye nélkül - bűncselekménynek minősül.

1. Építésföldtani alapismeretek

A mérnöki létesítmények és a környezetük között bonyolult kölcsönhatások alakulhatnak ki, melynek alapfeltételeit a földtani törvények szabályozzák. Fontos tehát a Föld felépítésének, a kéreg kialakulását, változását befolyásoló folyamatoknak a megismerése, hogy a létesítményeket érő környezeti hatásokat, illetve a létesítmények környezetre gyakorolt hatásait fel tudjuk mérni, és helyes döntéseket hozhassunk.

1.1. Föld szerkezete és anyagai

1.1.1. A Föld felépítése

A Föld **gömbhéjas szerkezetű**, az ún. geoszférák alkotják.

A belső geoszférák (1.1. ábra)

- a kéreg,
- a köpeny és
- a mag.

A felszíntől a mag felé haladva a hőmérséklet, a nyomás és a sűrűség növekedik. A litoszféra (a földkéreg és a felső köpeny egy része) szilárd halmazállapotú, és - úgy képzelhetjük, hogy - úszik a folyékony állapotú belső köpenyen. Emiatt az óceáni aljzat vékonyabb, a kontinentális vastagabb (1.2. ábra). A szilárd rész így létrejövő egyensúlyát nevezik izosztáziának. A folyékony belső geoszféráknak (a magmának) a nagy nyomásból és a magas hőmérsékletből eredő energiája, melyet általánosabban a Föld belső energiájának is szokás nevezni, számos földtani folyamat mozgatója.

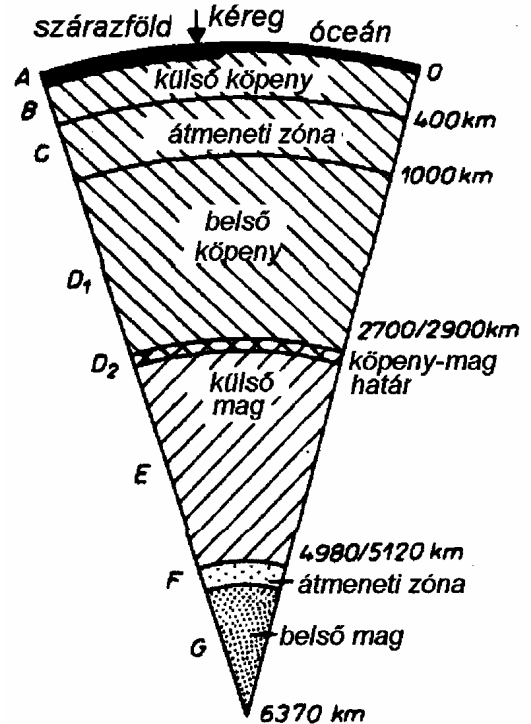
A külső geoszférák közül

- az atmoszféra, más néven a légkör, (mely a tropo-, sztrato-, iono-, termo-, exoszféra-ból áll) a különböző légköri folyamatok közege,
- a hidroszféra, azaz a vízöv, magába foglalja a tengereket, a tavakat, a folyóvizeket és a felszín alatti vizeket.

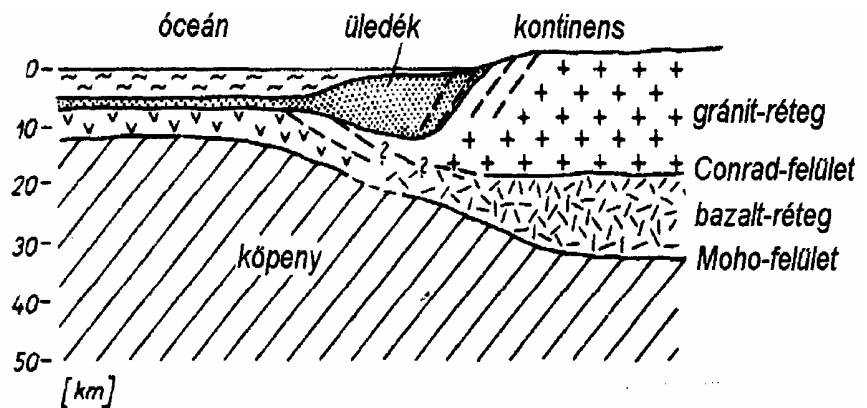
A külső geoszférák mozgásait a napenergia indukálja, és hatásai jelentős mértékben alakítják a Föld kérgét is.

A **kontakt geoszférákban** találkoznak a külső és a belső geoszférák, és ez az élet színtere is:

- a pedoszféra (talajöv) a szilárd kéreg legkülső, vékony, néhány méternyi "eltalajosodott" része, ill.
- a bioszféra, melybe már beletartozik az élővilág is.



1.1. ábra. A belső geoszférák.



1.2. ábra. A kéreg és a köpeny felépítése.

1.1.2. A földkéreg anyagai

A Földkéreg anyagait kőzeteknek nevezzük, ezek különböző ásványok (molekulák) társulásai, melyek pedig elemekből épülnek fel.

Az **elemek** közül a leggyakrabban előfordulókat gyakorisági sorrendben az **1.1. táblázat** mutatja. Ezek alkotják a felső (kb. 100 km vastag) szilárd zóna 96,5%-át.

Az **ásványok** az elemekből épülnek fel, összetételük képlettel leírható.

Felépítésük és belőlük fakadó tulajdonságaik alapján megkülönböztetjük

- a szabályos kristályos szerkezeti felépítésű ásványokat, melyek anizotrópok, azaz tulajdonságaik iránytól függőek, és
- a szabálytalan szerkezetű, amorf alakú, izotróp tulajdonságú ásványokat.

Tulajdonságaikat sokféle paraméterrel lehet jellemezni. Ilyenek pl. a sűrűség, a fajhő, a vízfelvevő képesség, a hézagosság, az időállóság, a keménység, a rugalmassági jellemzők, a törő- és hasítószilárdság, az optikai, a mágneses és az elektromos jellemzők.

Az ásványokat az alábbi módszerekkel lehet meghatározni, **azonosítani**:

- hagyományos a makroszkópos vizsgálat, a vegyi összetétel meghatározása és a mikroszkópia,
- újabb módszer a röntgensugaras vizsgálat, a termikus analízis és az elektronmikroszkópia.

A **legfontosabb ásványfajtákat** az **1.2. táblázat** foglalja össze.

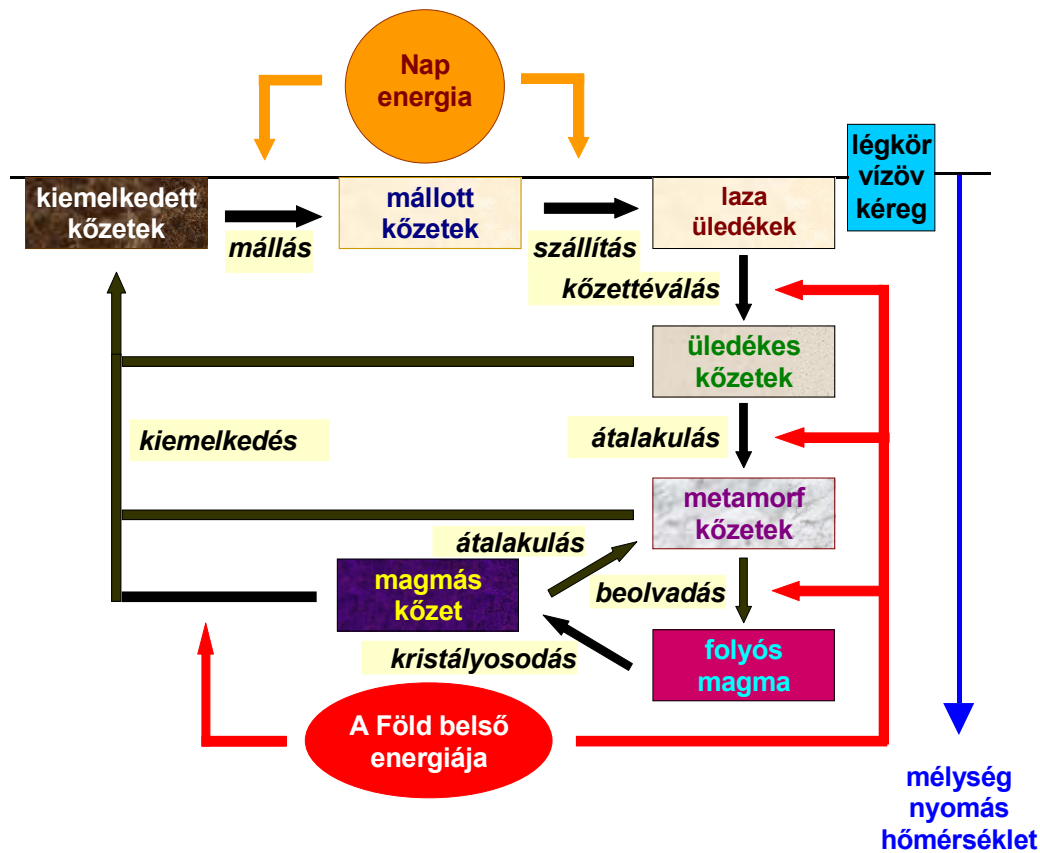
1.1. táblázat

A Földkéreg leggyakoribb elemei							
O	Si	Al	Fe	Mg	Ca	Na	K
92,2 térf %	föld- fémek			alkáli- földfémek		alkáli fémek	

1.2. táblázat

A földkéreg leggyakoribb ásványai		
fajta	szerkezet	példa
szilikátok	sziget	olivin
	gyűrűs	berill
	láncos	piroxének
	kettős lánc	amfibolok
	réteges	csillámok: muszkovit, biotit agyagásványok: kaolinit, illit, montmorillonit
	térhálós	földpátok: ortoklászok, plagioklászok
oxidok, hidroxidok		kvarc, vasoxidok
szulfidok		galenit, kalkopirit, pirit
szulfátok		gipsz
halogenidek		kősó
karbonátok		kalcit, dolomit
terméselemek		kén, fémek
organikus vegyületek.		borostyánkő
egyebek		

A Földkéreg kőzetei az ún. **kőzetciklus** folyamán keletkeznek, melyet az 1.3. ábra érzékeltet. A folyamatokat a Nap és a Földmag energiái vezérik.



1.3. ábra
A kőzetciklus.

A **magmás kőzetek** úgy alakulnak ki, hogy a felfelé mozgó magma nyomása és hőmérséklete egyre kisebb lesz, ezért kristályosodásnak indul. A különböző hőmérséklet- és nyomásértékeken különböző ásványok szilárdulnak meg, így különböző társulások jönnek létre. A képződő kőzet tulajdonságait befolyásolja, hogy milyen mélységben következik be a szilárdulás, mennyire hatnak már a külső geoszférák is.

Az **üledékes kőzetek** a következő folyamat során keletkeznek. A felszínre került magmás vagy más kőzetek a külső geoszférák hatására elmállanak. A felaprózódott és/vagy megváltozott összetételű kőzeteket a gravitáció, a vizek vagy a szél el is szállíthatják, s valahol lerakhatják. Az összegyülekező anyagok leülepednek (ez a szedimentáció), majd a föléjük kerülő rétegek nyomása alatt tömörödnek, kőzetté válnak (ez a diagenézis).

A **metamorf kőzetek** keletkezése e folyamat folytatódása, Akár a magmás, akár az üledékes kőzetek süllyedése során a hőmérséklet és nyomás növekedése szerkezet- és ásványátalakulással, átkristályosodással jár, és így újfajta anyagú kőzetek képződnek.

A mélybe kerülő kőzetek aztán újra beolvadhatnak a magmába, s a ciklus újra indul.

A **kőzetek tulajdonságai** közül - a feladattól is függően - a következőket szokás vizsgálni: kőzetszövet, kopásállóság, mállási hajlam, szilárdság, ásványi összetétel, kövületek, szerkezet, rétegzettség, porozitás, paláság.

A **kőzetek rendszerét** és a legismertebb kőzetfajtákat az **1.3. táblázat** ismerteti. Jellemző tulajdonságaikat itt nincs mód részletezni, de később részben e jegyzetben, részben más tárgyakéban, (ha valamiért előkerülnek) bemutatjuk a lényeges jellemzőiket.

A kőzetek rendszere és jellegzetes fajtái			
magmás	mélyégi	gránit, szienit, diorit, gabbro	
	telér	granitoporfirit, gabbroporfirit	
	kiömlési	riolit, dácit, andezit, bazalt	
	tufák	riolittufa, bazalttufa, andezittufa	
üledékes	törmelékes	laza	görgeteg, kavics, homok, agyag
		összeálló	konglomerátom, breccsa, homokkő, lösz
	kémiai	maradék	márga, mészkő, dolomit
		oldatból kivált	kaolinit, bentonit, bauxit, kősó, termőtalaj
	szerves	szénkőzetek	kőszén, barnaszén, lignit, tőzeg
szénhidrogének		földgáz, kőolaj, paraffin, aszfalt	
metamorf		gnájsz, csillámpala, fillit, márvány	

1.2. A földkéreg arculatát formáló erők, hatások

A kéregalakító erők:

- endogén erők, melyek a földkéreg belsejéből származnak és a mélyebb geoszférák termikus energia- és anyagáramai indukálják őket, vagy
- exogén erők, melyek a külső geoszférából erednek, s a napenergiából táplálkoznak.

Ezen erők hatása kétféle:

- a kőzetképzés (magmakristályosodás, mállás, üledékképzés, metamorfózis),
- felszíni formációk kialakítása (gyarapodás, lepusztulás) lehet.

A folyamatok az időbeliség szempontjából kétfélék lehetnek:

- az evolúciós szakaszokban lassan zajlanak a változások (mállás, szedimentáció),
- a revolúciós szakaszokban gyors az átalakulás (földrengés, vulkanizmus).

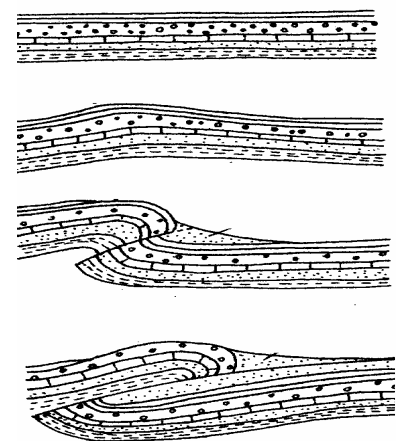
1.2.1. Endogén erő és hatásaik

A **lemeztektonika** néven összefoglalt jelenség a földkéreg ún. nagyszerkezeti változásait jelenti. Eszerint a kérget 6 nagyobb és 20 kisebb külön mozgó tábla alkotja. Peremükön jelentős folyamatok zajlanak, az óceáni aljzat szétterül, a táblák egymás alá tolnak, ütköznek. Ezek jelentős mértékben alakítják a szilárd kérget, törésrendszereket formálnak, a peremeken földrengések, vulkánkitörések következnek be. Ilyen perem van pl. Japán környékén és Észak-Amerika nyugati partján.

A **gyűrődéses átalakulás** a vízszintes nyomóerők következménye, s fő eredménye a hegységképződés (orogenezis). A gyűrődéssel képződő redők részei: a nyereg (antiklinális) és a teknő (szinklinális). S továbbfejlődésük vetődéshez, majd takaróredőhöz vezethet (**1.4. ábra**).

A **töréses átalakulás** a vízszintes nyomó- vagy húzóerők, valamint a kifelé és befelé ható erők együttes hatására alakul ki. A mozgás mértékétől függően csak repedés (litoklázis) vagy töréses elmozdulás jön létre. Irány szerint van:

- valódi vetődés, melynél kétoldalt két, különböző irányú mozgás következik be,
- feltolódás, amelynél az egyik oldal feltolódik a helyben maradó másik mellett,
- eltolódás, vagyis vízszintes irányú elmozdulás.



1.4. ábra. Gyűrődéses és vetődéses formációk.

A vetődések eredményeként létrejövő jellegzetes formációkat érzékeltet az **1.5. ábra**.

A **földrengés** energiafelszabadulást, hullámterjedést és földmozgást jelent. Tektonikus vagy vulkanikus eredetűek, de kisebb rengéseket beomlások és mesterséges hatások is okozhatnak. Középpontja az epicentrum, melynek felszíni vetületi helye a hipocentrum.



1.5. ábra. Vetődéses formák.

Megkülönböztetünk sekély-, közepes- és mélyfészkű rengéseket, melyek közül a közepek a legveszélyesebbek. A rengés során többféle hullám terjed:

- P-jelű (primer), longitudinális hullám, mely anyagsűrűsödést és -ritkulást okoz,
- S-jelű (szekunder), transzverzális hullám, mely a kőzeteket elnyírja,
- L-jelű, hosszú hullám, mely a felszínen fut, és maradó hullámosodást kelt.

A földrengések erősségét többféle skálával mérik. Közülük a Mercalli-Cancani-Sieberg és a Richter-skála leginkább használatos. Az előbbi az érzékelhető hatások alapján 12 fokozatot különböztet meg, az utóbbi mért adatok alapján 9 fokozatot.

A rengések előrejelzése rendkívül fontos lenne, de megbízhatósága még ma sem kielégítő. A szeizmográf a kisebb előrengések mérése alapján ad előrejelzést, a nagyobb rengés veszélyére utalnak a felszíni deformációk, a karsztvíz mozgásai, s a tengerek rengése. A korábbi rengésadatok statisztikai értékelése, a szeizmicitási térképek alapján lehet egyes területek potenciális veszélyeztetettségét megítélni, és ezek alapján kell a létesítmények a rengésvédelmét megtervezni.

A **vulkáni tevékenység** a forró, olvadt magma felszínre törése. A jól ismert jelenség földrengésekkel, gázkitörésekkel jár együtt, s eredményeként a megszilárdult lávából kiömlési és tufás kőzetanyagok képződnek.

1.2.2. Exogén erők és hatásaik

Hatásaikra: a mállásra és a szállításra, ill. felhalmozódására már utaltunk. Néhány jellemzőt még kiemelünk.

A **mállásnak** két fajtája van. A fizikai mállás aprózódást jelent, a kőzet a külső hatásokra megreped, majd mobilizálódik, de át nem alakul. Ez jellemző pl. a kvarcra, mely vegyileg stabil, ezért nem alakul át, csak aprózódik. A kémiai mállás során viszont az ásványok összetétele meg is változik, pl. földpátokból agyagásványok képződnek, s ilyen folyamat a karsztosodás.

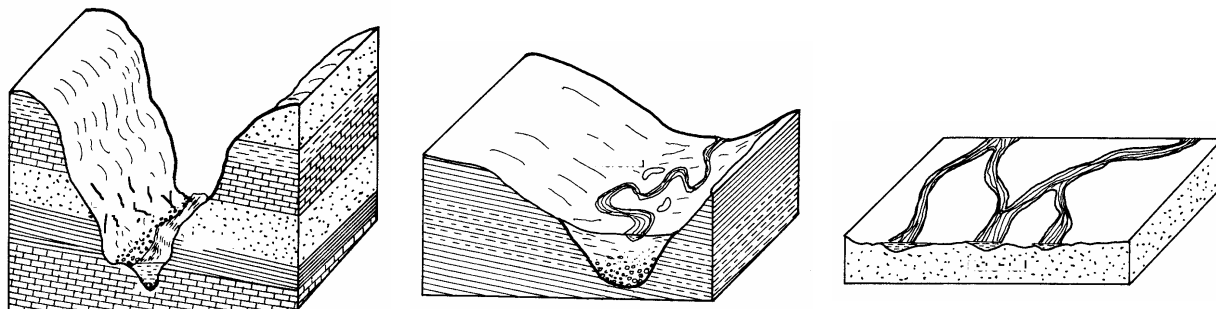
A **szállítás** nem csak a kőzet helyzetváltozását eredményezi, a transzportáció közben szelektálódás, kopás és esetleg vegyi átalakulás is bekövetkezik. A szállító közeg (víz vagy levegő), a szállítási úthossz a hatások mértékében meghatározó.

A következőkben sorra vesszük az egyes külső erőket és hatásaikat.

A **csapadék** a kőzetre hullva mállás okoz, és mobilizál is. Az erózió, a felszín pusztulásának mértéke jelentős, néhol több cm/év is lehet.

A **vízfolyások** felszín alakító tevékenysége ismert. Jellemző (**1.6. ábra**):

- a felső szakaszra a hordalékképzés és ezzel a medermélyítés,
- a középső szakaszon egyensúlyban van a lerakás s a szállítás, s mert a kanyarulatok külső oldalát bontja, a belsőt építi a folyó, oldalirányú medervándorlás következik be,
- az alsó szakaszra a hordaléklerakás, ami szigetek, mellékágak, illetve a (tengeri) torlati delták kifejlődéséhez vezet.



1.6. ábra. A vízfolyások szakaszai (felső-, középső- és alsó szakasz).

Az állóvizek felszínalakító tevékenysége enyhébb. A hullámzó víz okozta partbontást abráziónak nevezzük. Az állóvízbe szállított hordalék durvább része a partközelen rakódik le, a finomabb tovább lebeg, így az üledék a parttól távolodva finomodik.

A hó és a jég repesztő hatása a fizikai mállás egyik kiváltója. A magas hegyekben a gleccserek a szállításban is jelentős szerepet játszanak, a morénás lejtőtörmelékek képzése ma is jól érzékelhető változásokat okoz, sőt a talajfolyások olykor súlyosan veszélyeztethetik a meglévő létesítményeket. A jégkorszaki vastag jégtakaró nagy terhet jelentett a talajra, s ennek hatása a mai felszínközeli zónák viselkedésében ki is mutatható.

A hőmérsékletváltozások mállasztó hatása is jelentős, mivel a kőzetek egyenetlen hőtágulásuk miatt megrepedhetnek. A hőhatások szerepe a talajképződésben is fontos.

A szél hatásai egyes korokban és területeken a vízénél is nagyobbak voltak. Pusztító hatását deflációnak, építő hatását eolikus akkumulációnak nevezzük. Az utóbbi hazánkban - a futó homokok (dűnék, buckák, gerincek, fodrok) és - a lösz (száraz térszíni, futóhomokkal keveredett, infúziós) lerakásával nagy területek felszínképzésében volt domináns. A szélhatások eredményeképpen kialakult formákra mutat példát az 1.7. ábra.



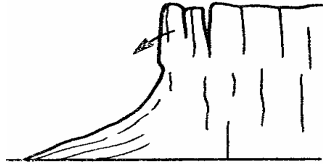
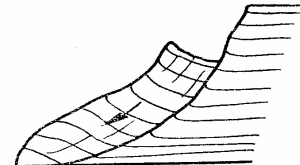
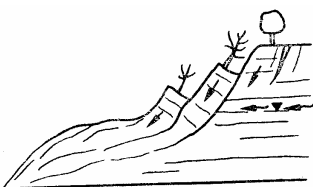
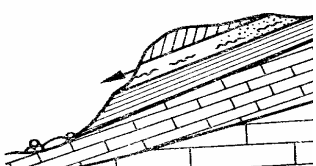
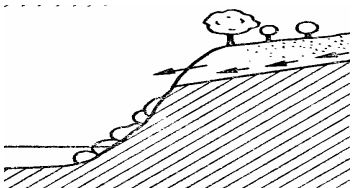
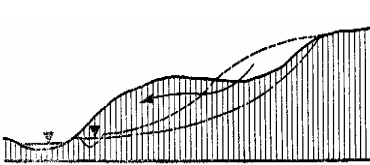
1.7. ábra. Szél hatására kialakuló felszíni formációk.

A gravitációs felszínmozgások jelentősen átalakíthatják a felszínt. Akkor következnek be, amikor a lejtők anyagának nyírási ellenállása kisebb lesz, mint a lejtők súlyából (és esetleg más hatásból) származó csúsztató erő, mert

- az ellenállások klimatikus hatások, víz, stb. miatti csökkenhetnek és/vagy
- a csúsztató erő pl. a lejtő alávágása, áramló v. hullámzó víz miatt növekedhetnek.

A lejtőmozgások főbb típusait az 1.4. táblázat foglalja össze.

A növényzet mállasztó hatása is ismert, a gyökerek a legszilárdabb kőzeteket is elrepesztetik, de egyes növények kibocsátott nedvei kémiai mállást is kelthetnek. Fontos a növényeknek a talajok vízháztartást befolyásoló szerepe is, elsősorban a párologtatáson keresztül. A növények maradványai ott vannak számos szerves üledékben.

A gravitációs lejtőmozgások típusai				
típus	képe	jelenség	kőzetfajta	ok
omlás		kőzettömbök letörése	szilárd kőzet	meredek rézsű, kőzet-repedések
rogyás		gyors leszakadás meredek csúszólapon	homok-lencsékkel rétegzett altalaj	víznyomás-növekedés
suvadás		csúszás görbe csúszólapon néhány nap alatt	agyagtalaj	egyensúlyvesztés
rétegcsúszás		viszonylag lassú csúszás réteghatáron	jellemzően agyagréteg felszínén	egyensúlyvesztés
kúszás		nagyon lassú időszakos lejtőmozgás	puha agyag	viszkózus anyag-jellemzők
folyás		lefolyás felszínhez közeli csúszólapon	puha agyag, folyós homok, kőanyag	felpuhulás, gyors telítődés dinamikus hatások

Az emberi tevékenység felszínalakító szerepe egyre nagyobb. Ma már súlyos környezeti veszélyek is keletkezhetnek ebből. A hatások közül a felszín-átalakítást, a bányászatot, az építést, a növényzetalakítást, a vízkivételt és az öntözést kell kiemelni, melyeknek ráadásul különböző másodlagos hatási is vannak.

1.3. Vízföldtani alapismeretek

1.3.1. Hidrológiai alapok

A Föld teljes **vízkészlete** a becslések szerint $26,6 \cdot 10^{18} \text{ m}^3$ lehet. Ebből 94,7 % a kőzetöb-ben van lekötve. A hidroszférában levő többi víz 97,2 %-a az óceánok (sós) vize, a további felszíni vizek 2,2 %-ot, a felszín alattiak 0,6 %-ot tesznek ki, míg a légköri vizek még a 0,1 %-ot sem érik el.

A víz a Földön egyidejűleg többféle formában van jelen.

A **légtöri nedvesség** a széllel vízszintesen és a hőmérséklettől függő nyomásviszonyokhoz igazodóan függőlegesen is mozog.

A légtörből **csapadék** formájában jut a felszínre a víz. Keletkezése ismert: a felszálló pára lehülve kicsapódik és le hull. Típusai: eső, hó, jégdara, harmat, dér, talajharmat, zúzmara. Térbeli és időbeli eloszlását az éghajlati hatások, az óceántól való távolság és a tengerszint feletti magasság szabja meg. Hazánkban az őszi időszakra esik a maximum.

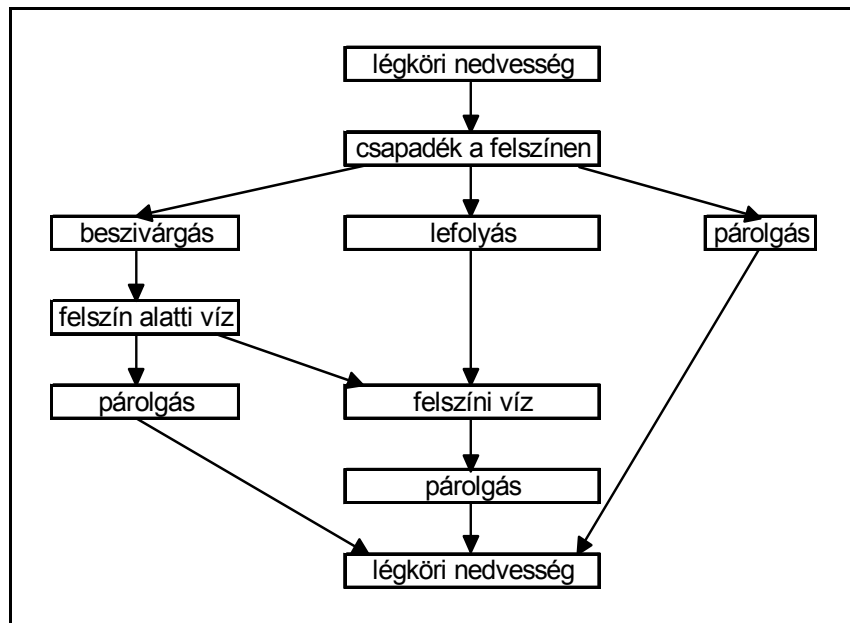
A felszínen a víz **beszivárog, lefolyik vagy elpárolog**. A szabad víz- és talajfelszín párolgása az evaporáció, a növények párologtatása a transpiráció. (A kettő együtt az evapotranspiráció.) A párolgás mértéke a csapadék arányában területileg változik.

A **felszíni vizek** az óceánok, tengerek, tavak, belvizek, jég, a felszínen lefolyó vizek, folyók, források formájában jelennek meg.

A **felszín alatti víz** a talajhoz való kötődéstől függően lehet:

- szerkezeti (az ásványi kristályokba beépült) víz,
- kötött víz (kapillaris, víz, pára a hézagokban),
- talajvíz (a hézagokat összefüggően kitöltő),
- karsztvíz (a mészkő repedéseiben),
- rétegvíz (vízzáró rétegek között).

A víz e megjelenési formák között - a kőzetöbven lekötött víz kivételével - mozog, állandó körforgásban van, amit **hidrológiai ciklusnak** nevezünk. Ezt érzékelteti az **1.8. ábra**.



1.8. ábra. A hidrológiai ciklus.

1.3.2. A talajvíz jellemzői

Talajvíznek a felszín alatti első vízzáró réteg feletti, a talaj hézagait összefüggően kitöltő vizet nevezzük. Ha felszínén légtöri nyomás uralkodik, akkor szabad (nyílt) víztükrűnek nevezzük, ha felszínén nagyobb a nyomás, akkor nyomás alattinak (zárt víztükrűnek)

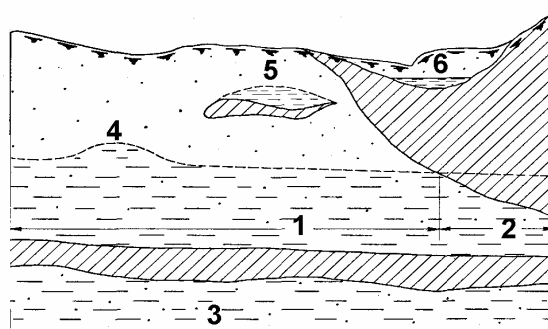
A **talajvíz felszínének** alakja sokféle lehet. A legjellemzőbbeket az **1.9. ábra** érzékelteti. A kiterjedt, többé-kevésbé sík vízfelszín a sík vidékekre jellemző. Koncentrált beszivárgás esetén alakulnak ki a vízdómok, míg egy vízzáró agyaglencse felett lebegő vagy általajvíz jelentkezik. Lejtős terepeken a vízfelszín általában követi a domborzatot, és tartós esés alakulhat ki nyílt vizek mentén is. Sajátos rétegvizonyok esetén a talajvíz tószzerűen vagy talajvízfolyók formájában is jelentkezik.

A **talajvíz szintje** valamely helyen időben nem állandó, ezért dinamikus vízszintként szokás felfogni. Az évi vízjárás jellege alapvetően az éghajlattól függ, lehet óceáni vagy kontinentális jellegű. A vízjárást befolyásoló hatások szerint beszélhetünk

- zavartalan (szabályos) talajvízről;
- természetes hatások (folyók, stb.) által befolyásolt talajvízről;
- mesterséges hatások (pl. öntözés) által befolyásolt talajvízről.

A **vízszint helyzetét** a csapadék, a párolgás, valamint az el- és hozzáfolyás időben és a mélységtől is függő aránya szabja meg. A talajvíz jellemzőit a dinamikus vízszint helyzete szerint az **1.5. táblázat** foglalja össze.

A **talajvíz vegyi összetétele** is rendkívül fontos, esetleges agresszivitása az építőanyagokban cserebomlást, oldódást, duzzadást okoz. A legveszélyesebb a szulfáttal duzzasztó hatása. A hazai előírások különböző agresszivitási kategóriákat rögzítenek, melyeket elsősorban a szulfáttal és a pH érték alapján



- 1 szabad felszínű
- 2 nyomás alatti
- 3 alsó emelet
- 4 vízdóm
- 5 lebegő talajvíz
- 6 általajvíz

1.9. ábra. Talajvíztípusok.

kell megítélni. Az egyes kategóriákhoz védekezési módszereket is rendelnek. (Pl. növelt cementtartalom, vastagabb szerkezet, szulfátálló cement, stb.)

1.5. táblázat

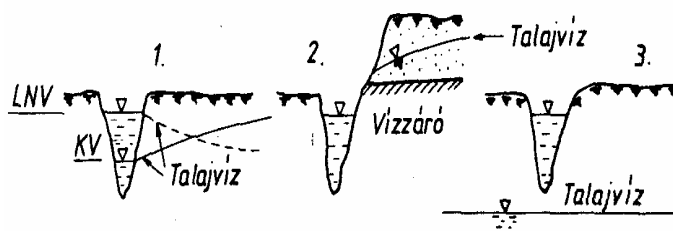
A talajvíz jellegzetességei a mélységtől függően		
mélység	befolyásoló hatások	vízjárás
1 m-ig	csapadékból közvetlenül táplálkozik	erősen ingadozó, szabálytalan
1 - 5 m	beszivárgás-párolgás-áramlás egyensúlya	szabályos menetgörbe
5 - 7 m	a párolgásnak már nincs szerepe	csekély ingadozás
7 m-től	a beszivárgás is jelentéktelen	állandó vízszint

A **talajvízjárás** évi menetgörbét zavartalan (kontinentális) talajvíztípus esetében a március-áprilisi maximum és a szeptember-októberi minimum jellemzi. Az előbbi annak következménye, hogy az őszi-téli csapadék, melyből a hőmérsékleti viszonyok miatt alig párolgott el, addigra beszivárog, a minimum viszont az erőteljes tavaszi-nyári párolgás miatt alakul ki. A vízjáték átlagosan 70-90, maximum 200-230 cm, függ a mélységtől s a talajfajától.

A **természetes módosító hatások** közül a folyóké a legjelentősebb (**1.10. ábra**). Ha a talajvízhez közvetlenül kapcsolódik folyó vize (1), akkor a folyó váltakozóan táplálhatja és meg is csapolhatja a talajvizet. Az ingadozás és a kihatási távolság a talajfajától függ. Ha a talajvíz vízzáró medrű folyó felett van (2), akkor talajvíz állandóan táplálja a folyót. Az ellenkező, viszonylag ritka esetben, a lebegő medrű folyó (3) független a talajvíztől. Az állóvizek hatása jellegében hasonló, de az ingadozás általában kisebb.

A **mesterséges módosító hatások** közül a tározók a talajvízszint tartós növekedését okozzák. Az öntözés - ha a víz máshonnan kerül oda - viszont többféle hatást okozhat:

- időben s mértékében eltolódó, de egyébként a szabályoshoz hasonló vízjárást,
- arányos emelkedést a „rendes” vízjárás fennmaradásával,
- folyamatos emelkedést „kicsi” ingadozással.



1.10. ábra. A folyó hatása a talajvíz szintjére.

Emelkedést okozhat a szennyvízszikkasztás, de a beépítés, a térburkolás is, mert a fedettséggel csökken a párolgás.

A vízkiemelés, melyre víznyerés, bányászat, építkezés miatt kerülhet sor, jelentős mértékű csökkenést idézhet elő. A kiterjedés karsztvíz esetén 50 km is lehet.

A talajvízszint észleléséhez, előrejelzéséhez hazánkban megfigyelő kúthálózatot létesítettek. Ha ilyen nincs a közelben, akkor az ásott kutak, a pincék és a feltáró fúrások adataira kell támaszkodnunk. Az észlelési adatok értékelése, feldolgozása során érdemes statisztikai módszereket alkalmazni.

Az előrejelzési feladat általában a létesítmény életében várható maximális talajvízszint meghatározása. Ezt az észlelt vagy becsült maximum megnövelt értékeként vesszük fel. A növelést a vízjártéktól és az észlelés megbízhatóságától függően kell meghatározni a vonatkozó előírások szerint, de minimálisan 50 cm-t kell tervezni.

1.4. Hazánk földtani jellemzői

1.4.1. Magyarország földtani szerkezete

Hazánk földtanilag a Kárpát-medence része, hegységek, alföldek és medencék alkotják.

A földtani nagyszerkezetet a következők jellemzik. (**1.11. ábra**). Az alaphegységet ó- és középkori képződmények alkotják, ezek az újkoriak alapjai, a felszínen viszont ritkán jelennek meg. Egy ÉK-DNy törésrendszer jellemzi. A fedőképződmények az alaphegységre települt újkori alakulatok, attól elkülönülve, illetve abból kiemelkedve. A medencealakulatok az alaphegység medencéit kitöltő újkori képződmények.

Magyarország összefoglaló földtani térképe a felszínt borító, 1-3 m mélységben levő képződményeket mutatja az **1.12. ábrán**. Első tájékozódásul általában jól használhatók az ilyen térképek a mérnöki feladatokhoz is.

1.4.2. Magyarország földtörténetének áttekintése

Az ókorból (235 millió évnél régebről) csak lepusztult hegységrészek maradtak fenn, s az alaphegység kb. felét képezik. A devonból és a karbonból tömör mészkő és dolomit található felszínközélen (Vashegy, Polgárdi, Észak-Borsod). A **perm** időszakban keletkezett a Balaton-felvidéken és a Mecsekben az ókor legjelentősebb hazai képződménye, az építési célra is használt **vörös homokkő**.

A középkorban (a 235 és 67 millió évvel ezelőtti időközben) hazánk területét a Thetisz-tenger fedte, s meg is található valamennyi rétegsora, s az alaphegység mintegy felét adja. A felszínen a hegységekben fellelhető

- a triász mészkő, dolomit és márga (Bakony, Bükk, Mecsek, Aggtelek),
- a jura mészkő, kőszén (Bakony, Gerecse, Mecsek),
- a kréta mészkő, agyag, márga, bauxit (Dunántúli-középhegység, Mecsek).

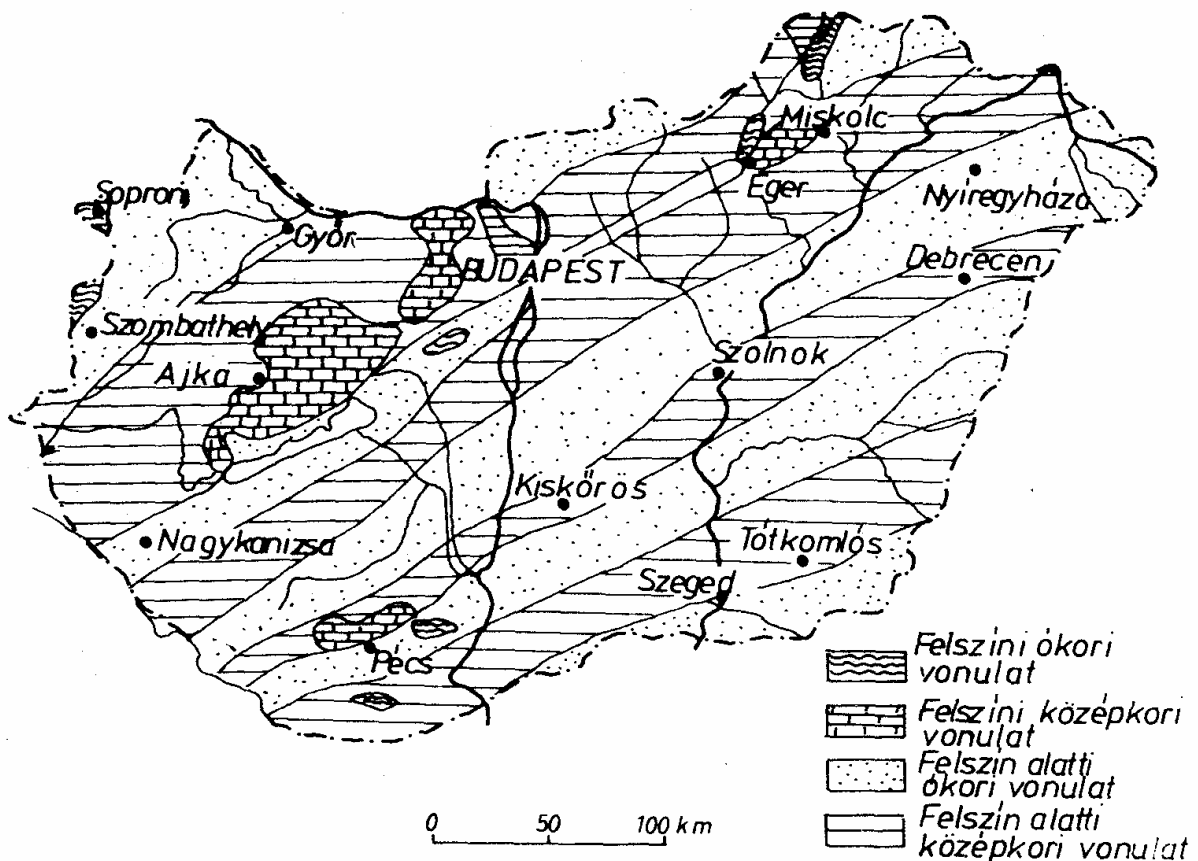
A harmadkorban (kb. 2 és 67 millió évvel ezelőtti időközben) általában sekély tenger borította az ország területét, a hegységek szigeteket alkotva emelkedtek ki, s ezek partjain vastag üledékek képződtek. A miocénban és a pliocénban aktív vulkánosság is volt. Az egyes korszakokból az alábbi jellemző képződmények lelhetők fel

- eocén: agyag, breccsa, márga, mészkő (Vértess, Nógrád), barnaszén (Tatabánya),
- oligocén: hasonló az eocénhoz, továbbá hárshegyi homokkő és kiscelli agyag (Bp.),
- miocén: agyag, mészkő, kőszén (Nógrád, Fertőrákos, Budapest), andezit (Mátra, Zempléni hg.)
- pliocén: Pannon-tengeri vastag homokos agyag és lignitüledék (hegységeink pereme), bazalt vulkánok (Balaton-felvidék, Nógrád).

A **negyedkort** (a 2 millió éve tartó időszakot) szárazföldi viszonyok, szélhordta és folyami üledékképződés jellemezte:

- a pleisztocénban jégkorszaki lösz rakódott le a Dunántúli medencére és az Alföldre, ill. futó homok az Alföldre és durva folyami hordalékok (homokos kavics) a Kisalföldre,
- a holocénban is a futó homokok és a folyami hordalékok a jellemzők, míg a kisebb folyók mentén öntéstalajok és tőzegek képződtek.

Hazánk területének túlnyomó részén tehát - mint láttuk - a mérnöki szempontból lényeges zónában harmad- vagy negyedkori laza üledékes kőzetek találhatók. Ezeket nevezzük mérnöki értelemben talajnak. Építményeink nagyobb része erre kerül, ezen anyagokban, ill. ezekből alakítjuk ki a földműveinket. Ezek tulajdonságait kell tehát részletesebben megismernünk.



1.11. ábra. Magyarország alaphegysége.

2. A talajok alapvető műszaki tulajdonságai, talajosztályozás

A talajok három fő alkotórészből, a szilárd halmazállapotú szemcsékből, a folyékony vízből és a légnemű levegőből állnak. Ezekhez még egyéb alkotók is társulhatnak.

Mint minden **többfázisú rendszerét**, a talaj tulajdonságait is

- az alkotóinak (saját) tulajdonságait,
- az alkotók arányait, valamint
- az alkotórészek elrendeződését és kölcsönhatásait

feltérképezve lehet megismerni. (Ez utóbbiakat együtt szokás talajszerkezetnek is nevezni.) A talajok várható viselkedése függ még azoktól a hatásoktól is, amelyek a talajt keletkezése után érték, amit tömören talajtörténetnek nevezünk.

2.1. A talajalkotók tulajdonságai

A fő alkotók közül csak a szemcsék és a víz tulajdonságait vázoljuk, mert a talaj viselkedését mindig e kettő felől közelítjük meg, a levegőét ezért nem tárgyaljuk. Nem térünk ki külön az egyéb alkotókra sem, csak arra utalunk, hogy a mindennapi gyakorlatban a szervességet és a mésztartalmat szokás vizsgálni. Általában elegendő közelítő meghatározásuk: a szervességet az izzítási veszteség alapján, a mésztartalmat a sósavval való reakció intenzitását megítélve minősítjük.

2.1.1. A szemcsék tulajdonságai

Ezek a legfontosabbak, belőlük a talaj egészének viselkedése már jól levezethető.

A **szemcsék** elsődleges jellemzésére a **méretüket** használjuk. Mivel a szemalak sokféle lehet, a méretet az ún. **névleges átmérővel** ragadjuk meg. Ezt a nagyobb szemcsék esetében annak a szitának a lyukbőségével azonosítjuk, amelyen a szemcse még átesik. A kisebbek névleges átmérőjének annak (a szemcsével azonos anyagú) gömbnek az átmérőjét tekintjük, amellyel a szemcse egy folyadékban azonos sebességgel ülepedik.

A névleges átmérő széles határok között változó tartományát **frakciókra** osztjuk. Ezekre az új európai talajosztályozási szabvány nyomán a **2.1. ábrán** látható megnevezéseket használjuk. (A korábbi hazai osztályozási rendszerben a 0,1 és 0,02 mm közötti szemcsetartományt homoklisztnak neveztük.) A frakciók nevének rövidítésére az angol szavak első betűit kell használni.

Egy természetes talajt sokféle méretű szemcse, sőt általában még frakcióból is több alkotja. A szemcsemérete ezért csak a szemcsék előfordulásának valószínűségét mutató **szemeloszlással** jellemezhető. Ennek meghatározására a szitálás és/vagy a hidrometrálás (ülepítés) szolgál. A szitálás során - összhangban a névleges átmérő definíciójával - azt mérjük meg, hogy valamely átmérőjű szitán a halmaz tömegének hányad része hullik át. A hidrometrálással úgy határozzuk meg az egyes szemcseméretetek gyakoriságát, hogy a talaj vizes szuszpenziójának sűrűségváltozását mérjük, ami a szemcsék ülepedésének sebességéről ad képet.

A szemeloszlást legkifejezőbbben a **szemeloszlási görbével** adhatjuk meg. Ez azt mutatja meg, hogy valamely átmérőnél kisebb átmérőjű szemcsék a halmaz tömegének hányad részét képezik. A 2.1. ábra mutatja a szokásos szemilogaritmikus ábrázolási módot, a frakcióhatárokat és három jellegzetes talaj görbéjét. Az A jelű egy olyan iszapos homoké, mely csaknem azonos méretű szemcsékből áll, a B jelű talaj egy folytonos szemeloszlású, vegyes összetételű talajra példa, a C jelű pedig egy frakcióhiányos (lépcsős szemeloszlású) homokos kavicsot ábrázol.

A szemeloszlást gyakran csak az egyes **frakciók részarányával** adják meg, pl. a C talajra Gr=59 %, Sa=40 % és Si=1 % állapítható meg. Sokféle számszerű paraméterrel is jellemzik a szemeloszlást, melyek közül az

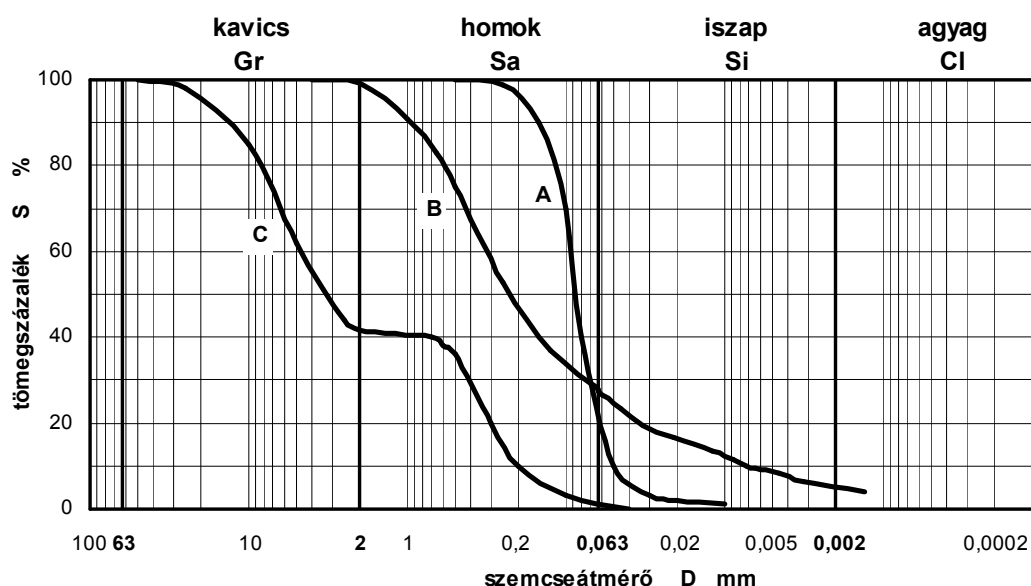
$$C_u = D_{60}/D_{10}$$

képlettel számítható **egyenlőtlenségi mutató** a leglényegesebb (a B jelű talaj esetében $C_u=0,30/0,007=43$). Ez a szemeloszlás folytonosságát jellemzi és különösen a talajok tömöríthetőségének elbírálására ad jó információt. Könnyen belátható, hogy az egyszemcsés, kb. $C_u=1,9$ jellemzőjű A jelű talaj alig tömöríthető, szemben a vegyes összetételű B talajjal, s ezt a C_u értékek különbsége jól érzékelteti.

Elsősorban a szemcsék vízzel kapcsolatos viselkedésének jellemzésére használatos a D_h **hatékony szemcsenagyság**, mely annak a gömbnek az átmérőjével azonos, melynek fajlagos (tömegegységre vonatkoztatott) felülete a vizsgált talajéval azonos. A kutatások szerint jó közelítéssel

$$D_h \cong D_{10},$$

ami abból következik, hogy a finomszemcsék adják a felület túlnyomó részét.



2.1. ábra. Szemeloszlási görbék.

A szemcsék anyagáról az 1. fejezetben már szóltunk. Kiemeljük, hogy a nagyobb kavicszemcsék még kőzettörmelékből, a kisebbek, ill. a homokok és homoklisztek túlnyomórészt kvarcból állnak, míg az iszapokban és az agyagokban feldúsulnak az agyagásványok. A kvarc előfordulása azért számottevő a talajokban, mert az kevésbé mállik, mivel kemény, vegyileg semleges ásvány. Az agyagásványok viszont már vegyi mállással keztek, tömegükhöz képest jelentős elektromos töltéssel rendelkezhetnek, ami miatt a vízhez és egymáshoz is elsősorban elektrosztatikus erőkkel kapcsolódnak.

A szemcsealak, mely szintén változatos lehet, valójában kétféle tulajdonságot jelent. A geometriai forma lehet zömök, lemezes, túszerű. Az első inkább a homokokra, homoklisztekre, az utóbbi az agyagokra jellemző. A felületi a (víz- vagy levegőbeli) szállítási távolságtól függ, és éles, érdes, legömbölyödött, sima jelzőkkel jellemezhetjük.

A szemcsék sűrűsége viszont kevésbé változik, ezért mérésére (az ún. piknométeres eljárásra) ritkán van szükség. A szemcsefajtától függően lehet felvenni, a kavicsok és a homokok esetében $\rho_s=2,65$, az iszapokra $\rho_s=2,70$, az agyagokra $2,75 \text{ g/cm}^3$ ajánlható.

2.1.2. A víz tulajdonságai és megjelenési formái

A víz a természet egyik legegyszerűbb és legbonyolultabb anyaga. Az előtanulmányokból már ismert jellemzői közül felsorolásszerűen csak azokat emeljük ki, amelyek a talaj viselkedése szempontjából lényegesek.

A víz fizikai tulajdonságai közül fontos, hogy

- gyakorlatilag összenyomhatatlan,
- viszkozitása miatt sebességkülönbség esetén súrlódás lép fel benne,
- vékony csövecskékben kapillárisan felemelkedik, mégpedig a vékonyabb átmérőjűekben magasabbra,
- halmazállapota a nyomástól és a hőmérséklettől függően változik.

A víz kémiai tulajdonságai közül a következőknek van szerepe:

- a vízmolekulák dipólus jellegük révén hidrátburkot képeznek ionok, molekulák és kristályrácsok felületén (l. 2.2. ábra),
- a vízmolekulák hidrogén- (H^+) és hidroxilionokra (OH^-) esnek szét, disszociálnak,
- a vízben más ionok is lehetnek, s ekkor a víz elektrolitként viselkedik, illetve egyes zónáiban az ionkoncentráció különbözhet, ami vízmozgást indukálhat.

Ezen tulajdonságok miatt a víz a talajban a következő formákban jelenik meg.

A szabad talajvíz a szemcsék hézagait összefüggően kitölti, nyugalomban van, vagy külső hatásokra - elsősorban a gravitáció okán - folyadékszerűen áramlik.

A kapillárisan kötött víz a talaj alkotta vékony csövecskékben az összefüggő talajvíz fölé emelkedik. Egy bizonyos magasságig a hézagokat még teljesen kitölti (zárt tartomány), majd - ahogy egyre több hézag emelkedése merül ki - egyre több lesz a levegő, kevesebb a víz (nyílt tartomány). A kapillaritás a beszívargást is gátolhatja, ami függővizek kialakulásához vezet. A durvább szemcséjű talajok kis víztartalmú zónájában a kapilláris hatásra a szemcsék érintkezési pontjai körül szegletvizek alakulnak ki.

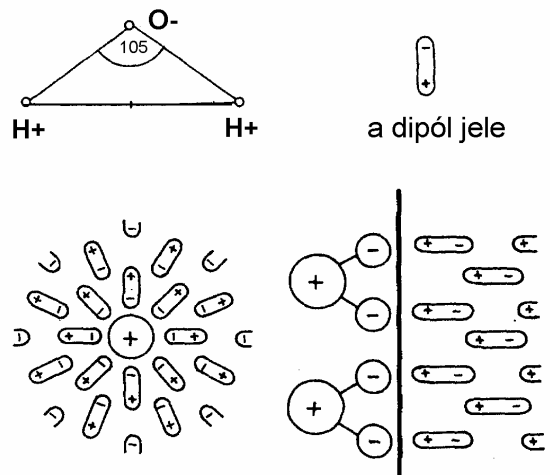
A kémiailag kötött víz elsősorban az

agyagszemcsék és a víz közötti elektrosztatikus erők hatására alakul ki. A hidrátburokban levő vízmolekulák a szemcséfelülelettől való távolságtól függően kötődnek a szemcsékhez. Távolodva fokozatos átmenettel válnak szabad vízzé, ill. a felülethez közeledve már gyakorlatilag elmozdíthatatlanná, szinte a szemcsé részévé, szolvátvízzé. Bizonyos körülmények között pedig a víz be is épülhet a szemcsék kristályrácsába (szerkezeti víz).

Páraként lehet jelen, illetve mozoghat a víz egy része a talaj legfelső 1-2 m-nyi zónájában a külső hőmérséklet hatására.

2.2. A talajalkotók arányai

Általában igaz, hogy ha egy talajzóna sok szemcsét tartalmaz, azaz tömör, ill. kevés benne a víz, akkor kedvezőbbek a műszaki tulajdonságai. Fontos tehát számszerűen is leírni az alkotók arányát. Szokás az ezekre bevezetett paramétereket állapotjellemzőknek is nevezni, kifejezve azt, hogy ezek - szemben pl. a szemeloszlással - változhatnak. A sokféle jellemző értelmezését a 2.3. ábra segíti.



2.2. ábra.

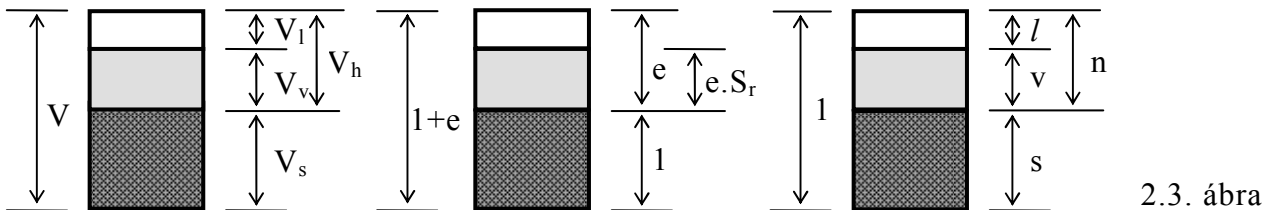
A víz dipólus jellege és a pozitív ionok, ill. a szemcséfelületek hidratációja.

2.2.1. Az alkotók egymáshoz viszonyított arányai

A **víztartalom** a talaj nedvességének mérőszáma. Jele w , és a víz tömegének (m_v) valamint a szemcsék tömegének (m_s) hányadosaként definiálták:

$$w = m_v / m_s$$

és általában %-ban adják meg. Minthogy tömegarányt fejez ki, a talaj lazulása és tömörödése nem befolyásolja az értékét, s ezért zavart (szerkezetét, térfogatát nem őrző) mintából is meghatározható. A homokok víztartalma - ha nincsenek a talajvíz alatt - csak 5 % körül van, mert a szemcsék nem tudnak több vizet megkötni. Az agyagok víztartalma viszont természetes állapotban 20-30 %, a szerves talajoké pedig akár 100-300 % is lehet.



2.3. ábra

A **hézagtényező** a talaj tömörségének a jellemzője. Jele e , és a talajban levő hézagok (a víz és a levegő együttes) térfogatának (V_h), illetve a szemcsék térfogatának (V_s) hányadosa:

$$e = V_h / V_s$$

Értéke egy talajzóna térfogatváltozása (tömörödése vagy lazulása) esetén változhat, meghatározásához zavartalan minta szükséges. Egy tömör homokos kavics hézagtényezője 0,3 körül lehet, laza homokra kb. 0,6 jellemző, míg egy természetes agyag esetében értéke 0,5-1,0 között változhat, s a mélységgel általában csökken.

A **telítettség** azt fejezi ki, hogy mennyire tölti ki a víz a talaj hézagait. Jele S_r , és a víz térfogatának (V_v) és hézagok térfogatának (V_h) arányával számítjuk:

$$S_r = V_v / V_h$$

Értéke vízfelvétel, illetve leadás, valamint lazulás-tömörödés esetén is változik. Ez is csak zavartalan minta adataiból számítható. Értéke elvileg 0 és 1 között lehet. A talajvíz alatt természetesen $S_r=1,0$, a homokok egyébként 0,2-0,4 körüli telítettségűek, az agyagok viszont még a talajvíz felett is közel telítettek ($S_r=0,8-0,9$) lehetnek.

A 2.3. ábra középső része, mely egy egységnyi szemcsetérfogatú talajmintát mutat, jól érzékelteti e és S_r definícióját. Azt is világosan jelzi, hogy két paraméter, pl. az e és az S_r , már egyértelműen leírja a talaj állapotát, ami másként azt jelenti, hogy w , e és S_r között kapcsolat van. Írjuk ezt fel w -re a 2.3. ábra segítségével a w definíciójából kiindulva az $m=V \cdot \rho$ összefüggést alkalmazva:

$$w = \frac{m_v}{m_s} = \frac{V_v \cdot \rho_v}{V_s \cdot \rho_s} = \frac{e \cdot S_r \cdot \rho_v}{1 \cdot \rho_s}$$

A gyakorlat leggyakrabban az e és w paramétereket használja, a vizsgálatok eredményeként a talajmechanikai szakvéleményekben ezeket adják meg, és szükség esetén ezekből számítják a továbbiakat.

2.2.2. Az alkotók térfogatának aránya a teljes térfogathoz

A **hézagtérfogat** (n) a hézagtenyezőhöz hasonlóan a tömörség mutatója. A hézagok térfogatának (V_h) és az össztérfogatnak (V) a hányadosa:

$$n = V_h / V$$

A **szemcsetérfogat** (s) a tömörség kifejezője, szemcsék térfogatának (V_s) és az össztérfogatnak (V) a viszonya:

$$s = V_s / V$$

A **víz térfogat** (v) a nedvesség paramétere, a víz térfogatának (V_v) és az össztérfogatnak (V) a hányadosaként kell képezni:

$$v = V_v / V$$

A **levegőtérfogat** (l) hasonlóan számítandó az előbbiekhöz: a talajban levő levegő térfogata (V_l) és az össztérfogat (V) aránya:

$$l = V_l / V$$

Nyilvánvaló, hogy ezek közül is elég két független paraméter az állapot leírásához. Az egységnyi össztérfogatú talajmintának a 2.3. ábrán vázolt térfogatarányiból ez jól érzékelhető, és annak alapján könnyen felírhatók a következő összefüggések:

$$n = 1 - s \quad n = v + l \quad s + v + l = 1$$

E mutatók közül a hézagtérfogatot mindenütt, a többit inkább csak idehaza használjuk, de nálunk is inkább az előbbi csoport (e...w... S_r) paramétereivel dolgoznak.

2.2.3. Térfogatsűrűségek

A **természetes ("nedves") térfogatsűrűség** (ρ_n) a talaj teljes tömegének (m_n) és össztérfogatának (V) hányadosa

$$\rho_n = m_n / V$$

Jellemző értéke 1,8-2,1 g/cm³. Általában talajtömegek, földnyomások nagyságának számításához használjuk, mint állapotjellemző önmagában keveset mond.

A **száraz térfogatsűrűség** (ρ_d) a talaj száraz (kiszáritott) tömege (m_d) és az össztérfogat (V) hányadosa:

$$\rho_d = m_d / V$$

A tömörség mutatójaként használatos elsősorban a földműépítésben.

A **telített térfogatsűrűség** (ρ_t) a telített talaj teljes tömege (m_t) és az össztérfogat (V) hányadosa:

$$\rho_t = m_t / V$$

Általában számítással határozzuk meg, a számítási képletben "telítjük" a talajt.

A **víz alatti térfogatsűrűség** (ρ') a víz alatti talajtömegekben uralkodó nyomások számításának egyszerűsítésére bevezetett, származtatott mennyiség

$$\rho' = \rho_t - \rho_v$$

A térfogatsűrűségeket nagyon gyakran az e , w és S_r paraméterekből kell felírni, mert vizsgálati eredményként azokat adják meg. A 2.3. ábra segítségével a definícióból kiindulva ez könnyen megtehető:

$$\rho_n = \frac{m_n}{V} = \frac{m_s + m_v}{V} = \frac{1 \cdot \rho_s + e \cdot S_r \cdot \rho_v}{1 + e}$$

E képlet $S_r=0$ behelyettesítésével a ρ_d -t, míg $S_r=1$ értékkel a ρ_t térfogatsűrűséget adja. Mivel - mint említettük - az a leggyakoribb, hogy e és w adott, a képletet célszerű ezekre

is átalakítani. A korábban felírt w - e - S_r összefüggésből az előbbi képlet számlálójának második tagja helyére $1 \cdot \rho_s \cdot w$ írható, így

$$\rho_n = \rho_s \cdot \frac{1+w}{1+e}$$

Gyakran szükséges a talaj súlyának vagy nyomásának számítása, melyekben a ρ térfogatsűrűség és a g nehézségi gyorsulás szorzata is szerepel. Célszerű ezt γ -val jelölni, s e $\gamma = \rho \cdot g$ mennyiséget szokás térfogatsúlynak nevezni, a ρ -éval azonos jelzőkkel kiegészítve. Megjegyezendő még, hogy ha valamely talaj térfogatsűrűsége pl. $\rho = 2 \text{ g/cm}^3$, akkor a természetes térfogatsúlya $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ -re vehető.

2.2.4. Az állapotjellemzők meghatározása

Az előbbi talajparamétereket a talajminták mérhető jellemzőiből kell számítani. Ezek az m_n nedves tömeg, az m_d száraz ($105 \text{ }^\circ\text{C}$ -on kiszáritott) tömeg és a V teljes talajtérfogat. A számításokhoz fel kell még használni az ismertnek tekinthető sűrűségeket: a szemcsék (ρ_s), víz, (ρ_v) és a levegő (ρ_l) sűrűségét, amiből az utóbbi zérusnak tekinthető).

A számítási képleteket a 2.3. ábra segítségével a definíciókból kiindulva lehet felírni (tilos megtanulni!) az eddig is alkalmazott módon az $m = V \cdot \rho$ összefüggés felhasználásával. Vegyük figyelembe, hogy

$$m_v = m_n - m_d \quad \text{és} \quad m_s = m_d$$

Például a hézagtérfogatra $m_s = V_s \cdot \rho_s$ figyelembevételével:

$$e = \frac{V_h}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1 = \frac{V \cdot \rho_s}{m_d} - 1$$

2.3. A talajalkotók kapcsolata, a talajszerkezet

2.3.1. Az alkotórészek kapcsolata

A szemcsék egymás közötti és a vízzel alkotott kapcsolata alapvetően más jellegű a nagyobb kavics- és homok-, mint a kisebb agyagszemcsék között (l. **2.4. ábra**)

A nagyobb szemcsékből álló talajokban kevés szemcsekapcsolat van, és ezért ott meglehetősen nagy erők adódnak át. A szemcsék között **közvetlen érintkezés** alakul ki, a fellépő feszültség eléri a szemcsék folyási határát és az érintkezési felület akkorára nő, hogy a kapcsolatra háruló normál és súrlódási erők átadódhassanak.

A kapcsolatban a víz szerepe alárendelt, a nagy nyomás miatt kiszorul az érintkezési felületről, mivel egyébként sem nagyon kötődik a szemcsefelülethez. Ha nem telített a talaj, akkor az érintkezési felület körül alakul ki a **szegletvíz** és összehúzza a szemcséket ún. **"kapilláris kohéziót"** kölcsönözve a kapcsolatnak. Ennek nagysága egy bizonyos víztartalomnál lesz maximális, kiszáradva, vagy telítődve viszont eltűnik.



2.4. ábra. A homok- illetve az agyagszemcsék kapcsolata.

Az agyagszemcsék kapcsolata bonyolultabb. A töltéssel bíró szemcsék körül hidrátburok alakul ki, és az abban levő ionoktól is függően a szemcekapcsolat diszpergált vagy koagulált jellegű. Az előbbi esetben nincs közvetlen érintkezés, a szemcsék negatív töltésű lapjai, illetve az azokhoz kapcsolódó vízmolekulák taszítják egymást. Kialakulhat lap-él kapcsolat is, amelyet az elektromos vonzóerő hoz létre, s ezt még erősíti is a közös hidrátburok. A kapcsolat jellege a vegyi környezet változásával módosulhat is.

A kapcsolatban mindenképpen **döntő szerepe van a víznek**. A külső nyomás hatására a víz egy része kiszorul a talajból, a szemcsék közelebb kerülnek egymáshoz, s a vékonyodó hidrátburok már nem is "igazi" vízként viselkedik, hanem szinte a szemcse részeként. Hasonló a helyzet kiszáradáskor is, a párolgás révén eltávozik a víz egy része, a maradéért a szemcsék szinte "küzdnek" egymással.

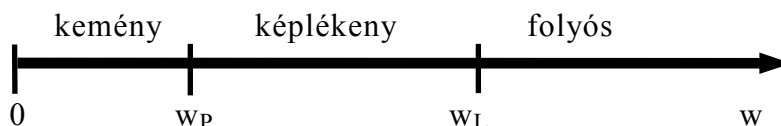
Nagyobb víztartalom esetén tehát gyenge az agyagszemcsék kapcsolata, olyan mintha a szabad vízben úsznának a szemcsék, az agyag sűrű **folyadékhoz hasonlóan** viselkedik. Kisebb víztartalom esetén erősek a kapcsolatok, mert a vékony vízburok nem is folyadék-szerű, olyan mintha az agyag szilárd anyag lenne.

Másrészről a szemcsék olyannyira "törekednek" arra, hogy körülöttük a lehető legnagyobb hidrátburok legyen, hogy emiatt az agyagok vízfelvétel lehetősége esetén még térfogatuk növelésére is képesek (**duzzadnak**), illetve vízleadáskor inkább térfogatukat csökkentik (**zsugorodnak**).

2.3.2. Az agyagok konzisztenciája

Az agyagásványokat tartalmazó talajokban tehát a víztartalommal változik a szemcsék kapcsolatának erőssége. Ezt szokás - miként a beton esetében is - konzisztenciának nevezni, és általánosságban az **anyagi összetartás mértékét** értjük rajta.

A konzisztencia a víztartalommal folytonosan változik, a változás számszerű érzékeltetéséhez a mérnöki gyakorlat számára célszerű volt határokat bevezetni, amint azt a **2.5. ábra** érzékelteti. Ezeket **konzisztencia- vagy Atterberg-határoknak** nevezzük.



2.5. ábra. A talajok konzisztenciájának változása a víztartalommal.

A **sodrás** (vagy plasztikus) **határt** a képlékeny és kemény állapot elválasztására vezették be. A gyakorlati tartalma az, hogy e határ körül jól megmunkálható, mert sem nem túl tapadós (képlékeny), sem nem túl rögzös (kemény) a talaj. Meghatározására az ún. **sodrás vizsgálat** szolgál. A talajt kézzel (üveglapon vagy papíron) kis szálcscákra sodorjuk, olyan állapotra törekedve, hogy éppen 3-4 mm vastagságot elérve jelentkezzenek az oldalakon repedések. Az ilyen szálcscák víztartalmát tekintjük a sodrás határ számértékének. Nagysága általában 18-28 %.

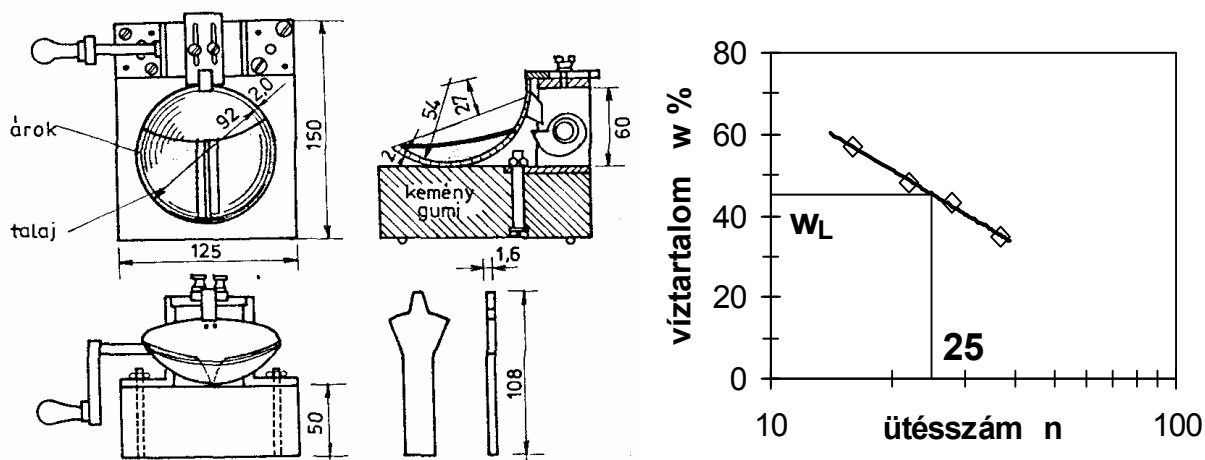
A **folyási határ** a képlékeny és a folyós állapot elválasztására szolgál. Gyakorlati tartalma, jelentése kb. az, hogy az ilyen állapotú agyag már egy kb. 10°-os lejtőn is lefolyik. A **2.6. ábrán** látható **Casagrande-készülékkel** határozható meg. A csészébe bekent talajba a formakéssel egy árkot kell húzni, majd a csészét a kis mozgató karral ütögetni kell mindaddig, míg az árok 10 mm hosszban össze nem folyik. Meg kell határozni a talaj ekkori víztartalmát, majd hasonló módon ismételve elő kell állítani az ütőszám és a víztartalom kapcsolatát. Erről leolvasható az a víztartalom, amelynél éppen 25 ütés hatására folya össze 1 cm hosszban az árok. Ezt tekintjük a folyási határ számértékének. 35 és 120 % között változik, s nagyon jellemző a talajfajtára, a talaj szemcse-víz kapcsolatára.

Említendő, hogy az új európai szabványok más módszert, a kúpos penetrométeres vizsgálatot ajánlják. Ennek során azt kell vizsgálni, hogy egy szabványos méretű kúp 5 mp alatt milyen mélyre hatol be a pépes talajmintába. A folyási határ az a víztartalom, melynél éppen 10 mm a behatolás, amit a Casagrande-vizsgálathoz hasonlóan lehet megállapítani. Már régen megállapították azt is, hogy még jellemzőbb a folyási és a sodrási határ különbsége, vagyis a képlékeny tartomány terjedelme. Ezt az

$$I_p = w_L - w_p$$

menyiséget **plasztikus indexnek** nevezték el. Nyilvánvaló, hogy a kis I_p vízálerékenység, a nagy I_p nagy vízfelvevőképességet jelent.

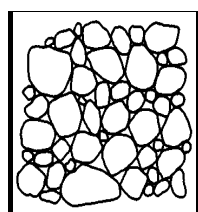
Egy agyag szemcse-víz kapcsolatának jellegét jól jellemzi a plasztikus index, aktuális víztartalmát pedig a konzisztenciahatárokhöz viszonyítva érzékelhetjük az aktuális állapot milyenségét.



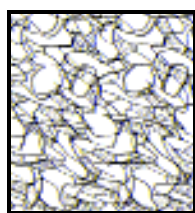
2.6. ábra. A folyási határ meghatározásának eszköze és módszere.

2.3.3. A talajok szerkezete

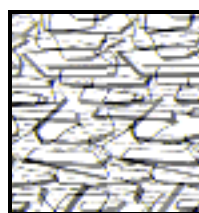
A talajszerkezeten a szemcsék elrendeződését és a kapcsolatok összességét értjük. A szerkezetek alaptípusait a 2.7. ábra érzékelteti.



vázszerkezet



sejtszerkezet



diszpergált szerk.



pehelszerkezet

2.7. ábra. A homok és az agyagtalajok szerkezete.

A nagyobb szemcséjű (kavics, homok) talajokban a 2.3.1. pontbeli kapcsolatból ún. **vázszerkezet** alakul ki. A külső erőkből kialakuló erőátadási vonalakat a szemceváz közvetíti tovább. A szerkezet viselkedését a szemcsék mérete, a szemeloszlás és a tömörség szabja meg a víz szerepe nem jelentős. Az ilyen szerkezettel bíró talajok

- statikus erővel alig nyomhatók össze, mivel a vázszerkezet az összetámaszkodás és a súrlódás révén annak jól ellenáll;
- vibrációs hatásra viszont jól tömörödnek, mivel a vibráció kioldja a szemcsék közötti kapcsolatokat, és így a szemcsék saját súlyuk alatt tömörebb állapotba rendeződnek;

- nyírással szemben a szemcsék közötti súrlódási ellenállás és a szemcseváz összekapaszkodása révén dolgoznak;
- viszonylag nagy hézagaiban a szemcsékhez alig kötődő folyadék "elég" szabadon mozoghat, vagyis nagy az áteresztőképességük.

Az agyagszemcsékből felépülő talajokban többféle szerkezet alakulhat ki:

- a sejszerkezetnek nevezett kártyavárszerű rendszerben a lap-él kapcsolat dominál,
- a diszpergált szerkezetben főleg lap-lap kapcsolat van,
- a pehelyszerkezetben a lap-él kapcsolatú "pelyhek" egymáshoz gyengén kötődnek.

A szerkezetben azonban nem az elrendeződés az igazán fontos, bár bizonyos hatásokra adott válaszok a szerkezettől függően jelentősen különbözhetnek is. Döntő a szemcse-víz, illetve a szemcsék közötti kapcsolat jellege, aminek legfőbb **következményeit** az alábbiakban foglaljuk össze:

- statikus teher hatására elegendő idő alatt a nagy hézagmennyiség és az egyedi kapcsolatok gyengesége miatt jelentős összenyomódást szenvedhetnek,
- tömöríteni gyúró hatással lehet, mert vibráció vagy rövid idejű statikus teher alatt zárt rendszerként viselkednek a kis áteresztőképessége miatt,
- a nyírással szemben elsősorban kohéziós jellegű ellenállás működik, melynek mértéke nagyban függ a szemcséket körülvevő vízburok vastagságától,
- a kisméretű szemcsék közötti kisméretű hézagok és a szemcsék vízkötő hatása miatt a vízáteresztőképesség kicsi.

A egyes szemösszetételű és átmeneti (iszap) talajok viselkedése a szemcseösszetételtől függően közelíti az előbbieket. Ha a durvább szemcsék vázát a finomabbak csak kitöltik, akkor a homokokra jellemző viselkedés lesz tapasztalható. Ha több a finom szemcse, akkor abban úsznak a durvábbak, és az agyagra jellemző viselkedés az eredmény. Általában 25-30 % együttes agyag+iszaptartalom esetén már az utóbbi várható.

2.4. A talajok osztályozása

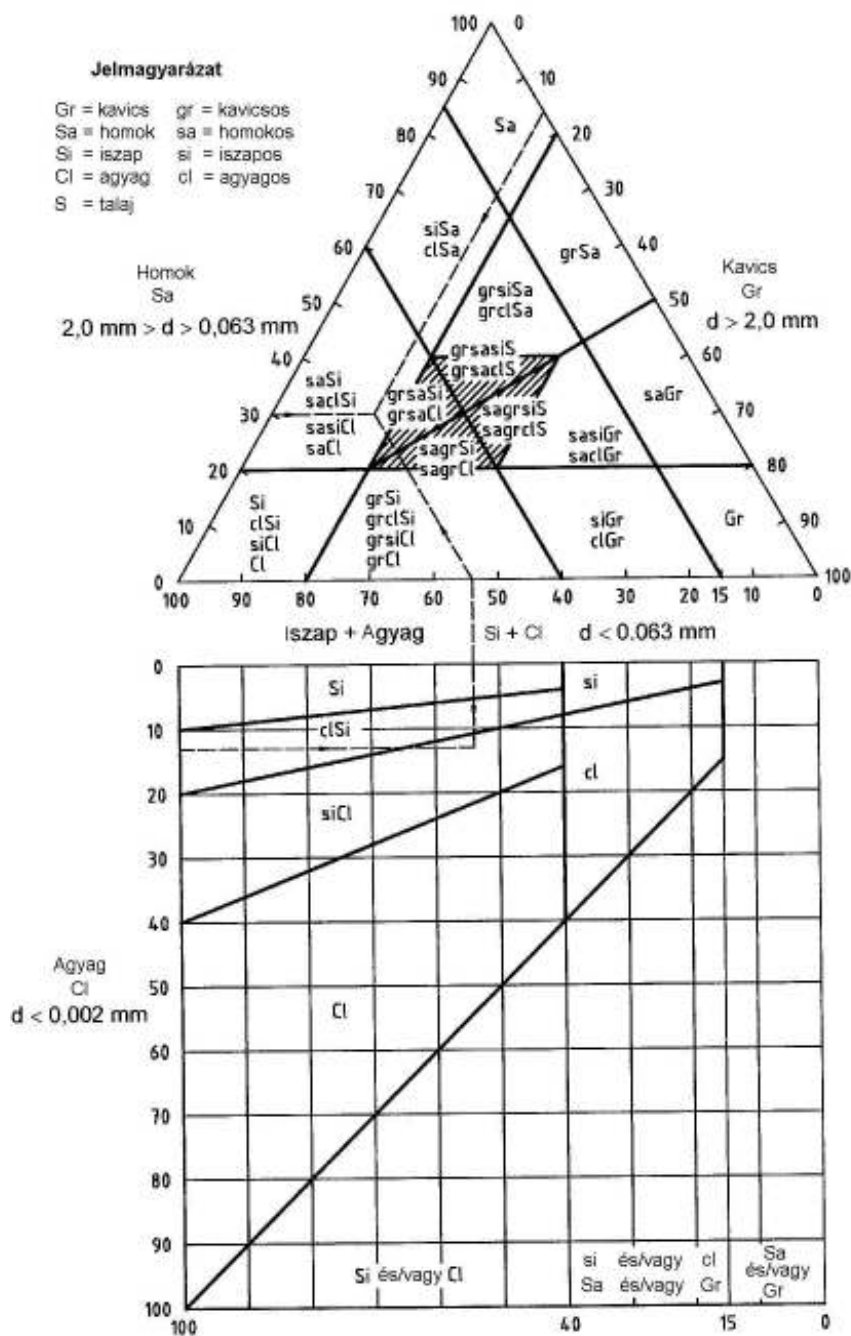
A talajosztályozásnak az a célja, hogy egy vizsgált talaj főbb tulajdonságait már az osztályba sorolásával feltérképezhessük, felhasználva az egyes csoportokról összegyűlt korábbi tapasztalatokat. Ehhez az osztályozásnak természetesen az előbbieken tárgyalt legjellemzőbb tulajdonságokon, paramétereken kell alapulnia. A következőkben az új hazai talajosztályozási rendszert mutatjuk be, mely 2006-ban az új európai osztályozási szabványok alapján lépett életbe. Röviden utalunk a régi osztályozás módszereire is.

2.4.1. A talajok megnevezése (azonosítása)

A megnevezés a talaj szemcseösszetételére, illetve a szemcse-víz kapcsolat jelentőségére utal, ill. azon alapszik. A talaj nevét állandó jellemzőjének tekintjük, amely legfeljebb különleges hatásokra (pl. aprózódást okozó nagy erők, a vegyi környezet átalakulása miatti mállás) változhat, amit ilyen esetben külön tisztázni kell.

A szemcsés talajokat a szemeloszlás alapján nevezzük meg, mivel - mint láttuk - ezek viselkedését a szemcseösszetétel determinálja. **A kötött talajokat a plasztikus index alapján** osztályozzuk, mivel ezek viselkedésében az ezzel jól kifejezhető szemcse-víz kapcsolat dominál. A **megnevezést** az új MSZ 14043-2 szabvány szerint pontosan a következők szerint kell megállapítani:

- a szemeloszlás alapján, ha $S_{0,063} < 40\%$ és $I_p < 10\%$
- a plasztikus index alapján, ha $S_{0,063} > 40\%$ és $I_p > 10\%$
- a szemeloszlás és plasztikus index együttes értékelése alapján, ha az $S_{0,063}$ és az I_p előbbi kritériumai szerint ellentmondás lenne, s ekkor a szomszédos rétegek osztályozása és a geológiai eredet segíthet a döntésben.



2.8. ábra. Megnevezése a szemeloszlás alapján az MSZ 14043-2 szerint.

A kötött talajok nevét a **plasztikus indextől függően** a 2.1. táblázat alapján kell megállapítani. A középső oszlopban szereplő jelzőket ajánlja az európai szabvány, de megengedi, hogy az első oszlopban levő határokat minden nemzet maga rögzítse. A kiegészítő magyar szabvány ezt tette meg, és hozzákapcsolta ehhez a harmadik oszlopban látható régi hazai megnevezéseket.

2.1. táblázat

A kötött talajok osztályozása		
Plasztikus index I _p %	Csopotrnev MSZ EN ISO 14688-2 szerint	Név az MSZ 14043-2 szerint
.....10	nem plasztikus	szemeloszlás alapján
10....15	kis plaszticitású	iszap
15....20	közepes plaszticitású	sovány agyag
20....30		közepes agyag
30.....	nagy plaszticitású	kövér agyag

A szemeloszlás alapján a 2.8. ábrán látható diagram segítségével kell a talajnak nevet adni. Meg kell állapítani a talajnak a háromszögdiagram tengelyein ábrázolt adatait, s azokból megszerkeszthető a talajt jellemző pont. A talaj annak a tartománynak a nevét kapja, melybe a pontja esett. Az alsó rész az iszap- és az agyagfrakciók elválasztására szolgál, s annak alapján lehet az iszapos vagy agyagos jelzők közül választani. (Az ábrán látható példában az iszapos agyag megnevezés dukálna, de az ilyen talajt már a plasztikus index alapján kell osztályozni.)

A régi hazai osztályozásban a szemcsés talaj annak a frakciónak a nevét kapta, melyből a legtöbb volt benne. Jelzőként ehhez hozzá kellett tenni annak a frakciónak a nevét, melyből "elég sok" volt benne. Pontosan: a kavics, a homok és a homokliszt 20, az iszap és az agyag 10% felett volt nevesítendő.

A talajmegnevezésben utalni kell a **szervességre**. Az új rendszerben kissé szervesnek nevezzük azokat a talajokat, melyek szervesanyagtartalma 2-6 %, közepesen szervesnek 6-20 % esetén, és nagyon szervesnek 20% felett. Korábban ennél szigorúbb volt a minősítés, a kötött talajokat 5 %-nál nagyobb, míg szemcsés talajokat már 3 % felett szervesnek minősítettük.

Az új európai-magyar szabvány külön értelmezi a szerves talajokat, s a küllemük és alkotóik alapján ad megnevezéseket rájuk (különböző tözegek, mocsári üledék, humusz).

A talajok megnevezésének ki kell terjednie a **szín** megjelölésére is, mert az a munkahelyeken segíti a talajazonosítást és más információkat is adhat. Emellett indokolt lehet utalni a geológiai eredetre és jellemzőkre, s minden más lényeges tulajdonságra, pl. a mesterséges eredetre, az esetleges szennyeződésre, a helyi elnevezésekre, stb.

2.4.2. A talajok állapotának minősítése

A szemcsés talajok esetében - láttuk - a **tömörtség** a lényeges, ezért azt kell minősíteni.

Az új magyar szabvány szerint a **tömörégi indexet** kell a

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

2.2. táblázat

képlettel meghatározni, vagyis az aktuális e hézag-tényezőt a vizsgált talaj leglazább állapotát jellemző e_{\max} és a legtömörebb állapotra jellemző e_{\min} hézag-tényezőhöz kell viszonyítani. Ennek segítségével a **2.2. táblázat** szerint kell minősíteni.

Ez így volt a régi rendszerben is, csak a mutató jele (T_{re}) és neve (relatív tömörtség) volt más, s csak három egyenletesen „elosztott” kategória (laza – közepesen tömör – tömör) volt.

A leglazább állapot egyébként úgy állítható elő, hogy a száraz talajt egy tölcsér segítségével a legkisebb tömörítő hatást is kizárva egy edénybe folytatjuk. A legtömörebb állapotot - mivel szemcsés talajról van szó - vibrációs hatással lehet elérni.

A tömörséget azonban így nagyon sokszor nem lehet számítani, mivel a szemcsés anyagokból nehéz zavartalan mintát venni a hézag-tényező méréséhez. Általában közvetett adatokból (pl. a fúrás ellenállásból vagy szondázásból), vagy korábbi tapasztalatokból (pl. munkagödörből vett nagyminta) lehet becslést adni.

A kötött talajok állapotát természetesen a víztartalom határozza meg, ezért a konzisztenciát kell jellemezni. Erre mind a régi, mind az új európai és magyar szabványban az

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P}$$

2.3. táblázat

képlettel számítandó (relatív) **konzisztenciaindex** (volt) használatos. Az új szabvány szerint **2.3. táblázatban** szereplő jelzők adandók, míg a régiben a gyúrható helyett a könnyen sodorható, a merev helyett a sodorható jelzőket kellett adni, s 1,5 feletti érték esetén a nagyon kemény jelző „járt”.

A tömörség osztályozása	
Megnevezés	Tömörégi index I_D %
Nagyon laza	0 – 15
Laza	15 – 35
Közepesen tömör	35 – 65
Tömör	65 – 85
Nagyon tömör	85 – 100

Konzisztencia	Konzisztencia index I_C
Nagyon puha	< 0,25
Puha	0,25 – 0,50
Gyúrható	0,50 – 0,75
Merev	0,75 – 1,00
Kemény	> 1,00

2.4.3. A talajok közelítő osztályozása, felismerése

A mélyépítési munkahelyen nagyon sok esetben van szükség arra, hogy a talajokat pontosabb vizsgálat nélkül gyorsan azonosítsuk. Például meg kell tudni ítélni egy töltésépítésre kiszállított talaj fajtáját, el kell tudni dönteni, hogy a kiemelt munkagödör alján valóban az a talaj van-e amelyikre a terv szerint alapozni kell, stb. Különböző egyszerű módszerekkel legalább közelítően osztályozni kell tudni a talajokat.

A szemcsés talajok közül a kavicsok és a homokok szabad szemmel is felismerhetők. Szemrevételezéssel még a szemeloszlásukról is képet alkothatunk.

A kötött talajok szabad szemmel már nem különíthetők el, különböző fogásokhoz kell folyamodnunk.

A száraz rögöket ujjal szétnyomva érdemes vizsgálni, vagy víz alatti szétesésükből lehet fajtájukat megállapítani. Az iszapok könnyen szétnyomhatók, illetve gyorsan szétfolynak, az agyagok - minél kötöttebbek - annál nehezebben, illetve lassabban esnek szét.

Nedves állapot esetén gyúrással, rázással lehet - bizonyos gyakorlat után - a plasztikusság mértékét megítélni. A másik jó lehetőség, hogy késsel sima felületet vágunk a mintán. Ha bársonyos lesz, iszappal van dolgunk, minél fényesebb, "szappanosabb" a felület annál kötöttebb a vizsgált anyag.

A talajállapot sodrással értékelhető, a sodrási határtól való távolság - már kis gyakorlattal - elég jól megítélhető.

A szervesség a bomlás miatti jellegzetes szagról és a sötétszürke-fekete színről ismerhető fel.

3. A talajok hidraulikai jellemzői

A talajokban természetes hatásokra és a mérnöki beavatkozások következtében **vízmozgások** következhetnek be. Láttuk már az előzőekben, hogy a víz talajbeli szerepe milyen jelentős lehet, s általában igaz, hogy a legtöbb talajjal összefüggő épületkárt és a földcsúszásokat valójában a vízmozgások, ill. víznyomás- és víztartalom-változások indukálják.

Vízmozgást sokféle ok kiválthat, ezeket a 2.1.3. fejezet alapján könnyen felsorolhatjuk: gravitáció, mechanikai terhelés, kapilláris feszültség, a szemcsék vízszívóképessége, hőmérséklet-különbség, elektromos potenciálkülönbség. Ezek közül az első a legfontosabb, a legnagyobb hatású, ezért ezzel foglalkozunk részletesebben, a többit csak rövidebben tekintjük át.

Mindezek megismerése előtt azonban röviden fel kell idéznünk a hidraulikának - a Fizika tárgy keretében már megismert - azon ismereteit, amelyek a talajbeli vízmozgások értelmezéséhez, kezeléséhez szükségesek. (Megjegyzendő, hogy bár a tárgy jellegéhez igazodóan általában vízről lesz szó, de az értelemszerű módosításokkal a legtöbb esetben bármely más folyadékra is érvényesek a leírt törvények.)

3.1. Hidraulikai alapok

3.1.1. Hidrosztatikai alapok

A hidrosztatika a nyugvó víz törvényszerűségeit tárgyalja. Közülük hármat kell felidéz-nünk.

A víz nyomása - mint Euler törvényéből tudjuk - a víz felszíne alatti bármely h mélységű pontban

- merőleges a bármely felvett (nyomott) felületre,
- bármely irányban (bármely helyzetű felületre vonatkozóan) azonos,
- nagysága p_0 légnyomás esetén

$$p = p_0 + h \cdot \rho_v \cdot g$$

A második tagot szokás hidrosztatikus nyomásnak is nevezni, és u -val jelölni.

A vízben levő testekre a külső felületükre ható víznyomásokból - azok eredőjeként - **felhajtó erő** hat (Archimédesz-törvény). Ez

- függőlegesen felfelé irányul és
- nagysága, ha V térfogat van a víz alatt:

$$F_f = V \cdot \rho_v \cdot g$$

A zárt teret kitöltő folyadékokban a **külső nyomás** Pascal törvénye szerint minden pontban gyengítetlenül jelen van.

3.1.2. A folyadékok kinematikája

E tudományterület a vízmozgások leírásával foglalkozik, anélkül azonban, hogy az azokat kiváltó erőket, energiákat, illetve ezek és a mozgásjellemzők kapcsolatát vizsgálná.

Valamely vízmozgást, pl. a **3.1. ábrán** vázolt cső egy-egy szelvényében való áramlást vizsgálva, három **szelvényjellemzőt** kell értelmeznünk. Ezek:

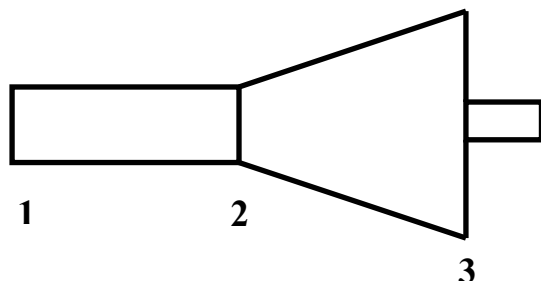
- a Q vízhozam a szelvényben egységnyi idő alatt átáramló vízmennyiség pl. m^3/s -ban,
- az A keresztmetszeti terület az áramlásra merőlegesen értelmezve, pl. m^2 -ben,
- a v_k középsebesség, pl. m/s -ban.

A három jellemző között a

$$Q = v_k \cdot A$$

összefüggés áll fenn. Egy szelvényen belül a széleken (a határoló felületeken) lassúbb, középen gyorsabb az áramlás, amint pl. az a folyókon megfigyelhető. A középsebesség tehát egyfajta átlagsebességnek tekinthető.

E három jellemző a természetben időben általában változik, de hosszabb-rövidebb ideig állandó is maradhat, vagy jó közelítéssel annak tekinthető. Ez a **permanens mozgás**.



3.1. ábra. Modelleső.

Egy állandó vízhozamú **áramlási szakaszon**, pl. a 3.1. ábrán látható cső egyes szakaszain:

- az 1-2 szakaszon mindhárom szelvényjellemző állandó, itt permanens, egyenletes a mozgás,
- a 2-3 szakaszon a szelvény folyamatosan bővül, ezért állandó Q mellett v_k is változik, az itteni vízmozgást permanens, fokozatosan változóknak nevezzük,
- a 3 helyen ugrásszerűen változik a szelvény, itt permanens, hirtelen változó a mozgás.

Mindegyik szakaszra, tehát a permanens szelvények sorozatára igaz, hogy állandó hozam esetén

$$v_{ki} \cdot A_i = \text{const.}$$

Ez a **kontinuitás törvénye**.

A természetben a legtöbb áramlás nem permanens jellegű, mert a mozgást kiváltó energia is változik. A nem permanens vízmozgások matematikai kezelése azonban általában nagyon bonyolult. Ezért a legtöbbször úgy járunk el, hogy egy-egy időtartamra permanensnek tekintve vizsgáljuk őket, kiválasztva azokat az időpontokat és peremfeltételeket, melyek a vizsgált probléma szempontjából mértékadók, kritikusak lehetnek. Csak különösen nagy jelentőségű feladatokat oldunk meg nem-permanens modellekkel.

A vízmozgások számítása általában az áramló víztömeg egyes vízrészecskéi által befutott pálya, az **áramvonal** vizsgálatán alapul.

A **lamináris** (vízszálas) **mozgások** az áramvonalak időben állandók, vagyis

- ha egy vízrészecske egy ponton egy bizonyos pillanatban egy meghatározott irányú és nagyságú sebességvektorral haladt át, akkor ezen a ponton később is ugyanígy halad át egy másik vízrészecske, illetve
- ha egy vízrészecske valamely A ponton áthaladva egy másik B pontba jutott, akkor bármely más vízrészecske, mely az A ponton áthalad a B ponton is átáramlik.

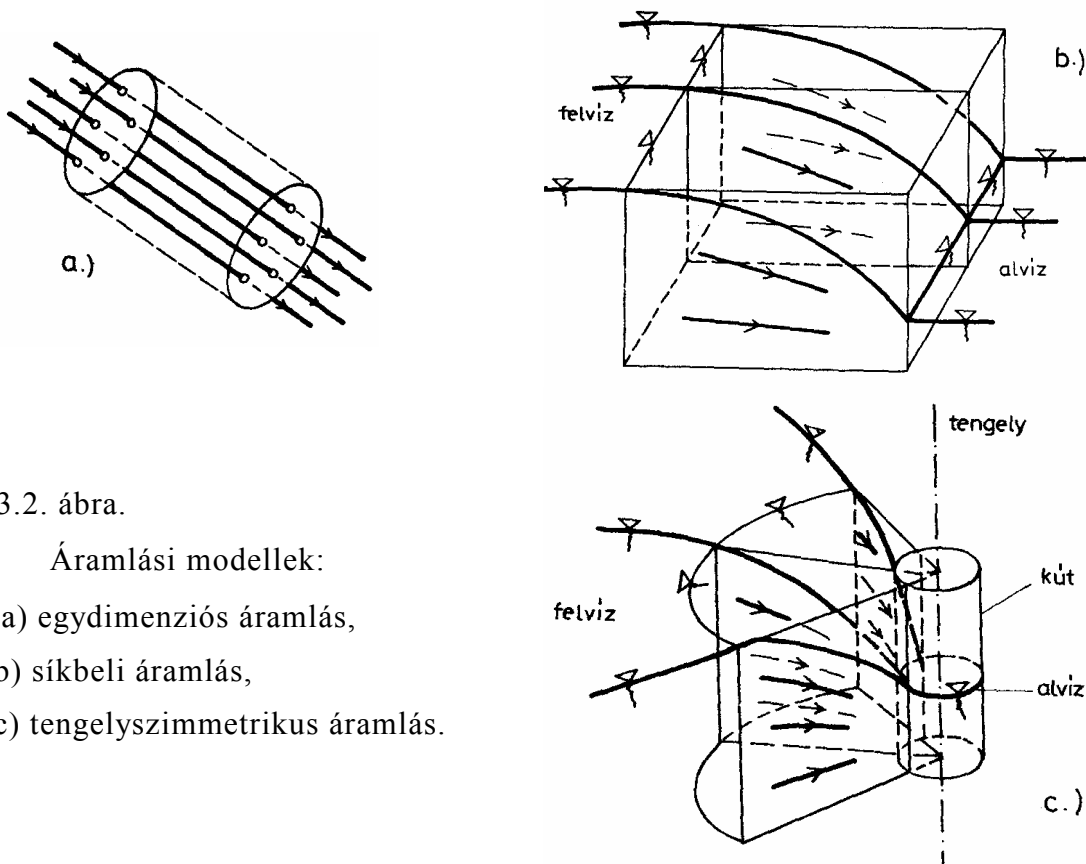
A **turbulens** (gomolygó) **mozgás** esetében viszont ezek nem teljesülnek, a vízrészecskék pályája szabálytalan és időben változik, s csak egy hosszabb időre érvényes átlagos áramvonal képzelhető el.

A két áramlástípus között egyébként hidrodinamikai szempontból még lényegesebb különbség van, mert a lamináris mozgás esetében a vízrészecskék csak súrlódnak egymáson és a határoló közegen, a turbulens mozgás során viszont ütközés is van.

Az áramlások vizsgálatára az áramvonalak külső határfeltételek által meghatározott helyzetétől függően általában háromféle **modell** lehet használni (**3.2. ábra**):

- **egydimenziós áramlási modellt**, amelynek az áramvonalai párhuzamos egyenesek,
- **síkbeli modellt**, amelynek az áramvonalai síkgörbék és az egymással párhuzamos síkok sorozatában az áramvonalak azonos alakúak és helyzetűek,
- **tengelyszimmetrikus modellt**, amelynek az áramvonalai szintén síkgörbék, ám ez esetben az áramkép egy függőleges tengelyre illeszkedő forgássíkok sorozatában azonos.

E modellek bizonyos esetekben valóban pontosan megfelelnek a valós viszonyoknak, a legtöbb esetben viszont csak közelítésként alkalmazhatók. Az is lehetséges, hogy csak egy-egy áramlási zónára tekinthetjük érvényesnek őket, viszont jól kiválasztva azonban ezeket a zónákat a probléma egészére elfogadható pontosságú megoldást nyerhetünk.



3.2. ábra.

Áramlási modellek:

- a) egydimenziós áramlás,
- b) síkbeli áramlás,
- c) tengelyszimmetrikus áramlás.

3.1.3. Hidrodinamikai alapismeretek

A hidraulika ezen harmadik részterülete már a mozgások dinamikai összefüggéseit is tárgyalja.

Bernoulli törvénye jelenti e tudományterület alaptörvényét, mely egy áramvonalon mozgó víz-részecske energiájának változását írja le. Levezethető, hogy egy egységnyi súlyú vízcseppnek az áramvonal valamely pontjában meglévő helyzeti, nyomási és mozgási energiája a következő geodéziai is értelmezhető energiamagasságokkal fejezhető ki:

$$\frac{E}{V \cdot \rho_v \cdot g} = z + \frac{p}{\rho_v \cdot g} + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

ahol E a teljes energia a vizsgált pontban, V a vízcsepp térfogata, ρ_v a vízcsepp sűrűsége, z a vizsgált pont magassága egy tetszőleges helyzetű viszonyító síkhoz képest, p a pontbeli víznyomás, v a vízcsepp sebessége, g a nehézségi gyorsulás.

Bernoulli törvénye szerint ideális (súrlódásmentes) folyadékokban ez a összeg egy áramvonal mentén állandó marad, miközben a három összetevő külön-külön változhat. Súrlódó (viszkózus) folyadékokban, így a vízben is, az áramvonal két pontja között energiavesztés is keletkezik, tehát e két pontra a törvény így érvényes (**3.3. ábra**):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho_v \cdot g} + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho_v \cdot g} + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + h_v$$

Ebben h_v az energiaveszteség (víz)nyomó-magasságban kifejezve, melyet célszerű egységnyi út-hosszra vonatkoztatni. Ez az áramvonal L szakaszára jellemző fajlagos energiaveszteség az

$$I = \frac{h_v}{L}$$

képlettel számítható, és hidraulikus gradiensnek nevezzük.

Az energiaveszteség a vízmozgás sebességével természetesen növekszik. Csőbeli áramlás esetén pl. **Reynolds** kísérletei szerint

- lamináris mozgás esetén $I = C_1 \cdot v_k$
- turbulens mozgás esetén $I = C_2 \cdot \sqrt{v_k}$

összefüggés jellemző, ahol a C konstansok az áramlás határoló közegétől és a folyadék tulajdonságaitól függ. Például D átmérőjű csőben bekövetkező lamináris áramlás esetén

$$C_1 = \frac{1}{32} \cdot \frac{g}{v} \cdot D^2$$

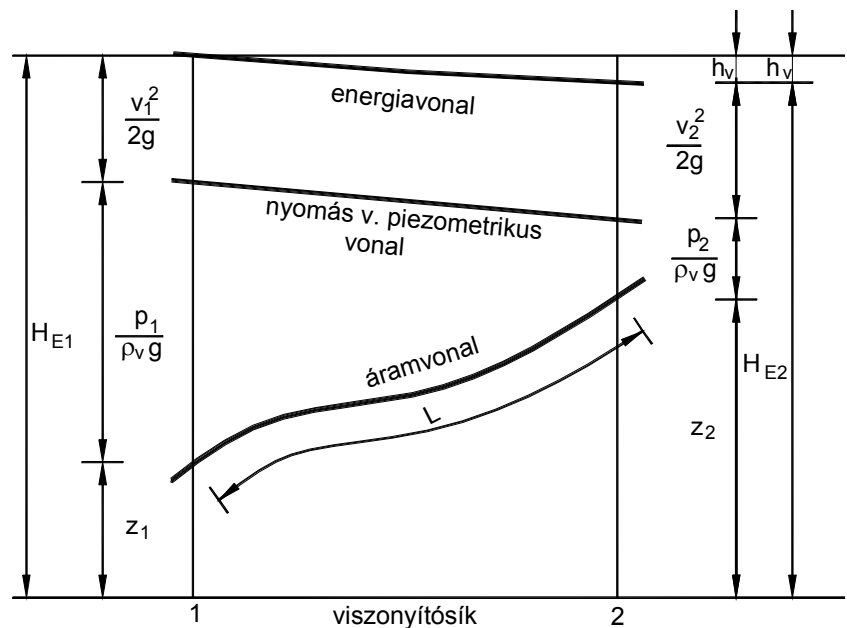
ahol v a folyadék kinematikai viszkozitása.

Az áramlást jól jellemzi az

$$Re = \frac{v_k \cdot R}{\nu}$$

képlettel számítható **Reynolds-féle szám**, melyben R a hidraulikai sugár, a szelvény keresztmetszeti területének és nedvesített kerületének hányadosa. (Pl. telt szelvényű körkeresztmetszetre $R=D/4$.) Reynolds kimutatta, hogy az áramlás akkor válik turbulenssé, ha $Re > 580$.

Az előbbiekből érzékelhető, hogy az áramlás során a hosszal arányosan lépnek fel a súrlódás jellegű veszteségek. Koncentrált veszteségek is vannak azonban egy áramlás során, például szelvényváltásnál, irányváltásnál, stb. Ezek általában a sebesség négyzetével arányosak.



3.3. ábra. A Bernoulli-törvény értelmezése

3.2. Gravitációs vízmozgás (szivárgás) a talajban

3.2.1. A mozgás alapösszefüggései

A szivárgás törvényszerűségeit kísérleti úton elsőként **Darcy** tárta fel. Kísérleteinek és azok eredményeinek lényegét a **3.4. ábra** érzékelteti. Darcy a

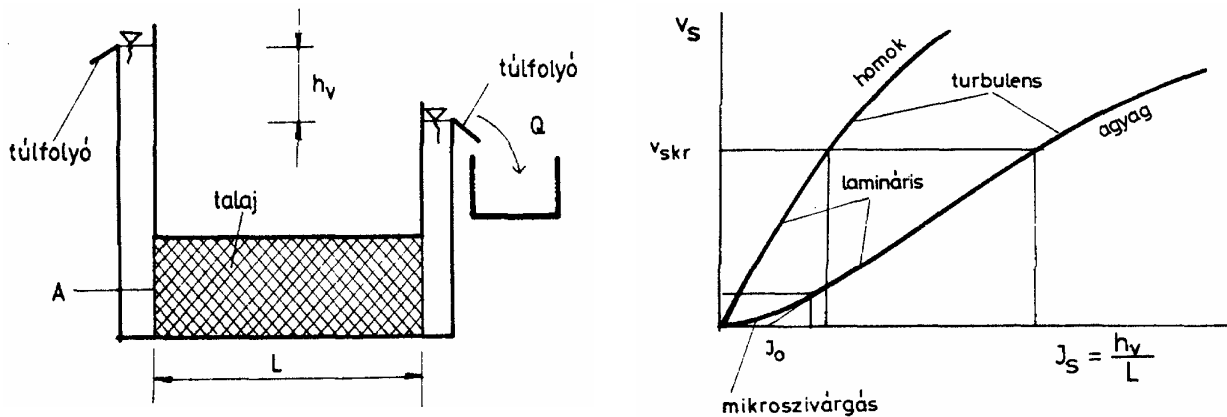
$$v_s = \frac{Q}{A}$$

képlettel értelmezte a **szivárgási sebességet**, melyben A az áramlás irányára merőleges teljes talajkeresztmetszetet jelenti (jóllehet a víz csak a hézagokban áramlik, ám azok keresztmetszete nem számítható ki). Az energiaveszteséget az

$$I_s = \frac{h_v}{L}$$

szivárgási gradienssel jellemezte, amely annyiban sajátos, hogy a vízrészecskék valójában szabálytalan, L-nél hosszabb pályát futnak be, de az nem határozható meg.

Darcy kimutatta továbbá, hogy a szivárgás során a sebesség kis értékei miatt elhanyagolható a $v^2/2g$ sebességmagasság.



3.4. ábra. Darcy szivárgási kísérlete.

Darcy a v_s és I_s mennyiségek kapcsolatát vizsgálva a 3.4. ábrán látható összefüggéseket tapasztalta. Megállapította, hogy

- a finomszemcsés talajokban van egy ún. mikroszivárgási tartomány, melyben a gradiens növekedésével a sebesség erőteljesen (hatványfüggvény szerint) nő,
- a gyakorlatban leginkább előforduló gradiens, ill. sebességtartományban a kapcsolat lineáris, ami a 3.1. fejezet szerint a lamináris mozgásra jellemző, s ez a

$$v_s = k \cdot (I_s - I_0)$$

összefüggéssel írható le, ahol k a talajra jellemző ún. vízáteresztőképességi együttható vagy szivárgási tényező, I_0 pedig szintén a talajra jellemző küszöbgradiens,

- egy bizonyos kritikus v_{skr} sebességnél, illetve I_h határgradiensnél az áramlás turbulenssé válik, ahol a v_s kevésbé nő a gradiens növekedésével, illetve megfordítva: v_s növekedésével I_s sokkal erőteljesebben növekszik, mint a lamináris áramlás esetében.

A talajokra jellemző k , I_0 és I_h értékeket a **3.1. táblázat** érzékelteti. Külön felhívjuk a figyelmet k értékének több nagyságrendet felölelő változására, ami szinte példátlan a mérnöki gyakorlatban használatos egyéb anyagparaméterek közt. k értékének ez a jelentős változása nagy nehézségeket okoz a talajbeli vízmozgások tervezésében, mert meghatározásakor sajnos alig kerülhető el fél nagyságrendnyi tévedés. Ez ötszörös eltérést eredményez a vízhozamokban, és pl. az ennek alapján tervezendő szivattyúterhelésekben, amit az építési gyakorlat sokszor nehezen tud kezelni.

3.1. táblázat

A talajok hidraulikai paramétereinek jellemző értékei			
talaj fajta	áteresztőképesség k m/s	I_0 küszöb gradiens	I_h határ gradiens
homokos kavics	$10^{-3} \dots 10^{-4}$	0	1
homokos iszap	$10^{-5} \dots 10^{-6}$	0,2	10
közepes agyag	$10^{-8} \dots 10^{-9}$	0,8	100

A **Darcy-törvényt** a legtöbbször a küszöbgradienst elhanyagolva az

$$v_s = k \cdot I_s$$

egyszerűsített formájában használjuk, ill. ha egyértelmű, hogy szivárgásról van szó, akkor még az s indexeket is elhagyjuk.

A szivárgást **elméleti úton Koženy** vizsgálta. Egy ún. csökötegmodellt fogalmazott meg, melyben a talaj valamely A keresztmetszetének változó hézagrendszerét N db D_0 átmérőjű csövel modellezte. Az L hosszúságú csövek D_0 átmérőjét abból a két feltételből határozta meg, hogy

- a csövek (belső) össztérfogata legyen azonos az $A \cdot L$ talajtér hézagainak térfogatával, hogy ezzel a víz áramlási tere azonos legyen,
- a csövek belső palástfelülete legyen azonos e talajzóna szemcséinek összfelületével, hogy így az áramlást akadályozó súrlódás azonos lehessen.

Koženy e feltevésekből érdekes eredményekre jutott, melyekből kiemeljük a szivárgási sebesség

$$k = C_3 \cdot \frac{g}{v} \cdot \frac{e^3}{1+e} \cdot D_h^2$$

összefüggését, melyben a konstans a szemalakot és a talajszerkezetet fejezi ki és legjellemzőbb értéke 10^{-2} -re vehető. A képlet jelzi, hogy a szivárgási tényező

- valójában nem csak a talajtól, hanem az áramló közegtől is függ, hiszen a képletben v a kinematikai viszkozitás is szerepel, mely ráadásul - mint ismeret - hőmérsékletfüggő is,
- a tömörségtől, az e hézagtényezőtől a jelzett módon függ, mely e reális szélső értékeit figyelembe véve kb. 2,5 nagyságrend változást jelenthet, ennyit ér tehát pl. a gátak anyagának tömörítése a vízzáróságban,
- döntően a talajfajtától, a D_h hatékony szemcseátmérőtől függ, ennek lehetséges 4-5 nagyságrendbeli változása (a kavics és az agyag közt) magyarázza k óriási különbségeit.

A talajok szivárgási tényezőjét háromféle módszerrel lehet meghatározni.

Laboratóriumban a talajból vett zavartalan mintákon át vizet áramoltatva, az áramlás mindegyik jellemzőjét mérve a Darcy törvény alapján k számítható. Háromféle módszert használnak:

- a homokok, kavicsok esetén az ún. állandó víznyomásos vizsgálatot,
- a homoklisztek, iszapok, sovány agyagok esetében az ún. változó víznyomásos vizsgálatot,
- közepes és kövér agyagokra pedig a konszolidáció vizsgálatot.

Mindegyik laborvizsgálat hátránya, hogy a terepi hidraulikai viszonyok bármely anomáliáját (pl. repedéseket, mikrorétegeket) nem lehet így utánozni, pedig ezek a vízmozgásokat jelentősen megváltoztathatják.

Helyszíni, terepi méréseket is alkalmaznak éppen az utóbbi bizonytalanságok kiküszöbölése érdekében. Itt is háromféle alapmódszer használatos:

- a próbaszivattyúzás, melynek keretében egy kúttal létrehozott leszívás eredményeit mérve számítják k értékét,
- a fúrólukas vizsgálat, melynek során a furat falfelületének egy részén valamely nyomás hatására elszivárgó vízmennyiség mérésből becsülik k nagyságát,
- a szikkasztásos vizsgálatok, melynek során a talajba mélyített ismert méretű üregekből (furat, akna) történő vízelvezetés idejéből következtetnek az áteresztőképességre.

E vizsgálatok legfőbb hátránya költségességük, s időbeli ütemezhetőségük nehézsége (t.i. hogy már a tervezéskor sorra kerüljenek).

Közelítő elméleti vagy tapasztalati eredetű képletekkel, diagramokkal is lehet becsülni k értékét, amire főleg az előtervezés időszakában van nagy szükség. Ilyen képletnek tekinthető tulajdonképpen Koženy-é is, melyhez sok hasonló (általában egyszerűbb alakú) képlet található a szakkönyvekben.

3.2.2. Az áramlási erő és hatásai

Mint láttuk, Archimédész törvénye szerint a nyugvó vízben levő testre a test külső felületére ható víznyomások eredőjeként függőleges irányú felhajtó erő hat. A talaj esetében ez azt jelenti, hogy nyugvó vízben egy V térfogatú (értelemszerűen telített) talajelemre a súlyának és a felhajtó erőnek a különbsége hat:

$$P = G - F_f = V \cdot \rho_t \cdot g - V \cdot \rho_v \cdot g = V \cdot \rho' \cdot g$$

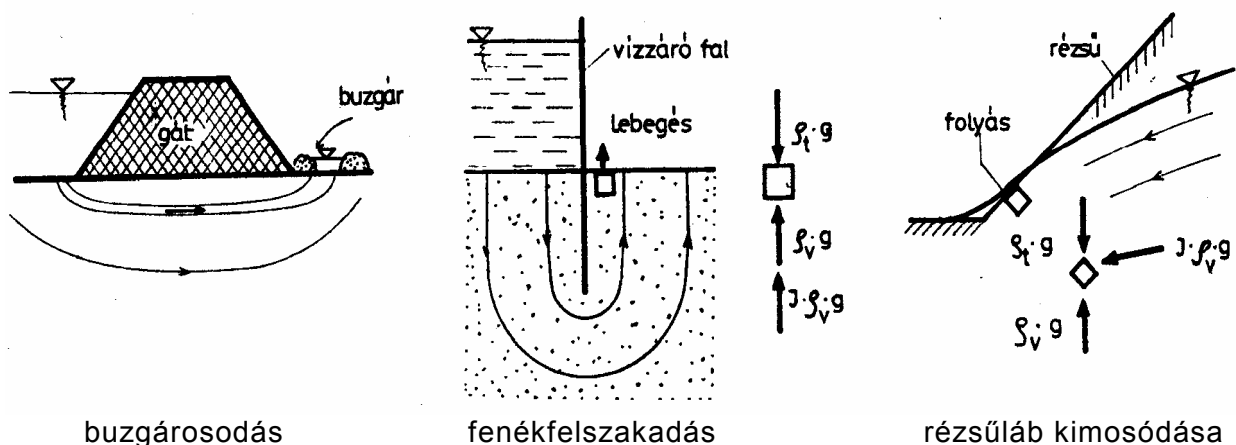
Levezethető, hogy áramló vízben a víznyomásokból **a felhajtó erő mellett még** egy további erő is keletkezik, s ezt szokás **áramlási erőnek** nevezni. Ez a víznyomások eredőjének és a felhajtó erőnek a vektoriális különbsége,

- nagysága $\dot{A} = V \cdot I_s \cdot \rho_v \cdot g$,
- iránya minden pontban az áramvonal ottani érintőjével azonos.

Úgy is értelmezhetjük ezt, mint azoknak a súrlódási erőknek az ellentettjeit, melyekkel a szemcsék akadályozzák a víz mozgását. Ezek magukkal akarják ragadni a szemcséket, tehát szemcsemozgásokat okozhatnak. A felszíni vízmozgások, a csapadéklefolyás ilyen hatása közismert, ezt nevezzük erózióknak. A felszín alatti vízmozgás ilyen hatása sokáig kevésbé feltűnő, ám egy idő után, elfajulva, súlyos következményekkel járhat.

Szuffózió esetén csak a finomabb szemcsék mozognak a durvábbak között egy rétegen belül. E jelenséget kolmatációnak hívjuk, ha egy réteghatáron következik be, ahol pl. agyagot "moshat be" a víz kavicsba. Hatása "csak" hidraulikai jellegű, megváltozik az átteresztőképesség, ami pl. egy kút vízhozamának csökkenésével járhat.

Belső erózió, hidraulikus talajtörés következik be, ha az erősebb áramlás a talaj egy zónáját megbontja, s ez már mechanikai következményekkel jár, egészen nagy földtömegek veszhetnek el így a stabilitásukat. Ilyen következhet be pl. a **3.5. ábrán** látható esetekben: gátak alatti vízmozgás, munkatérhatároló falakat megkerülő vízszivárgás esetén, lejtő lábánál bekövetkező vízkilépéskor. Hatékony védekezést általában az nyújt, ha az áramlási erőt, azaz a szivárgási gradienst csökkentjük: a h_v vízszintkülönbség csökkentésével vagy az L úthossz növelésével. A rézsúláb károsodása úgy védhető ki, hogy nem engedjük meg a víz kilépését, szivárgóval mélyebbre visszük a vizet (lásd a 10.2.3. fejezetet).



3.5. ábra. Példák a belső erózióra és a hidraulikus talajtörésre.

3.2.3. A szivárgási feladatok megoldásának alapjai

A gyakorlatban jelentkező feladatokban általában **három kérdést** kell megválaszolni:

- mekkora a vízhozam,
- mekkora az áramlási tér egyes pontjaiban a víznyomás,
- mit okozhat az áramlási erő.

A megoldásokat az előbbieken vázolt **elvek, módszerek** alapján találhatjuk meg:

- a Darcy-törvény egyszerűsített alakját fogadjuk el,
- permanensnek tekintjük az áramlásokat,
- a vázolt (egydimenziós, síkbeli vagy tengelyszimmetrikus) modellekkel dolgozunk,
- a Bernoulli-törvényt hívjuk segítségül a víznyomások meghatározására,
- az áramlási erő hatásait az előbbiek szerint elemezzük, s hárítjuk el veszélyes hatásait.

Az egydimenziós áramlásokat homogén talaj esetén a Darcy-féle kísérlet analógiájára lehet vizsgálni. Ismernünk kell az áramvonalak valamely két, L távolságú pontja között fellépő h_v energiakülönbséget, melyből a hidraulikus gradiens és abból a k áteresztőképesség ismeretében a v_s sebesség számítható. Ebből a kiválasztott A felületen átáramló

$$Q = v_s \cdot A = k \cdot \frac{h_v}{L} \cdot A$$

vízhozam is kiadódik.

Két pont közt ilyenkor lineárisan változik az energiaszint, s ebből bármely közbenső ponté, s abból - a pont geodéziai helyzete alapján - az ott uralkodó víznyomás is meghatározható.

Rétegzett talajban – ha az áteresztőképességek nagyságrendileg különböznek - az áramlást nagymértékben befolyásolja az áramvonal és a réteghatárok viszonya. Igazolás nélkül emeljük ki a leglényegesebb ismereteket:

- a rétegződésre merőleges áramlás esetén a legkisebb áteresztőképességű réteg szerepe a meghatározó: közelítőleg általában úgy számolhatunk, mintha a rétegzett rendszerre eső teljes energiaveszteséget az e rétegen történő átáramlás emésztené fel,
- a rétegekkel párhuzamos (s a rétegekben azonos gradiensű) áramlás esetén a legnagyobb áteresztőképességű réteg szerepe a döntő: közelítőleg általában úgy vehető, mintha csak ebben áramlana a víz, a többi hozama elhanyagolható,
- a réteghatárral szöget bezáró áramlás esetén a határon az áramvonal – a fényhez hasonlóan – megtörik, éspedig a nagyobb áteresztőképességű rétegben haladva zár be nagyobb szöget a határfelület normálisával.

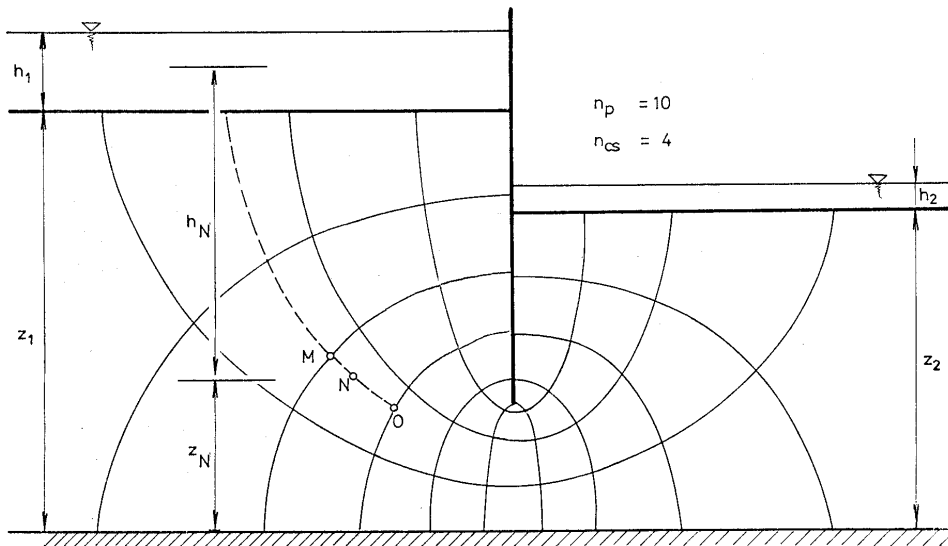
Síkbeli áramlások esetén a görbe áramvonalak és a rájuk merőleges azonos energiájú pontokat összekötő ún. ekvipotenciális vonalak (felületek) alakját és helyzetét kell meghatározni. A mérnöki gyakorlatban legtöbbször próbálgatással, a konkrét körülményekre érvényes **áramkép megszerkesztésével** érünk célt. Addig kell a kettős vonalsereget javítgatni, míg azok kielégítik a következő követelményeket:

- az áramvonalak és az ekvipotenciális vonalak egymásra merőlegesek,
- a vonalak által alkotott hálók szemeibe érintőkör szerkeszthető,
- a vonalak illeszkednek a peremfeltételekhez (az áramlási tér határoló vonalai vagy áram- vagy ekvipotenciális vonalak).

A **3.6. ábra** egy elfogadható pontosságú megoldást mutat egy szádfal körül bekövetkező mozgásra. Az áramkép alapján az egy folyóméterre eső vízhozamot ($m^3/s/m$ -ben) a

$$Q = k \cdot \frac{n_{cs}}{n_p} \cdot h_v$$

képlettel lehet számítani, melyben az ismert jelölések mellett a tört számlálója az áramvonalak közti csatornák, nevezője pedig a potenciálesések száma.



3.6. Síkbeli áramlás áramképe.

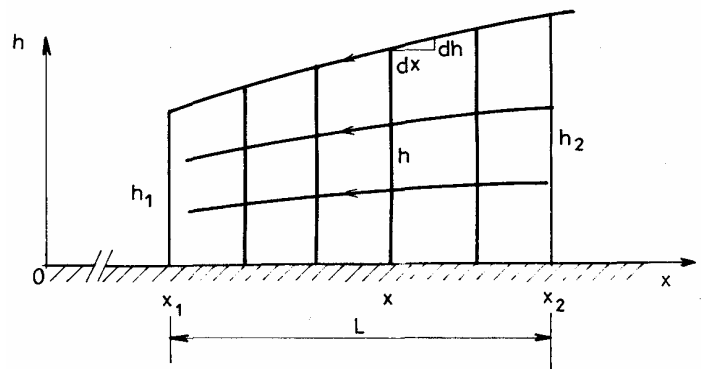
$$h_N = (z_1 + h_1) - \left(2 + \frac{MN}{MO}\right) \cdot \frac{h_v}{n_p} - z_N$$

Az áramkép alapján Bernoulli törvényét alkalmazva meghatározható, hogy egy pontban mekkora a víznyomás, ha azt is figyelembe vesszük, hogy bármely két potenciálvonal között az energia-vesztés h_v/n_p . Az N pontban például

Olyan síkbeli áramlásokra, amilyent a **3.7. ábra** érzékeltet, vagyis ahol

- alul egy vízzáró réteg határolja az áramlási teret
- (legalább) két helyen ismert a vízszint magassága és
- az esés elég kicsi (kb. 0,3 alatti),

a **Dupuit-féle közelítő számítással** is dolgozhatunk. Ez az ekvipotenciális vonalakat függőleges egyenesnek tekinti, ami nyilván csak kisebb esésnél fogadható még el. Az erre alapozott levezetés végeredményeként megadható a folyóméterenkénti vízhozam és a vízfelszín helyzete:



3.7. A Dupuit-féle közelítés.

$$Q = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \frac{h_2^2 - h_1^2}{x_2 - x_1}$$

$$h = \sqrt{\left(h_2^2 - h_1^2\right) \cdot \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} + h_1^2}$$

A **tengelyszimmetrikus áramlási eseteket** is gyakorlatilag mindig a **Dupuit-féle** képletekkel oldjuk meg. Ez ugyanolyan feltételek mellett alkalmazható, s végeredménye is hasonló, csak a képletekben az x értékek helyett $\ln r$ értékek szerepelnek (r az áramlás tengelyétől mért távolságot jelenti), illetve a vízhozam képletében $\frac{1}{2}$ helyett π szerepel.

3.3. Egyéb vízmozgások

3.3.1. Kapilláris vízmozgás

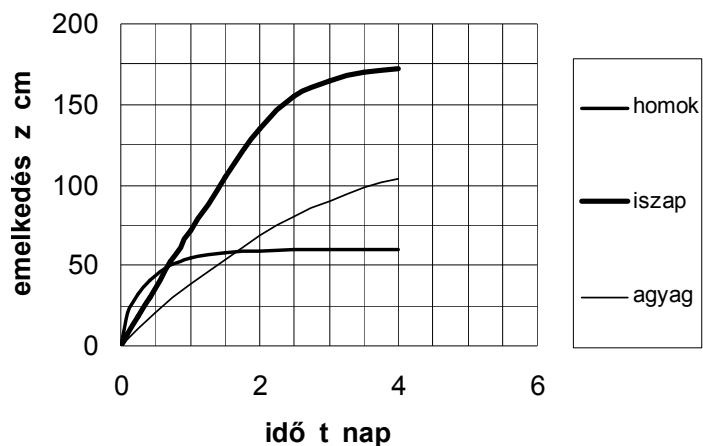
A kapilláris jelenségre a 2.1.2. fejezetben már utaltunk. Vázoltuk, hogy az emelkedés magassága a csőátmérővel fordítottan arányos, ezért a durvább szemcséjű kavicsokban, homokokban az emelkedési magasság kisebb, mint az agyagokban. Érzékeltettük már azt is, hogy egy bizonyos talaj csővecskéinek átmérője is változik, ezért alakul ki a zárt és a nyílt kapilláris tartomány.

A talajbeli kapilláris emelkedés elméleti és kísérleti úton is vizsgálható. Mindkét módon előállíthatók a **3.8. ábrán** látható görbék.

A görbékről megállapítható, hogy

- a homokokban kicsi az emelkedés, és az igen rövid idő alatt bekövetkezik,
- az agyagokban nagy magasság alakulhat ki, de csak nagyon hosszú idő alatt,
- az iszapokban alakul ki viszonylag rövid idő alatt a legnagyobb magasság.

Az elméleti képletek anyagjellemzői azonban nehezen határozhatók meg, a kísérleti módszerek esetében pedig a 3.2.1. fejezetben jelzett problémák merülnek fel. Ezért a gyakorlatban inkább a terepi **megfigyelésekre** hagyatkozunk. Így nyert **jellemző emelkedési magasságokat** foglal össze a **3.2. táblázat**.



3.8. ábra. A kapilláris emelkedés időbeli alakulása.

3.2. táblázat

Jellemző kapilláris emelkedési magasságok	
talajfajta	emelkedési magasság h_k m
homokos kavics	0,10 ... 0,20
homok	0,40 ... 0,80
homokliszt	1,00 ... 1,50
iszap	2,00 ... 3,00
közepes agyag	4,00 ... 8,00
kövér agyag	10,00 ... 50,00

A kapilláris emelkedés **gyakorlati vonatkozásai** közül kiemeljük, hogy

- ily módon a talaj vizet szállíthat az építmények alapjaihoz, falaihoz, ami ellen szigetelni kell őket;
- talajfagyáskor jelentős mennyiségű víz emelkedhet kapilláris úton az útburkolatok alatti fagyónába, ezzel megnő ott a víztartalom, aminek következtében a fagy- és az olvadás okozta károsodás veszélye, ill. mértéke fokozódik;
- negatív hidrosztatikus nyomást eredményez a talajvíz felett, ami viszont javítja a talajok szilárdságát a kapilláris kohézió révén, ám ez a talajvíz emelkedésekor megszűnik, ezért csak ritkán számíthatunk rá.

3.3.2. Elektroozmózis

Említettük, hogy a talajban általában találhatóak fémionok, melyeket hidrátburok vesz körül. Különösen igaz ez az agyagokra és főleg akkor, ha pH értékük a semlegességre jellemző 7-től jelentősebben eltér.

Ha egy ilyen talajban természetes vagy mesterséges okok miatt elektromos potenciálkülönbség lép fel, akkor az vízmozgást okoz. A mozgás úgy zajlik le, hogy a pozitív töltésű fémionok **a katód felé** áramlanak, ezt hívják **elektroforézisnek**, de magukkal viszik a hidrátburkukat, azaz a vizet, ez az **elektroozmózis**.

Természetes potenciálkülönbség jöhet például létre a talajba helyezett szerkezetek és a talaj között, s az így kialakuló áramlás a szerkezetek korrózióját fokozza. Kialakulhat feszültségkülönbség két különböző összetételű réteg határán is, mert az összetétellel együtt

különbözik a dielektromos állandójuk is. Az ezáltal bekövetkező áramlás pl. az egyik felszínének elnedvesedéséhez, felpuhulásához vezethet, ami aztán e felszínen bekövetkező csúszást okozhat. Tulajdonképpen mikroméreteken lezajló elektrooszmózisról van szó akkor is, amikor az agyagszemcsék a szabad hézagokból elszívják a vizet, hogy hidrátburkukat növeljék. Úgy is felfogható a jelenség, hogy a víz azért áramlik, hogy a szabad hézag és a szemcsék közötti zóna koncentrációkülönbsége kiegyenlítődjön. Ez a jelenség az ozmózis elméletével tárgyalható, s ezzel az agyagok duzzadásának jelenségére is adható fizikai magyarázat.

Mesterséges potenciálkülönbséget bizonyos esetekben elsősorban azért hoznak létre, hogy a talaj egy zónáját szárítsák. Ha a katódot ugyanis kútként képezik ki és a vizet kiemelik belőle, akkor az anód környékén a vízszint, ill. a víztartalom csökkenthető. Ha nem emelik ki a vizet, akkor az anód környékén csak a víznyomás csökkenthető le. Ha viszont a mesterséges potenciálkülönbség létrehozásával együtt az anódnál még valamilyen fém ionjait is bejuttatjuk a talajba, akkor az ioncserével a talaj tulajdonságait is javíthatjuk.

3.3.3. A termoozmózis és a talajfagyás

A hőmérsékletkülönbség hatására létrejövő vízmozgás a természet közismert jelensége. A víz elsősorban páráként mozog **a hidegebb és ezért kisebb nyomású helyek felé**. Így van ez a talajban is, ám ott a vizsgálatok szerint még a szemcsék hidrátburkai között is lezajlik vízmolekula átadás, s az is a hidegebb hely felé irányuló vízmozgást eredményez. A mérések szerint a **talajhőmérséklet** hazánkban a **3.9. ábra** szerint alakul.

A semleges szint kb. 4,0 m mélyen van, ez alatt a léghőmérséklet hatása már nem érvényesül, a talajhőmérséklet időben állandó. 2,5 m alatt azonban már alig van változás, legalább is nem akkora, hogy vízmozgást keltsen.

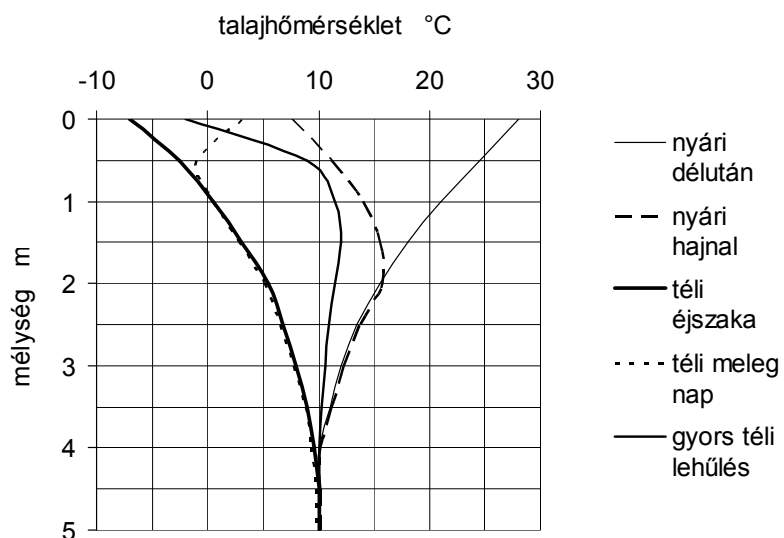
A változások mértékét persze a talajfajta és a fedettség is befolyásolja.

Látható, hogy télen, ill. nyáron hajnalban alakul ki felfelé csökkenő hőmérséklet, s ezzel felfelé irányuló vízmozgás. Az előbbi eredménye a megfagyó talajzóna elnedvesedése, az utóbbié a talajvízszintet csökkentő párolgás.

Télen a felszín felől lehűlő talajzóna felé az

előbbieket szerint **alulról víz áramlik**, s ott megfagy. Az iszapokban és az agyagokban ún. **jéglencsék** alakulnak ki, melyeket az alulról jövő víz egyre hizlal. A jéggé fagyó víz térfogata egyébként is megnő, így a jéglencsék szétrepesztik a talajszerkezetet, növelik a talajtérfogatot, megemelhetik a felszínt, illetve a ráhelyezett szerkezetet, esetleg össze is törhetik azt. Ezt a jelenséget hívjuk **fagykárnak**.

Tavasszal az **olvadás is felülről** indul meg, a kiolvadt többletvíz azonban nem tud beszívárogni, mert alatta még jég van, ezért a felső zóna puha lesz, **teherbírása erősen lecsökken**. A rajta levő szerkezet a meggyengült alátámasztáson terhelés alatt tönkre mehet. Ez az **olvadási kár**.



3.9. ábra. A talajhőmérséklet változásai.

A károk akkor nagyok, ha a fagyás alatt sok víz juthat a jégencsékhez, ami akkor valószínű, ha

- a **talajvíz** közel van, s onnan a víz kapillárisan pótlódhat abba a zónába, ahonnan a hőmérsékletkülönbség miatt felfelé áramlik a víz,
- a **talaj** homokliszt, iszap, sovány agyag, mert ezekben elég gyorsan elég magasra emelkedhet kapillárisan a víz, jégencsés fagyás alakul ki és elnedvesedve csökken a teherbírásuk,
- a **fagyás** viszonylag lassú és tartós, mert így van idő a kapilláris emelkedésre, mélyen átfagy a talaj, amivel növekszik a kritikus állapotba jutó talajzóna.

Mindezeket az előírások szerint pontosabban is értékelni kell. Hazánkban úgy tartjuk, hogy a felszín alatti 2,2 m-nél magasabb téli talajvízszint már kritikus, ha a talaj homok+kavicsstartalma 75 %-nál kisebb és egyben az iszap+agyagtartalom 10 % feletti. A fagymélységet általában 50-80 cm-re vesszük az építés helyétől függően, de a felszínt takaró burkolatok hőszigetelőképességét figyelembe véve ez csökkenthető.

Az épületek esetében általában úgy **védekezünk** a károsodás ellen, hogy az alapsíkot a **fagyhatár alá** helyezzük. Az új közlekedési pályák esetében a védelem fő módszere az, hogy a fagyhatárig csak fagyálló talajt (homokos kavicsot) építünk be. Régi pályák esetében - ha a terepadottságok azt lehetővé teszik - a talajvízszint csökkentésével érhetjük el a legjobb eredményt.

4. A talajok mechanikai jellemzői

A legtöbb mérnöki feladatban valamilyen terhelés is éri a talajt, vagy ellenkezőleg: a talaj terheli a létesülő szerkezetet. Az előbbire az épületek alapozása a példa, az utóbbira a földbe épített csövek, alagutak, falak. Terhelési problémák merülnek fel a földművek esetében, pl. egy töltés építésekor is, ahol a talaj teher és teherviselő közeg is.

E problémák megoldásához meg kell ismerni a talajnak, mint anyagnak a mechanikai sajátosságait, ez lesz e fejezet tárgya. Ugyanakkor meg kell ismerni azokat a módszereket is, melyekkel egy talajzónának, mint tartószerkezetnek a viselkedését vizsgálni lehet, ez a következő fejezet témája. Valójában azonban az a helyes, ha mindkét vonatkozásban a talaj és az új építmény, (ill. az új mérnöki beavatkozás) kölcsönhatásait érzékeljük és elemezzük, s a konkrét esetnek megfelelő anyag- és szerkezeti modelleket választunk. Ezért a mechanikai (méretezési) módszerekre majd a későbbiekben, a földművek és az alapozások kialakításának ismertetésekor is kitérünk.

A talajok terhelés alatti viselkedésének vizsgálatában a számítástechnika óriási fejlődése számos új lehetőséget teremtett, s ennek megfelelően az ismeretanyag napjainkban jelentősen kibővül. E tanulmányok keretében azonban természetesen csak az alapok ismertetésére van mód.

4.1. Szilárdságtani alapok

4.1.1. Feszültségek és alakváltozások

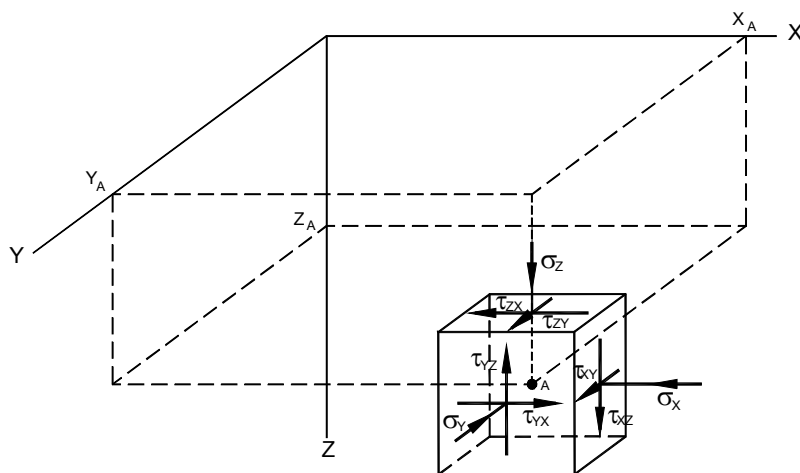
A feladatok megoldásához a **4.1. ábrán** látható koordinátarendszert használjuk.

Ha egy terhelt talajzónát akarunk elemezni, akkor először egy-egy pontjának mechanikai állapotát kell vizsgálni. Ehhez a pontba egy elemi (kis oldalhosszúságú) hasábot képzelünk, melynek lapjait célszerűen a koordinátatengelyekkel párhuzamosan vesszük fel.

A pont mechanikai állapotát a következő **15 paraméter** jellemzi:

- 3 normál- és 3 nyírófeszültség a hasáb oldallapjain: $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx},$
- 3 fajlagos nyúlás és 3 szögtorzulás, a hasáb deformációi: $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx},$
- 3 eltolódás: a pont elmozdulásvektorának komponensei: $u_x, u_y, u_z.$

A dualitás törvénye szerint az éleknél találkozó nyírófeszültségek abszolút értéke egyenlő, így pl. $|\tau_{xy}| = |\tau_{yx}|$. Ezért elegendő a kilencből csak hat feszültségkomponenst ismerni, s ugyanez igaz a szögtorzulásokra is.

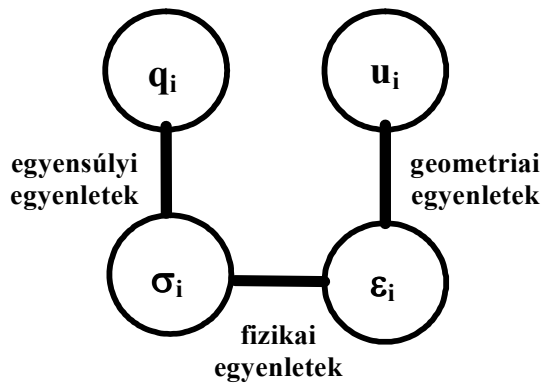


4.1. Egy pont feszültségi állapota.

A talajmechanikában a normál-feszültségeket akkor tekintjük pozitívnak, ha nyomófeszültségek, azaz ha - mint az ábrán is - a sík felé irányulnak. Ezzel összhangban a fajlagos alakváltozások esetében is az összenyomódás pozitív, a nyúlás negatív. A nyírófeszültségeket pedig - mint szokásos - akkor tekintjük pozitívnak, ha a pozitív normál-feszültség óramutatóval egyező irányú elforgatásával adódó irányba mutatnak.

Az előbbi paraméterek azonban nem függetlenek egymástól. Összefüggéseiket 15 differenciál- egyenlettel lehet megadni:

- 3 egyensúlyi egyenletben adható meg a külső erők (q_i) és a feszültségek kapcsolata,
- 6 geometriai egyenlet írható fel az alakváltozásokra és az eltolódásokra,
- 6 fizikai egyenletben írható le a feszültségek és az alakváltozások kapcsolata.



4. 2. ábra.

A mechanikai jellemzők összefüggésrendszere.

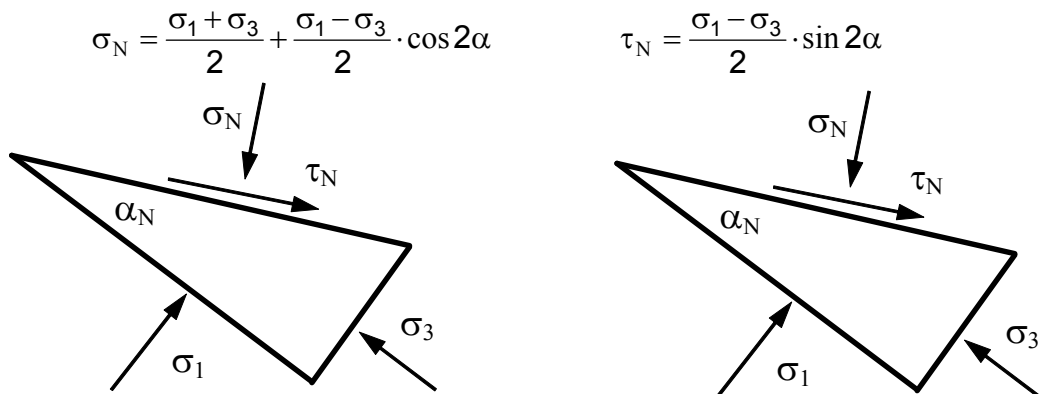
Az összefüggéseket szimbólikusan a **4.2. ábra** érzékelteti.

Bebizonyítható, hogy ha e 15 paraméter ismert, akkor ezekből tetszőleges normálisú síkra ható feszültségek, tetszőleges irányú fajlagos elmozdulások és eltolódások megadhatók. Levezethető, hogy általános esetben van három olyan sík, melyre csak normálfeszültség hat, nyíró nem. Ezeket fősíkoknak, a három feszültséget **főfeszültségnek** nevezzük. Bizonyítható az is, hogy a három főfeszültség egymásra merőleges, illetve a három főfeszültség egyike a pontban előforduló

normálfeszültségek maximuma, a másik pedig a minimuma. Az előbbit szokásosan σ_1 , az utóbbit σ_3 jelöli. Egy pont feszültségi állapotát a 4.1. ábrán vázolt mód helyett gyakran a főfeszültségekkel adjuk meg, és pedig a 3 főfeszültségnagysággal és 3 irányszöggel, melyek a fősíkok helyzetét rögzítik. (Mivel a fősíkok egymásra merőlegesek, három adat egyértelműen rögzíti helyzetüket.)

Egy pontban tetszőleges helyzetű síkokat is felvehetünk, s szükség lehet az ezekre ható feszültségekre is. Egy ilyen sík a 4.1. ábrán felvett elemi hasázból lehatárol két részt, s a ráható feszültségeket e részek valamelyikének egyensúlyából lehet meghatározni. Az így kiadódó összefüggések a felvett sík keresett feszültségeit az x-y-z koordináta-rendszerbeli feszültségek vagy a főfeszültségek függvényeként adják meg.

E feszültségeket szemléletesen lehet az ún. Mohr-féle σ - τ koordináta-rendszerben körökkel ábrázolni. A **4.3. ábra** például azt mutatja, hogy a második főfősíkra merőleges és az első főfősíkkal az ábra szerint értelmezett α szöget bezáró síkra ható σ - τ feszültségeket miként jelöli ki a σ_1 - σ_3 **főfeszültségek által meghatározott Mohr-kör** egy pontja. (Hasonló módon a σ_2 - σ_3 kör az első főfősíkra merőleges és a második főfősíkkal α szöget bezáró sík feszültségeit jelöli ki.) A kör geometriája alapján könnyen felírható a két komponensnek a főfeszültségekből számítható, az előbb említett számítási képlete is:



4.3. ábra. A Mohr-féle feszültségábrázolás.

4.1.2. A rugalmas viselkedés és a Hooke-törvény

A mérnöki gyakorlatban a legtöbb esetben - legalább is első közelítésben - erősen **idealizált tulajdonságokkal** ruházzuk fel az anyagokat. Általában feltételezzük, hogy az anyag

- homogén, azaz tulajdonságai pontról pontra azonosak;
- izotróp, azaz tulajdonságai iránytól függetlenek;
- rugalmas, azaz a terhelés megszűnte után a deformációk is megszűnnek;
- lineáris feszültség-alakváltozás kapcsolattal jellemezhető.

A **lineárisan rugalmas** anyagtörvény az előbbieken említett fizikai egyenletek legegyszerűbb és leggyakrabban használt példája.

Egyszerű Hooke-törvénynek nevezett formája közismert. Az egytengelyű nyomókísérlet eredményein értelmezték a függőleges terheléssel azonos irányú feszültség (σ_z) és az ugyanilyen irányú alakváltozás (ε_z), ill. és a keresztirányú alakváltozások (ε_x és ε_y) kapcsolatát:

$$\sigma_z = E \cdot \varepsilon_z \quad \varepsilon_x = -\mu \cdot \varepsilon_z$$

A képletekben E a rugalmassági (Young-) modulus, μ a harántkontrakciós (Poisson-) tényező, a lineárisan rugalmas, homogén, izotróp közeget általában e két anyagjellemzővel jellemezzük. Képezhetők azonban más paraméterek is, például a nyírási modulus:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)},$$

mindenesetre két független anyagjellemző leírja a vázolt tulajdonságú anyagot.

Az általános Hooke-törvény az előbbinek a térbeli feszültségi és alakváltozási állapotra történő általánosítása 3 fajlagos összenyomódásra és 3 fajlagos szögtorzulásra kifejezve, melyekből példaként egyet-egyét mutatunk be:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_z - \mu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)] \quad \gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G}$$

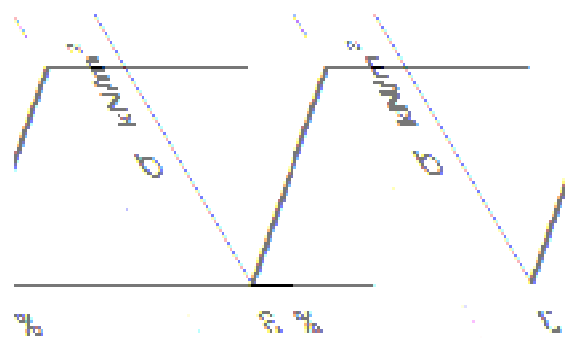
Figyeljünk fel arra, hogy valamely irányú fajlagos összenyomódás elsősorban az ugyanolyan irányú normálfeszültségtől függ, de a keresztirányúak is befolyásolják. Valamely szögtorzulás viszont csak az ugyanolyan irányú nyírófeszültség következménye, ami azt is jelenti, hogy a fősíkok eltolódhatnak, de nem fordulnak el.

4.1.3. A képlékeny viselkedés és a Coulomb-törvény

Közismert, hogy az anyagok terhei, ill. a bennük keletkező feszültségek csak egy bizonyos határig nőhetnek. Például a rugalmas viselkedés után elkövetkezik egy olyan állapot, amelyben már maradó alakváltozások is keletkeznek, azaz ha a terhelést e határ elérése után szüntetjük meg, akkor a terhelt test már nem nyeri vissza az eredeti alakját. Másként: **az anyag megfolyik**, képlékeny állapotba kerül. Tökéletesen képlékeny állapotról akkor beszélünk, ha a határ elérése után már csak képlékeny alakváltozások keletkeznek. Egyes anyagok - pl. a beton - a rugalmas állapot végén nem képlékeny állapotba kerülnek, hanem törési állapotba jutnak, azaz megszűnik bennük az anyagi folytonosság.

A mérnöki gyakorlatban a leggyakrabban az **ideálisan rugalmas - tökéletesen képlékeny anyag-modellt** (4.4. ábra) használjuk, bár ez talán csak az acélra igaz. Összetettebb anyagmodellek alkalmazásához viszont rendkívül bonyolult matematikai apparátusra van szükség, aminek kezelése korábban, a hagyományos módszerekkel lehetetlen volt. Újabban a számítógép már lehetővé teszi a különböző nem-lineáris modellek "bevetését" is, de még mindig fennáll az a nehézség, hogy miként határozzuk meg e modellek nagyobb számú anyagjellemzőit. Ezért még inkább a 4.4. ábra szerinti idealizált modell használata jellemző, de e tekintetben a jövőben változások várhatók.

A képlékeny állapot fizikai egyenletei is leírhatók, ám már nincs egyértelmű kapcsolat a feszültségek és az alakváltozások között. Belép az időtényező, a terhelésváltozások időbeli alakulása, a feszültségtörténet, mivel a képlékeny alakváltozások megmaradnak a tehermentesülések után is, a rugalmasak azonban nem. Ilyen számításokra azonban a mindennapi gyakorlatban ma még ritkán kerül sor, bár az említett új számítógépes lehetőségek e tekintetben is előrevetítik a változást.



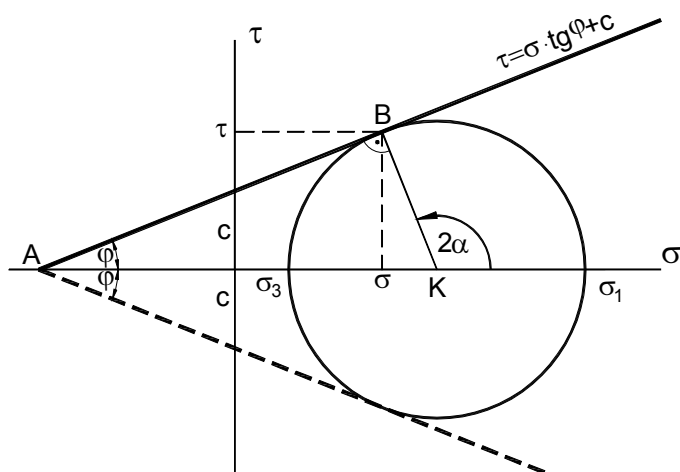
4.4. ábra. A lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny anyagmodell.

A mai mérnöki gyakorlatban olyan eljárások használatosak, melyekben elegendő azt vizsgálni, hogy egy közeg valamely (vagy több) pontjában **milyen feszültségi állapot esetén lesz képlékeny (vagy törési) állapot**. Az ilyen összefüggéseket leíró egyenleteket szokás képlékenységi (vagy törési) feltételnek nevezni.

A talajokra a **Coulomb-féle feltételt** használjuk, mert az anyagvizsgálatok szerint ez felel meg a legjobban a sajátosságaiknak. Eszerint egy pontban akkor következik be képlékeny állapot (vagy törés), ha található a pontban egy olyan sík, ahol a rá ható σ és τ feszültség kielégíti a

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$$

összefüggést, a törési-képlékenységi feltételt. A képlet bal oldalán tehát a vizsgált pont valamely síkjára a külső terhelésekből ható nyírófeszültség szerepel, a jobb oldalt pedig az ezzel szemben rendelkezésre álló **nyírószilárdságnak** nevezhetjük. A más anyagok esetében megszokott módon tehát úgy is fogalmazhatunk, hogy törés akkor következik be, ha a nyírófeszültség eléri a nyírószilárdságot. Látni kell azonban, hogy a jobb oldal, a nyírószilárdság függ a síkra (szintén a külső terhelésekből) ható normálfeszültségtől is, nem állandó anyag-jellemző tehát. Az anyagjellemző a φ **belső súrlódási szög és a c kohézió**, ezeket nyírószilárdsági paramétereknek szokás nevezni. A $\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$ súrlódási ellenállás, az ismert súrlódási mechanizmus szerint a felületeket összenyomó normálfeszültséggel arányos. A kohéziót valamilyen "ragasztásjellegű" ellenállásként lehet felfogni, mert ez független a felületre aktuálisan ható normálfeszültségtől, inkább a korábbi hatások miatt létrejövő anyagi kapcsolatok eredménye. (Ez a fizikai kép erősen leegyszerűsíti a lényegét, valójában sokkal bonyolultabb a nyírószilárdság mechanizmusa, de ez az értelmezés az első lépésben segíti a megértést.)



4.5. ábra. A Mohr-Coulomb törési feltétel.

A Coulomb-féle törési feltétel összekapcsolható a Mohr-féle feszültség-ábrázolással. A feltétel ekkor úgy is megfogalmazható, hogy egy pontban akkor van törési (képlékeny) állapot, ha **a pont (σ_1 és σ_3 által meghatározott) főköre érinti a Coulomb-egyenest (4.5. ábra)**. Mint láttuk ugyanis, a Mohr-kör valamely pontjának koordinátái a vizsgált anyagi pont valamely síkjára ható (összetartozó) $\sigma \dots \tau$ feszültségpárokat adja meg.

A Coulomb-egyenes viszont azokat a $\sigma \dots \tau$ feszültségpárokat adja meg, melyek kielégítik a törési feltételt. Mivel az érintési pont mindkettőn rajta van, a vizsgált anyagi pontban törési állapotnak kell lennie, és pedig abban a síkjában, mely a második fősíkra merőleges és az első fősíkkal α szöget zár be. Az ABK háromszög geometriája alapján levezethető, hogy

$$\alpha = 45 + \varphi/2$$

A 4.5. ábra alapján - viszonylag hosszadalmas úton - az is levezethető, hogy a Mohr-kör akkor érinti a Coulomb-egyeneset, ha **főfeszültségeire** igaz az alábbi két **összefüggés**:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi/2)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)$$

A két képlet természetesen azonos összefüggést fejez ki, de

- az első azt mutatja, hogy mekkorára csökkenhet adott σ_1 mellett σ_3 , hogy törés legyen,
- a második azt adja meg, hogy mekkorára növekedhet adott σ_3 mellett σ_1 , hogy éppen törési állapot legyen.

Egyébként a két összefüggés úgy is felfogható, mint a Coulomb-féle feltétel egy másik, a főfeszültségekkel való megfogalmazása. Ennek fizikai tartalma nehezebben értelmezhető, viszont pl. a számítógépes vizsgálatokban a törési állapot így egyszerűbben ellenőrizhető.

4.2. A talajok mechanikai viselkedésének sajátosságai

Az általános szilárdságtan előbbieken (is) vázolt törvényszerűségeit használja a geotechnika is. A talaj, mint természeti képződmény, sok tekintetben különbözik azonban a mérnöki szerkezetek szokásos anyagaitól, melyekre e módszereket kidolgozták. Teljesen más eljárások alkalmazása viszont nagyon megnehezítené a mérnöki munkát, ezért - bár az említett változások erősödőben vannak - ma még az előbbi mechanikai törvényekre támaszkodunk. Ezek alkalmazásakor sem hagyhatók azonban figyelmen kívül a talajok alapvető sajátosságai. Ezeket tekintjük át a következőkben.

4.2.1. A talajokban fellépő feszültségek sajátosságai

A talaj általában háromfázisú közeg, s e tényt már a feszültségek értelmezésekor figyelembe kell venni. A talajt a feszültségek szempontjából folytonos közegnek, kontinuumnak tekintjük. Ezért amikor egy pont feszültségi állapotáról beszélünk, akkor is úgy kell képzelnünk, hogy abban a három fázis ugyanolyan arányban van jelen, mint a közeg egészében. A pontban valamely síkra ható p feszültség elvileg mindhárom alkotóra hat:

$$p = p_s + p_v + p_l$$

ahol az indexek a szokásos módon jelölik a szemcsét, a vizet és a levegőt.

Három fázisú rendszerben ez a megoszlás a kapilláris jelenségek miatt meglehetősen bonyolult. Vannak ugyan már erre is elméletek, ám azok a gyakorlatban még alig alkalmazhatók. "Szerencsére" a terhelések általában inkább a talajvíz alatti talajzónákat érik, illetve már kb. 0,85 feletti relatív telítettség esetén úgy viselkednek a talajok, mintha telített volnának (kvázi-telítettek).

Telített talajokra viszont Terzaghinak köszönhetően már kb. hét évtizede bevált kezelésmóddal rendelkezünk. Tekintsük a p feszültség egyik összetevőjét a normálfeszültséget. A kívülről ható erőkből keletkező σ feszültséget részben a szemcseváz veszi fel, részben a víz:

$$\sigma = \sigma' + u$$

Ebben a σ feszültség a teljes feszültség, a szemcseváz által felvett σ' összetevő a hatékony feszültség, a pórusokban uralkodó u víznyomás pedig a semleges feszültség.

A σ' hatékony feszültség a szemcsék érintkezési pontjaiban átadódó nyomó és súrlódási erőknek, valamint a szemcsék között működő elektrosztatikus erőknek a talaj egészének felületegységre vonatkozó értéke. A normál- és súrlódó erők a szemcsés talajokban, az elektrosztatikus erők az agyagokban dominánsak. A szemcsék érintkezésénél σ' -nél nagyságrendekkel nagyobb feszültségek működnek, elérhetik a szemcsék anyagának folyási határát is. Az elektrosztatikus erők esetében pedig a szemcsetávolság a meghatározó, mert ahogy közelítenek a szemcsék, úgy növekszik a köztük levő taszítóerő, amiből a hatékony feszültség "lesz". A "hatékony" jelző éppen arra utal, hogy ez az előbbiek szerint a szemcsekapcsolatok erősödését, a talaj tömörödését okozza, s ezzel növeli a nyírószilárdságot és a talaj alakváltozásait, tehát hatékony. Az elmondottakból az is következik, hogy általában akkor lehet pontosabban megoldani a terheléssel kapcsolatos feladatainkat, ha a hatékony feszültségekkel tudunk számolni. A hatékony feszültséget azonban a vázolt összetevőkből nyilvánvalóan nem lehet meghatározni. A Terzaghi-egyenlet jelentősége éppen abban van, hogy segítségével a talaj viselkedését meghatározó hatékony feszültség a teljes és a semleges feszültség különbségeként kiszámítható.

Az u semleges feszültség a szemcsék közötti szabad vízben uralkodó víznyomás. A „semleges” jelző azt fejezi ki, hogy mindazt nem eredményezi, amit a hatékony, önmagában mind a nyírási ellenállás, mind az alakváltozás szempontjából semleges hatású. A semleges feszültség "beállt" (konszolidálódott) állapotban meghatározható:

- nyugvó vízben azonos a talajvízszint helyzetéből adódó víznyomással,
- permanens áramlás esetén a Bernoulli-törvény alapján lehet számítani.

A terhelések változásakor viszont változik a víznyomás, azaz a két komponens viszonya, amivel a következő pontban foglalkozunk. Ilyenkor a pórusvíznyomás nagysága bizonytalan, ezért általában csak a teljes feszültséggel tudunk számolni. Tudnunk kell viszont, hogy az előbbiek szerint az ilyen számítások eredménye bizonytalanabb.

A talaj valamely síkjára ható p feszültség másik komponense, a τ nyírófeszültség csak a szemcsevázra hat, mert a víz nyírófeszültséget nem tud felvenni. (Pontosabban az a csekély nyírófeszültség, amely az áramló vízben felléphet, a talajterheléseknél fellépő feszültségeknél nagyságrendekkel kisebb, ezért elhanyagolható.) A nyírófeszültségeknek a normálfeszültségekhez hasonló bontását tehát nem is kell hangsúlyozni, de tudjuk, hogy azok csak a szemcsevázra hatnak.

4.2.2. A terhelés és a vízmozgás viszonya, a konszolidáció

Ha telített agyagtalajt gyorsan terhelünk, akkor a kezdő pillanatban teljes feszültség növekménye csak a víznyomást képes növelni. Az agyag csekély áteresztő-képessége miatt ugyanis olyan a helyzet, mintha a víz zárt térben volna, és arra Pascal törvénye érvényes. A hatékony feszültség nem tud növekedni, mert a talaj nem tömörödhet, hiszen ahhoz az kellene, hogy a víz eltávozhasson. A talaj ekkor térfogatállandó közegként viselkedik, s legfeljebb olyan alakváltozásai lehetségesek, melyek térfogatösszege zérus (pl. függőleges összenyomódás az oldalirányú nyúlásokból lehetséges). Mivel a talaj nem tömörödik, nem nő benne a hatékony feszültség, nem javul a nyírási ellenállása sem. Az ilyent **zárt rendszerű** vagy drénezetlen (vízelvezetés nélküli), esetleg konszolidálatlan **terhelésnek** szokás nevezni, és általában U betűvel jelölik az angol "undrained" szó után.

Ha szemcsés talajt viszonylag lassan terhelünk, akkor más a helyzet. A szemcsés talajok nagy áteresztőképessége gyors vízmozgást enged meg, ezért a (lassú) terhelés alatt a fölös víz a terhelés ütemében eltávozhat, a vízben többletnyomás nem keletkezik. A teljes feszültség növekménye a hatékony feszültséget növeli, ennek megfelelően a terhelés alatt

lezajlanak az alakváltozások, növekszik a talaj tömörsége, közelebb kerülnek egymáshoz a szemcsék, nő a nyírási ellenállás. Az ilyen terhelést **nyílt rendszerű**, vagy drénezett (vízelvezetéses), esetleg konszolidált **terhelésnek** nevezzük és az angol "drained" szó nyomán D-vel jelöljük.

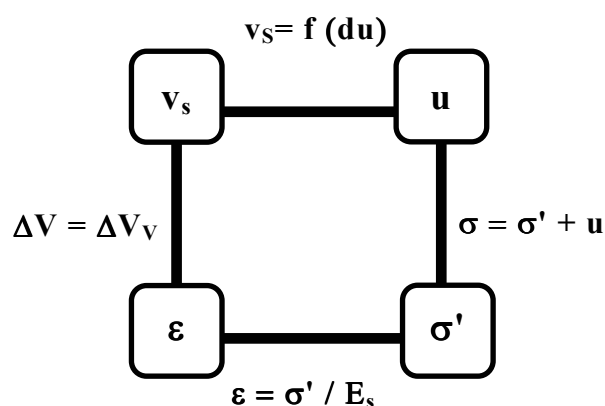
A valóságos terhelések a két szélső helyzet között is lehetnek, sőt például lökészerű terheléskor (pl. földrengés esetén) a homokok is viselkedhetnek zárt rendszerként, míg egy nagyon lassú töltésepítés esetén egy agyagréteg is képezhet nyílt rendszert.

A nem (teljesen) nyílt rendszerű terhelések végén többletvíznyomások maradnak a talajban, s a terhelés befejeződése után - amikor további víznyomás-növekedést már nem kelt a teher - zajlanak le mindazok a folyamatok, melyek a nyílt rendszerben már a terhelés alatt bekövetkeztek. Ezt az időben elhúzódva lezajló folyamatot nevezzük **konszolidáció**-**ónak**, mely alatt tehát

- a teljes feszültség növekménye hatékonyává változik,
- a pórusvíznyomás növekménye zérusra csökken,
- lezajlanak az alakváltozások,
- lezajlik a vízmozgás.

Négy jellemző változik tehát, s köztük egyértelmű kapcsolatok vannak a **4.6. ábra** szerint:

- a vízmozgást, ill. annak v_s sebességét a talaj különböző pontjai között levő és időben is változó u víznyomáskülönbségek vezérlik,
- az u semleges és a σ' hatékony feszültségek összege azonos a külső terhelésekből származó σ teljes feszültséggel,
- az ε fajlagos alakváltozások a σ' hatékony feszültséggel arányosan növekednek,
- a valamely időpontig bekövetkezett ΔV talajtömörödés egyenlő az addig eltávozott ΔV_v vízmennyiséggel.



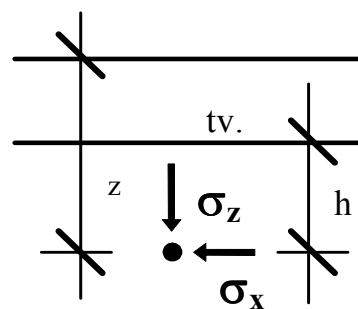
4.6. ábra. A konszolidáció során változó jellemzők és kapcsolataik.

4.2.3. A talajok kezdeti feszültségi állapota és feszültségtörténete

A talajban a legnagyobb feszültségek sok esetben a vizsgált pont fölötti talajtömegek súlyából keletkeznek, melyek már a mérnöki beavatkozás előtt is működtek, s az új terhelések erre szuperponálódnak. Az előbbieken láttuk azt is, hogy a talaj állapota, viselkedése erősen függ a ráható feszültségektől és az azok által kiváltott hatásoktól. Mindezek miatt nem közömbös tehát, hogy milyen a talaj egy pontjában a kezdeti feszültségi állapot.

A **4.7. ábrán** vázolt (vízszintes felszínű) réteg esetében a kezdeti feszültségi állapot az alábbiak szerint számítható:

- függőleges teljes feszültség $\sigma_z = z \cdot \rho \cdot g$
- semleges feszültség (pórusvíznyomás) $u = h \cdot \rho_v \cdot g$
- függőleges hatékony feszültség $\sigma'_z = \sigma_z - u$
- vízszintes hatékony feszültség $\sigma'_x = K_0 \cdot \sigma'_z$
- vízszintes teljes feszültség $\sigma_x = \sigma'_x + u$



4.7. ábra

Itt ρ a pont feletti talajok átlagos térfogatsűrűsége, s a talajvíz felett a nedves, az alatt a telített térfogatsűrűséggel kell számolni.

A K_0 arányossági tényező a **nyugalmi nyomás szorzója**. Ez a földtömeg egyensúlyából nem határozható meg, csak különböző feltevések alapján becsülhető, mint pl. azt Jáky is tette. Értékét a talajtörténet is befolyásolja. Újabban helyszíni és laboratóriumi eszközökkel mérik, de ezekkel kapcsolatban az kelt kétségeket, hogy a mérés zavarja meg a nyugalmi állapotot. Becslésére visszatérünk.

A z és x irányú normálfeszültségek egyben főfeszültségek is, tehát ismeretükben a kezdeti feszültségi állapotot egészében ismertnek tekinthetjük. Megemlítjük még, hogy a függőleges teljes feszültséget **geosztatikai nyomásnak** is szokás nevezni.

A talajok a feszültségek hatására tömörödnek, bennük új szemcsekapcsolatok alakulnak ki. A tehermentesüléskor ezek egy része megmarad, úgy is szokás ezt fogalmazni, hogy a talajnak "emlékezőképessége" van. Az sem közömbös tehát, hogy a kezdeti feszültségállapotba milyen korábbi változások után jutott a talaj, milyen volt a **feszültségtörténete**.

A többnyire bonyolult változásokat pontosan követni szinte lehetetlen. Legalább azt azonban jó tudni, hogy volt-e valaha a vizsgált pontban nagyobb hatékony függőleges feszültség a jelenleginél, vagyis az előbb számított kezdeti σ'_z értéknél. Jelölje a valaha működött legnagyobb függőleges hatékony feszültséget σ'_{zmax} , és képezzük az

$$OCR = \frac{\sigma'_{zmax}}{\sigma'_z}$$

hányadost. Ha az OCR **előterheltségi** (vagy túlkonzolidáltsági) **viszonyszám** 1, akkor a talajt normálisan konszolidáltak (NC-talaj) nevezzük. Ha OCR nagyobb 1-nél, akkor a talajt túlkonzolidáltak (előterheltek) nevezzük (OC-talaj).

Az előterhelt talajok általában jobb mechanikai tulajdonságokkal rendelkeznek, kevésbé összenyomhatók, nagyobb a szilárdságuk. Emellett az előterhelt talajokban nagyobbak a vízszintes feszültségek is, mint az NC-talajokban, ezért a vízszintes hatékony feszültségek számítására szolgáló **K_0 -tényezőben** figyelembe kell venni az előterheltséget is. Így

- NC-talajokra Jáky szerint $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi'$
- OC-talajokra mérési adatok szerint $K_0^{OC} = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$

A normálisan konszolidált talajokban tehát $K_0 \approx 0,5$ körül van. Ha négyszeres előterheltség van ($OCR=4$), akkor viszont már $K_0 \approx 1,0$ körül lesz, azaz a hidrosztatikushoz közeli a feszültségállapot. Nagyobb előterheltség esetén pedig a vízszintes feszültségek lehetnek nagyobbak, s ekkor a függőleges feszültség lehet a legkisebb főfeszültség.

4.2.4. Egyéb sajátosságok

A feszültség-alakváltozás kapcsolat jellege a főfeszültségek viszonyától függ:

- ha a főfeszültségek különbsége a feszültségi szinthez képest növekszik, akkor a talaj alakváltozása fokozódó mértékben nő, a képlékeny állapot felé tart, mint pl. egyirányú nyomás esetében,
- ha a főfeszültségek különbsége a feszültségszinthez képest nem nő, akkor a talaj alakváltozása csökkenő mértékben nő, a talaj keményedik, nem közelít a képlékeny állapot felé.

E jellegzetesség miatt lehet a talajokra a Coulomb-féle feltételt használni.

Egyes talajok (főleg a tömör homokok és előterhelt agyagok) nyírószilárdsága a nagy alakváltozások hatására csökken. Az elnyíródás nyomán ugyanis a szemcsék a törési síkon rendeződnek, már nem "kaszakodnak egymásba", csak csúsznak, gördülnek egymáson. Így a kisebb nyírás alakváltozásnál mutatkozó **csúcshilárdságról egy ún. reziduális szilárdságra** eshet vissza az ellenállás.

A puha agyagtalajok viszkózus tulajdonságokkal bírnak, hiszen - mint említettük - nagyobb víztartalommal inkább sűrű folyadéként viselkednek. Ezt a viselkedést a

$$\tau = \tau_0 + B \cdot \frac{d\gamma}{dt}$$

képlettel, azaz a Bingham-moddal lehet közelíteni. Itt τ_0 az ún. fundamentális nyírószilárdság, B az anyag viszkozitására jellemző paraméter. E modelltörvény azt jelenti, hogy az ilyen talajok terhelés után csak akkor lehetnek mozgás nélkül is egyensúlyban, ha nem hat rájuk a τ_0 fundamentális nyírószilárdságnál nagyobb nyírófeszültség. Ellenkező esetben az egyensúly csak egy $d\gamma/dt$ sebességű **kúszás** mellett maradhat fenn, amit kerülni kell.

Valójában a talajok ilyen (reológiai) viselkedése bonyolultabb, mert a főfeszültségek arányától függően a τ_0 és B anyagjellemzők is változhatnak. Bizonyos körülmények között (pl. egyirányú nyomás esetén) csökkenhetnek, ezért az alakváltozási sebesség növekszik, s olyan szemcseátrendeződési mechanizmusok miatt, amilyenre az előbb utaltunk, a talaj egyes pontjai végül a teher növekedése nélkül is törési állapotba kerülhetnek. Más peremfeltételek mellett (pl. gátolt oldalkitérés esetén) a két paraméter javulhat a tömörödés miatt, és az alakváltozási sebesség csökken.

Említést érdemel még, hogy a talajok gyakran

- **heterogének**, a vizsgált, igénybevett zónában nagyon különböző tulajdonságú rétegek változathatják egymást;
- **inhomogének**, azaz mechanikai jellemzőik véletlenszerűen vagy trendjelleggel (pl. a mélységgel arányosan) változnak;
- **anizotrópok** a keletkezési mód (ülepedés) és kezdeti feszültségek (K_0 -állapot) anizotróp volta miatt;
- **determinált csúszási felületekkel** bírhatnak, pl. mert korábban csúszás következett be a felületen, vagy mert amikor a felület a felszínen volt, ott mállások következtében meggyengültek a mechanikai jellemzők.

További lehetséges "**rendellenes**" **jelenségek** lehetnek, hogy

- a szerves alkotók oxidálódása kúszás jellegű alakváltozásokat eredményezhet;
- a cementáló kötések rideg viselkedést és kohéziót kölcsönöznek;
- az állapotváltozások (pl. az agyagok felpuhulása) a mechanikai viselkedést is módosítják.

4.3. A talajok törési állapotának vizsgálata

4.3.1. A törésvizsgálat módszerei

Amikor valamilyen talajtörési problémát vizsgálunk, akkor a terhelt talajzónában törési mechanizmusokat tételezünk fel, vagyis az adott geometriai és mechanikai feltételek mellett veszélyesnek vélelmezhető tönkremeneteli (csúszási) felületek mentén bekövetkező (nagy) elmozdulások lehetőségét (valószínűségét) elemezzük. A leggyakoribb (földstatikai) eseteket az 5. fejezetben tárgyaljuk, itt most csak azt tisztázzuk, hogy az ilyen csúszólapok egy-egy pontjában milyen nyírószilárdság tételezhető fel. Az általános szilárdságtan 4.1. fejezetben áttekintett módszereivel dolgozhatunk, ám - ha a valóságot jól akarjuk követni - nyilvánvalóan figyelembe kell vennünk a talajok 4.2. fejezetben bemutatott sajátosságait is.

Gyakorlatilag mindig a **Coulomb-féle törésfeltételt alkalmazzuk**, azaz a nyírószilárdságot a törési síkon ható normálfeszültségből, a belső súrlódási szögből és a kohézióból számítjuk. Ezen belül **két alapvető módszert** különböztetünk meg.

A hatékony feszültségek analízise esetén a Coulomb törvényt a

$$\tau = \sigma' \cdot \operatorname{tg}\varphi' + c'$$

alakban használjuk, azaz normálfeszültségként a hatékony feszültségeket vesszük figyelembe, és az ezekhez tartozó belső súrlódási szöggel és kohézióval számolunk. Használják ezekre a "hatékony", "drénezett", "nyílt rendszerben érvényes" és "konszolidált" súrlódási szög és kohézió kifejezést is. Minthogy a talajok nyírási ellenállását a szemcseváz adja (hiszen a víz nyírófeszültség felvételére nem képes) **amikor csak lehet** ezt a módszert kell használnunk. Az a kérdés, hogy a vizsgálandó esetben ismerjük-e a pórusvíznyomást, tudjuk-e számítani a hatékony feszültségeket.

Az előbbiek alapján biztos, hogy

- szemcsés talajok esetében szinte mindig így számolhatunk, mert a terhelés nem változtatja meg a víznyomást, az a terhelés előtti, a talajvízszint, illetve az áramlási viszonyok alapján meghatározható
- kötött talajokban csak egészen lassú terhelés esetén nem keletkezik pórusvíznyomástöbblet, ami a valóságban ritka, viszont a konszolidáció lezajlása utáni, tehát a végleges üzemszerű állapotra a pórusvíznyomások az agyagokban is visszaállnak az általában meghatározható eredetire, tehát számolhatunk a hatékony feszültségekkel;
- kritikus esetekben beépíthetünk a talajba pórusvíznyomás-mérő berendezéseket és akkor a mérésekből meghatározhatjuk a pórusvíznyomásokat, illetve segítségükkel a hatékony feszültségeket.

A teljes feszültségek analízise esetén a Coulomb-törvényt a

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi_u + c_u$$

alakban használjuk, azaz normálfeszültségként a teljes feszültséggel számolunk, s a hozzájuk tartozó nyírószilárdsági paramétereket vesszük figyelembe. (Ezeket szokás "drénezetlen", "zárt rendszerű" és "konszolidálatlan" nyírószilárdsági paramétereknek is nevezni.) Az előbbiek szerint ezt **csak akkor** alkalmazzuk, ha a hatékony feszültségeket nem tudjuk meghatározni. Erre kényszerülünk:

- kötött talajok viszonylag gyors terhelése esetén, amikor is a terhelés ismeretlen nagyságú többletvíznyomásokat kelthet,
- telítetlen talajok esetében, mert a kapillaritás miatt a semleges feszültségek nem számíthatók.

A talajok mechanikai viselkedésének további sajátosságait úgy kell (úgy próbáljuk) számításba venni, hogy a belső súrlódási szöget és a kohéziót - legyen az akár φ' és c' , akár φ_u és c_u - olyan vizsgálatokkal határozzuk meg, melyek a lehető legjobban modellezik azt a terhelési szituációt, amelynek vizsgálatára a mérendő paramétereket használni kívánják. A **modellezés elvét** kell(ene) követnünk tehát, ám következetesen végigvinni nehéz, mert pl. a talajvizsgálatok idején az alapozási megoldás esetleg még nem is ismert, vagy mert a vizsgáló eszközök csak speciális állapotokat képesek modellezni. Mégis törekedni kell erre, illetve egy vizsgálat esetén pontosan meg kell adnunk a körülményeket, hogy későbbi felhasználója dönthessen, miként kell esetleg módosítani a mért adatokat. Mindenképpen törekednünk kell arra, hogy

- a terheléseket a kezdeti állapotból kiindulva, esetleg a korábbi feszültségtörténetet is "lejátszva", de legalább is nagyságrendileg abban a feszültségtartományban végezzük, amelyben a talaj a valóságban is van;
- a terhelés során a feszültségek (pl. a főfeszültségek aránya) kb. úgy változzanak, ahogy az a valóságban is várható;
- a terhelés sebessége - főleg puha kötött talajoknál - közelítsen a várhatóhoz, vagy legyen mód arra, hogy a terhelés sebességét figyelembe véve módosítsuk az eredményeket.

Ha ilyen vizsgálatokat végzünk, akkor remélhetjük, hogy a kapott eredményben (a nyírószilárdsági paraméterekben) "benne lesznek" ezek a sajátosságok. Hogy ilyeneket tudjunk végezni, ahhoz ismerni kell a vizsgálati lehetőségeket és a különböző talajok nyírószilárdságának sajátosságait. Az előbbire a következőkben kitérünk, az utóbbiakból itt csak a legfontosabbakat említjük.

A szemcsés talajok nyírószilárdsága viszonylag egyszerűbb kérdés. Láttuk, hogy gyakorlatilag mindig nyílt rendszerként viselkednek, és ennek megfelelően a törés a hatékony feszültségek analízisével vizsgálható. Belső súrlódási szögük $\varphi' = 28-42^\circ$ között változhat, és befolyásolja

- a szemcseméret: a kavicsokra inkább $38-40^\circ$, a homokokra $30-34^\circ$ jellemző,
- a szemeloszlás folytonossága: az U-tól függően φ' 6° -ot is változhat,
- a tömörség: a leglazább és a legtömörebb állapotok között 6° eltérés is lehet,
- a szemcsék felületének érdessége: kb. 3° különbséget eredményezhet.

Említettük már, hogy a tömör homokok nyírószilárdsága a nagy nyírási alakváltozások után fellazulás (dilatáció) miatt csökkenhet, a reziduális értékre esik vissza. A belső súrlódási szög csökkenését a dilatációs szöggel lehet jellemezni, mely az előbbieket szerint akár 6° is lehet.

Telített vagy száraz állapotban kohéziójuk zérus, telítetlen állapotban - a kapilláris hatás miatt - kb. 5 kPa kohézióval rendelkezhetnek. Ezt azonban a számításokban általában elhanyagoljuk, mert a telítődés és a kiszáradás megszünteti.

Lökésszerű terhelés esetén a telített homokok is zárt rendszerként viselkednek. A pórusvíznyomások akkorak is lehet bennük, hogy a hatékony feszültségek szinte megszűnnek. Mivel pedig kohéziójuk nincs, ilyenkor - mint a folyadékoknak - nem marad nyírási ellenállásuk, **megfolyósodnak**. Ez tulajdonképpen bármely szemcsés talajban előállhat, de könnyebben bekövetkezik a laza ($e \approx 0,6$), szinte „egyszemcsés” ($U \approx 2$), finom ($d \approx 0,15$ mm) homokokban, melyeket ezért **folyós homokoknak** szokás nevezni.

A kötött talajok nyírószilárdsága bonyolult, nehezebben kezelhető probléma. Említettük, hogy

- a terhelés sebességétől függően alkotnak nyílt vagy zárt rendszert;
- a nyírószilárdság a viszkózus tulajdonságok miatt a terhelés sebességétől is függ;
- ugyanezért kúszásra hajlamos, s a kúszás törésbe mehet át;
- az előterhelés növeli a nyírási ellenállást;
- az előterhelt agyag szilárdsága azonban a tömör homokéhoz hasonlóan lecsökkenhet.

Mindezekről sok mérési adat található a szakirodalomban, és az egyes hatások leírására különböző tapasztalati függvényeket is ajánlanak.

Nyílt rendszerben terhelve, vagy konszolidált állapotban az agyagok nyírási ellenállását a hatékony feszültségekkel lehet leírni. A normálisan konszolidált kötött talajoknak általában nincs kohéziója, hacsak valamilyen cementáló kötésük nincs. Belső súrlódási szögük a plasztikus index-szel csökken, egy iszapra kb. $\varphi' = 24-26^\circ$, egy kövér agyagra $\varphi' = 18-20^\circ$ jellemző. Az előterhelt talajok belső súrlódási szöge kisebb, kohéziója viszont nagyobb, összességében a nyírószilárdság nagyobb és pedig az előterheltség mértékével (OCR) arányosan.

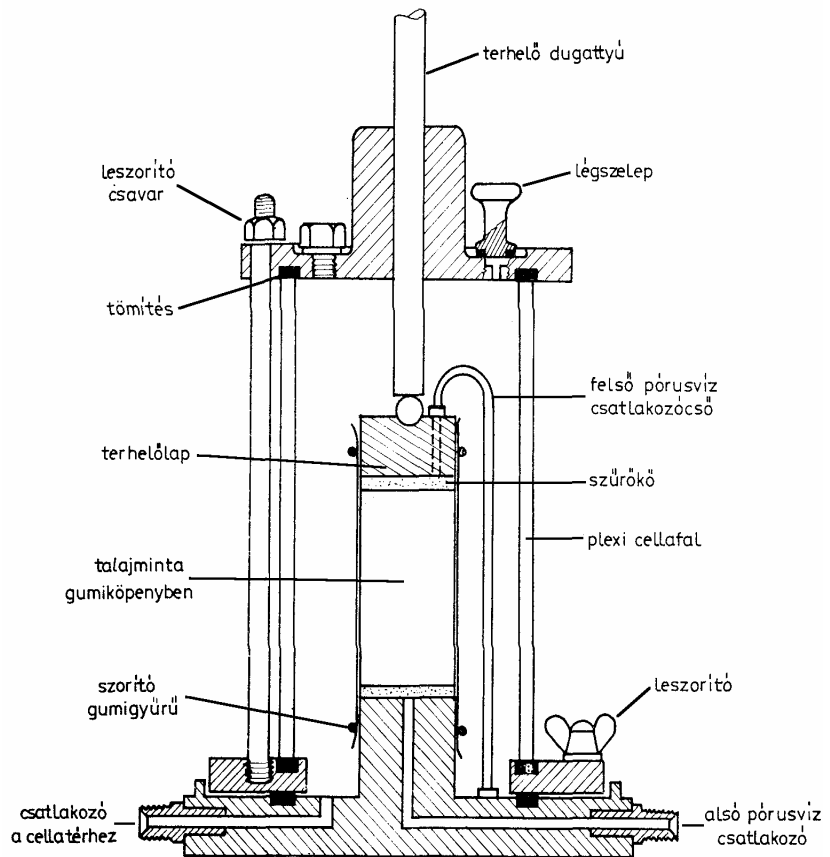
Zárt rendszerben terhelve a kötött talajokat azt történik, hogy a keletkező feszültségekből nem lesz hatékony feszültség, a talaj állapota nem javul, ezért nyírószilárdsága nem növekszik. Ez $\varphi_u = 0$ belső súrlódási szögben nyilvánul meg, a **c_u kohézió** pedig a terhelés előtt, a kezdeti feszültség állapot hatására létrejött állapotnak megfelelő szilárdság. Normálisan konszolidált talajokra közelítésként $c_u = 0,25 \cdot \sigma_z'$ vehető számításba, előterhelt agyagokban viszont az előterhelés mértékével arányosan nagyobb lehet c_u értéke.

4.3.2. Nyírószilárdsági vizsgálatok

Az előzőekben vázolt modellező vizsgálatok végzésére sokféle eszközt fejlesztettek ki.

A triaxiális vizsgálat a legfontosabb, ezzel lehet legjobban követni a valós viszonyokat.

A terhelő berendezés legfontosabb része a cella (4.8. ábra). Az általában 75 mm magas és 38 mm átmérőjű mintát ebben az alsó talpra tesszük, melyen furatok vannak. Ezeken keresztül víz vezethető a mintába telítés céljából, de a víz ki is vezethető belőle, hogy nyílt rendszert alkothassunk, a vezeték lezárható zárt rendszert képezendő, ill. ekkor a vezetékhez víznyomásmérő kapcsolható, hogy mérhesük a pórusvíznyomást. Felülről a cella tetején átmenő dugattyú segítségével széles határok között változtatható sebességgel terhelhetünk. A mintát gumiköpennyel vesz-



4.8. ábra. Triaxiális cella.

szük körül, s ezen keresztül azonos (víz)nyomás adható a minta oldalára. Érzékelhető, hogy e lehetőségek valóban módot nyújtanak az olyan kísérletekre, melyekkel a valós viszonyok utánozhatók. A belső cellanyomással és a dugattyún keresztüli függőleges terheléssel csaknem tetszőleges feszültségi állapotok állíthatók elő, és mérhetők a minta függőleges és oldalirányú alakváltozásai is. Ez utóbbiakból érzékelhetjük, ha a minta törési (képlékeny) állapotba kerül, s az ekkori feszültségeket ábrázolva egy törési állapot Mohr-köréhez jutunk. Több ilyen kört produkálva megrajzolható az őket érintő Coulomb-egyenes, és meghatározhatók a nyírószilárdsági paraméterek. Ha a teljes feszültségeket Mohr-körét ábrázoljuk, akkor az azokhoz tartozó φ_u és c_u , ha a hatékony feszültségeket, akkor pedig az őhözjuk tartozó φ' és c' nyírószilárdsági paramétereket kapjuk. A legkorszerűbb berendezések programozhatók, automatikusan irányíthatók és az eredményeket a hozzájuk kapcsolt számítógép rögtön értékeli.

Az egyirányú nyomóvizsgálat a triaxiális vizsgálat egyszerűsített változatának tekinthető. Nincs cella, oldalnyomás, csak felülről terheljük a mintát. Nem mérhetjük a pórusvíznyomásokat, a vizsgálati eredmény csak a teljes feszültségek alapján értékelhető. A belső súrlódási szöget a törési sík hajlásszögét lemérve lehet becsülni, a kohézió ebből és a mért q_u nyomószilárdságból számítható. A 4.5. ábra alapján könnyen belátható, hogy mivel $\sigma_3=0$, fennáll, hogy

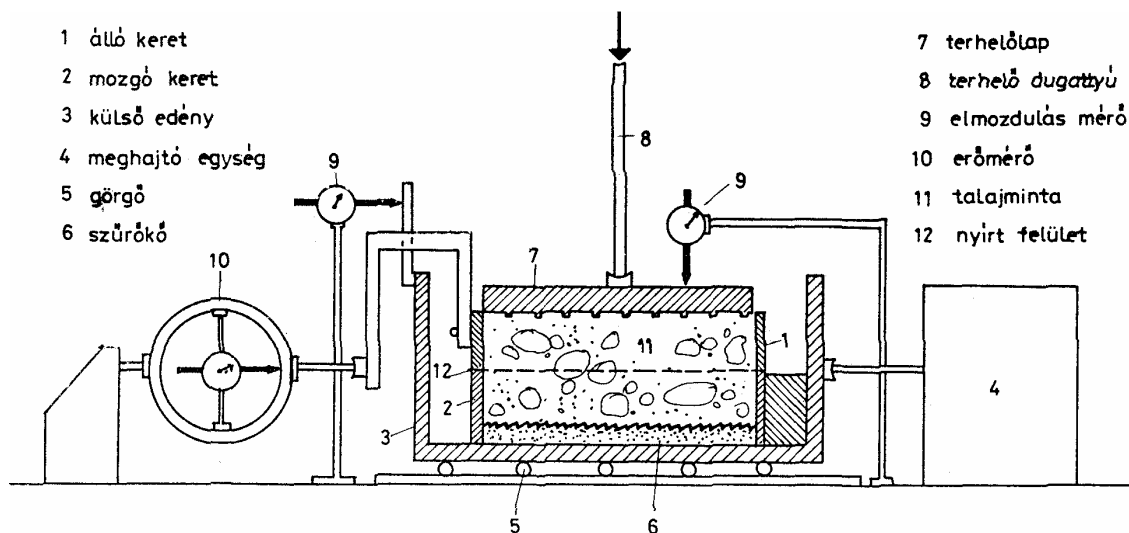
$$q_u = 2 \cdot c_u \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi_u / 2)$$

A q_u érték és a vázolt módon számolt φ_u és c_u paraméterek csak tájékoztató adatként értékelhetők.

A dobozos nyírás (4.9. ábra) a triaxiális vizsgálatnál valamelyest kevesebb lehetőséget nyújt, de az ezzel végzett vizsgálatokkal is képesek lehetünk bizonyos modellező jellegű vizsgálatokra.

A nyíródoboz egy vízszintes síkban kettévágott doboz, melyben a talajt felülről normálfeszültséggel lehet terhelni, azaz a minta ekkor gyakorlatilag olyan állapotban van, mint a valóságban. Oldalról egy motorral (tetszőleges sebességgel) eltolható a külső edény és a rá támaszkodó mozgó keret. A talajmintán keresztül átadott erő fékezi az alsó keret mozgását, s a felső kerethez kapcsolt erőmérővel megmérhető, mekkora erő kell ennek mozdulatlanul tartásához. Így kiszámítható az a nyírófeszültség, amely a talaj nyírt vízszintes síkján átadódik. Ennek maximuma a talajnak a működtetett normálfeszültség melletti nyírószilárdsága. Ha meghatározunk néhány összetartozó törést okozó σ - τ feszültségpárt, és ábrázoljuk őket a Mohr-féle koordináta-rendszerben, akkor a pontokra illeszkedő Coulomb-egyenes meghatározható. E kísérlet esetében nincs mód a pórusvíznyomás mérésére, ezért a hatékony feszültségek alapján csak akkor értékelhető, ha "elég" lassú volt a terhelés.

A dobozos nyíróvizsgálatnak vannak egyszerűsített és továbbfejlesztett változatai is.



4.9. ábra. A dobozos nyíróberendezés.

Megemlítjük még, hogy a talaj nyírószilárdságát különböző **helyszíni vizsgálatokkal**, elsősorban statikus- és nyírószondázással is meg lehet határozni. Ezeket külön a 12. fejezet tárgyalja.

4.4. A talajok deformációs jellemzői

A mérnöki számításokban többnyire csak a függőleges alakváltozást kell számítani, amely tömöredésből és harántkontrakcióból származhat. Két sajátosságára utaltunk már:

- a főfeszültségek arányától függően változó nem-lineáris σ - ε kapcsolatra és
- az alakváltozás időbeli változására, a konszolidáció jelenségére.

Az előbbivel kapcsolatban itt előljáróban említjük, hogy amikor a mindennapi gyakorlatban a talajok terhelés okozta alakváltozását vizsgáljuk, akkor általában azzal a közelítéssel élünk, hogy nem következik be oldalirányú alakváltozás, a talaj ún. **lineáris alakváltozási állapotban** van. E közelítés teljességgel ritkán igaz (pl. csak egy széles lemezalap közepe alatti talajzónákban), mégis a tapasztalat szerint egyéb bizonytalanságokhoz képest elhanyagolható hibát okoz, ugyanakkor számításainkat nagyban megkönnyíti.

Az időbeliséget illetően arra mutatunk rá, hogy a három paraméter, a σ feszültség, az ε fajlagos alakváltozás és a t idő együttes változásának vizsgálata ritka, mert - egy-két esettől eltekintve - ez bonyolult számításokhoz vezetne. Ezért általában külön vizsgáljuk

- az alakváltozások egy állandó feszültség okozta időbeli alakulását és
- az alakváltozások függését a feszültségtől egy ésszerűen megválasztott időtartamot figyelembe véve.

4.4.1. Az alakváltozások időbeli alakulása

A megfigyelések szerint az összenyomódás időben három részre tagozódik.

Az azonnali összenyomódás telítetlen talajokban lehet jelentősebb, mivel azokban a levegő összenyomódhat, tehát a talaj azonnal tömörödhet is. Telített talajban csak a harántkontrakció miatt következhet be függőleges összenyomódás.

A konszolidációs összenyomódás teszi ki a telített talajok összenyomódásának nagyobb részét. Általában ennek időbeli alakulását kell csak vizsgálni, ezzel foglalkozunk a következőkben mi is részletesebben.

A másodlagos összenyomódás kúszás jellegű, hosszan (esetleg évtizedekre is) elhúzódó, de egyre lassuló összenyomódás, mely általában csak puha agyagokra jellemző. Ilyenre általában nem alapozunk, vagy csak a fundamentális nyírószilárdságnál kisebb feszültségeket engedünk meg bennük. E probléma kezelése már különleges szakértelmet kíván, ezért e tárgy keretében részletesebben nem is tárgyaljuk.

Vizsgáljuk meg részletesebben a konszolidációs süllyedés időbeli alakulását, felhasználva a konszolidációról a 4.2.2. fejezetben említett általános ismereteket.

Tekintsünk egy h vastagságú talajréteget (**4.10. ábra**), és teljes felületét terheljük egyenletesen megoszló σ_z (teljes) feszültséggel - végtelen rövid ($t=0$) idő alatt felvive, és tovább nem változtatva a terhelést. A teljes függőleges feszültség tehát sem térben, sem időben nem változik. Tegyük fel, hogy a k áteresztőképességű talajból mindkét határoló felületen szabadon kiléphet a víz, s ezért ott a terhelés okozta pórusvíznyomás-többlet rögtön a terhelés után megszűnik, úgyszólván ki sem fejlődik. A réteg közepe felé viszont a pórusvíznyomás nyilván növekszik, viszont időben mindenütt csökken. Ezzel szemben a hatékony feszültség állandóan növekszik, a széleken azonnal eléri a teljes feszültséget, belül viszont csak hosszú idő alatt. Fogadjuk el továbbá, hogy a talaj függőleges fajlagos alakváltozását a függőleges hatékony feszültségből a

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z'}{E_s}$$

képlettel számíthatjuk, ahol E_s a talaj alakváltozását jellemző összenyomódási modulus, melynek pontos értelmét a következő fejezetben láthatjuk majd.

A konszolidáció során lejárló változásokat a 4.2. fejezetben már bemutattuk, s érzékeltetjük a paraméterek összefüggéseit is. Az ábrán vázolt esetre, melyet **egydimenziós konszolidációnak** szokás nevezni, ez viszonylag könnyen matematikai formába is önthető, s így egy differenciálegyenletre jutunk. Ennek megoldásaként előállíthatjuk a pórusvíznyomás mélység és idő szerinti változását leíró $u=f(z,t)$ függvényt, amiből aztán az összenyomódás időbeli változása is megadható. Ennek a gyakorlat számára kidolgozott megoldását mutatja a **4.11. ábra**.

A függőleges tengelyen a h vastagságú réteg összenyomódásának mértékét kifejező κ **konszolidációs fok** szerepel, mely a valamely t időpontig bekövetkezett $\Delta h(t)$ összenyomódásnak és az elméletileg végtelen hosszú idő alatt bekövetkező $\Delta h(t=\infty)$ összenyomódásnak a hányadosa:

$$\kappa = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h(t = \infty)}$$

A vízszintes tengelyen a mértékegység nélküli **időtényező** van:

$$T = \frac{k \cdot E_s}{\rho_v \cdot g} \cdot \frac{1}{H^2} \cdot t = c_v \cdot \frac{1}{H^2} \cdot t$$

amelyben a már ismert mennyiségek mellett H az a leghosszabb út, amelyet valamely vízrészecskének a kilépésig meg kell tennie, a jelen esetben $H=h/2$, c_v a talaj konszolidációs tényezője, mely valójában az első tört összefoglalása, de tekinthető önálló talajjellemzőnek is, mivel kísérletileg önállóan is meghatározható.

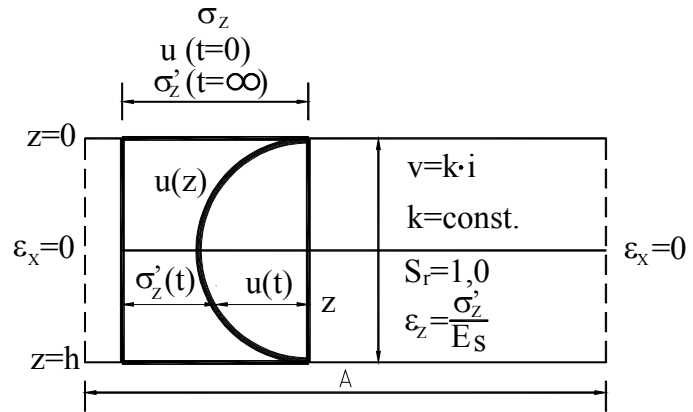
Az ábráról leolvasható, hogy

- valamely idő alatt milyen konszolidációs fok érhető el, illetve megfordítva,
- valamely konszolidációs fok eléréséhez mennyi idő kell a teherfelvitel után.

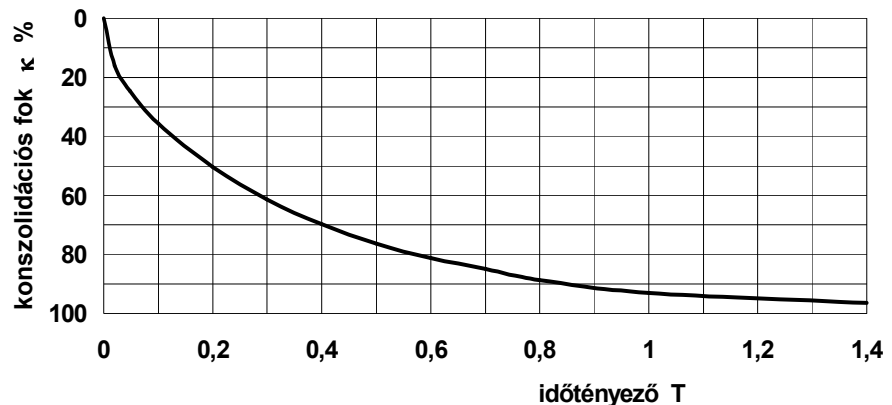
Hasonló konszolidációs görbéket **bonyolultabb peremfeltételekre is** kidolgoztak, s általában használatuk is hasonló. Van pl. megoldás

- időben növekvő terhelésre,
- mélységgel változó feszültségre,
- parciális terhelésre.

Hangsúlyoznunk kell viszont, hogy - elsősorban az áteresztőképesség bizonytalansága miatt - a konszolidációs számítás mindenkor **csak becslések** tekinthető.



4.10. ábra. Egy h vastagságú réteg konszolidációja alul s felül is lehetséges vízkilépés esetén.



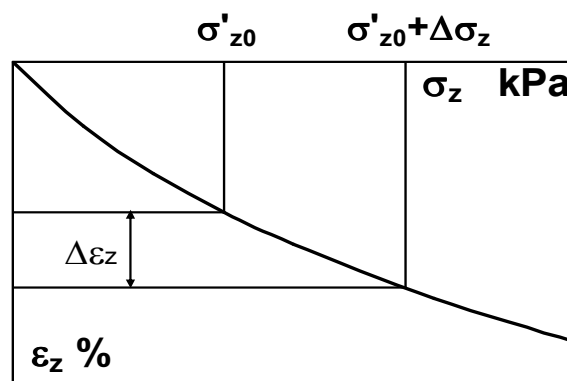
4.11. ábra. Az elméleti egydimenziós konszolidáció görbéje.

4.4.2. A talajok feszültség-alakváltozás kapcsolata

Ha a 4.5. fejezet bevezetőjében vázoltak szerint a talajt **lineáris alakváltozási és tengelyszimmetrikus feszültségi állapotban** növekvő feszültséggel terheljük, s mindegyik terhelés alatt az alakváltozásra "elegendő" időt hagyunk, akkor a függőleges σ_z feszültség és a függőleges fajlagos alakváltozás ϵ_z kapcsolata a **4.12. ábra** szerint alakul. Lineáris alakváltozási állapotban nincs oldalirányú alakváltozás ($\epsilon_x = \epsilon_y = 0$), ezért a függőleges fajlagos alakváltozás egyben a fajlagos térfogatváltozással azonos. A talaj összenyomódása tulajdonképpen szemcsemozgások eredményeképpen létrejövő tömörödés. A vízszintes feszültségek ugyanakkor természetesen nagyobbak zérusnál ($\sigma_x \neq \sigma_y \neq 0$), az általános Hooke-törvényből a fajlagos alakváltozás zérus voltából levezethetően:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \sigma_z$$

A 4.12. ábrán látható görbét **kompressziós görbének** szokás nevezni. Az előbbieket szerint nyilván azért görbül a σ tengely felé, mert a talaj a feszültség hatására tömörödik, az újabb feszültségek már "jobb" talajt terhelnek, ezért a talaj "válasza" is jobb: azonos feszültségnövekmények egyre kisebb összenyomódásnövekményeket okoznak, ha a rugalmasságtanban maradva gondolkodunk, akkor egyre növekvő rugalmassági modulussal jellemezhetjük a talajt.



4.12. ábra. Jellegzetes kompressziós görbe.

A kompressziós görbe kísérletileg is meghatározható - amint a következő fejezetben majd bemutatjuk. Ha pedig egy süllyedésszámításnál pl. egy épületalap feszültségei által okozott fajlagos alakváltozást akarunk a segítségével számítani, akkor

- "gyalogos módszerrel" dolgozva leolvashatjuk az alakváltozásokat közvetlenül a görbéről,
- számoló- vagy számítógéppel számolva közelíthetjük a görbét valamilyen képlettel, s azt használhatjuk a számításban.

A **matematikai közelítések** közül - nyilván egyszerűsége folytán - a **linearizálás** a leginkább szokásos. Ekkor egyenesnek tekintjük a σ_z - ε_z kapcsolat grafikus képét, egyenletének szokásos formája pedig a már megismert

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_s}$$

összefüggés. Ebben a talaj alakváltozási paramétere az **E_s összenyomódási modulus**, melynek jellemző értékeit mutatja a **4.1. táblázat**.

Felhívjuk a figyelmet arra, hogy az összenyomódási modulus nem azonos a rugalmassági modulussal, jóllehet a feszültség-alakváltozás összefüggések, amelyekkel értelmezzük őket, azonos alakúak, mindkettő a függőleges feszültség és a függőleges fajlagos összenyomódás közti lineáris kapcsolat arányossági tényezője. Látni kell viszont, hogy a rugalmassági modulus a lineáris feszültségi állapot, az összenyomódási modulus viszont a lineáris alakváltozási állapot lineáris összefüggésének tényezője, tehát más a tartalmuk. Alkalmazva ε_z -re az általános Hooke-törvényt és bevezetve az előbb felírt feszültség-arányt, levezethető, hogy a két modulus közötti összefüggés:

$$E_s = E \cdot \frac{1-\mu}{1-\mu-2\cdot\mu^2}$$

Nyilvánvaló, hogy az összenyomódási modulus csak akkor jellemzi jól a talaj alakváltozási képességét, ha a kompressziós görbét abban a tartományban helyettesítjük egyenessel, amelyben majd a terhelésváltozások is lezajlanak. A linearizáláshoz tehát ismerni kell a vizsgált talajzóna kezdeti feszültségeit és azokat a feszültségeket, amelyek e zónában a terhelés nyomán várhatóak.

A nemzetközi gyakorlatban **más közelítéseket is** alkalmaznak, pl. hatványfüggvényt. Nagyon elterjedt továbbá a lineáris $e \dots \ln \sigma_z$ szemilogaritmikus közelítés, mely a fajlagos alakváltozás helyett a hézagtényező változását írja le.

4.1. táblázat

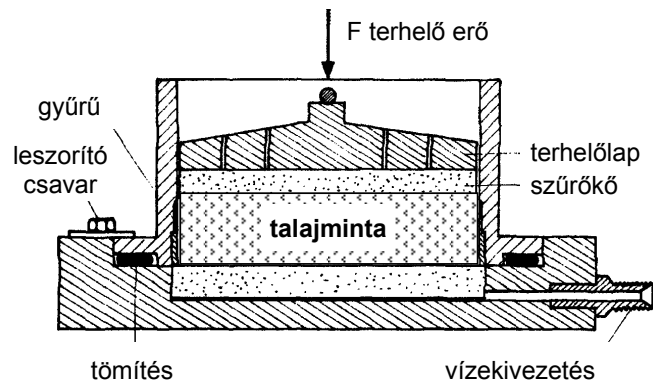
Jellegzetes összenyomódási modulusok	
talajfajta	E_s MPa
tömör homokos kavics	100
laza homok	15
előterhelt, kemény agyag	30
sodorható közepes agyag	5
tőzeg	0,5

4.4.3. Az alakváltozási paraméterek meghatározása

Az előbbieken megismert alakváltozási paraméterek laboratóriumi meghatározásának fő módszere az **ödométes vizsgálat**, melynek eszközét az ödométert a **4.13. ábra** mutatja.

Az általában $D=7,5\text{...}10,0$ cm átmérőjű $H=1,5\text{...}2,5$ cm magas talajmintát egy acélgűrű veszi körül, mely meggátolja az oldalirányú alakváltozást, lineáris alakváltozási állapotot biztosít. A mintalaphoz alul-felül szűrők csatlakoznak, így a víz a mintából mindkét irányban el tud távozni (l. 4.10. ábrát). Felülről egy kereten keresztül hat a terhelés, melyet egy állvány segítségével kétkarú emelőkön keresztül súlyokkal fejtünk ki. (Vannak más megoldások is, pl. terhelés víznyomással gumitömítőn át, egyoldalú víztávozás stb.)

A rutinszerű terheléskor a nyomás így nő: 50 - 100 - 200 - 400 - 800 kPa, de sokszor tehermentesítést és újrateherelést is közbeiktatunk. Lehet azonban egyedi program szerint eljárni. Egy teherlépcsőt általában $t=24$ órán át tartunk fenn, ez alatt a konszolidáció szinte mindig befejeződik. (Kövér agyagok esetében ezt ellenőrizni kell.) Mélni kell a talajminta ΔH függőleges összenyomódását, s ebből az ε_z fajlagos érték számítható. Mind-egyik lépcsőre megadható a ΔH -t konszolidációs görbe, melyekből a konszolidáció elméletét alkalmazva a talaj c_v konszolidációs tényezője számítható. Az egyes σ_z terhek-hez tartozó végső ε_z értéket ábrázolva pedig előállítható kompressziós görbe (l. 4.12. ábra), annak bármely közelítése és paramétere.



4.13. ábra. Az ödométer.

Az ödométer **egyéb alakváltozási jelenségek** és paraméterek vizsgálatára is használható.

Az agyagok vízfelvétel esetén mutatkozó **duzzadását**, ill. a duzzadási nyomást is mérni lehet ödométerben. Az előbbi esetén a hézagtényező valamely ésszerű nyomás mellett bekövetkező növekedést vizsgáljuk, az utóbbi esetén azt a nyomást, amellyel a duzzadás teljes egészében meggátolható.

A lösztalajok roskadását is mérhetjük így. A talaj várható terhelését adjuk a mintára, majd vízzel elárasztjuk, és mérjük a statikus összenyomódás és a hirtelen roskadás mértékét fajlagos összenyomódásban kifejezve.

A puha agyagok kúszása is mérhető, ha a jellemző terhelést nagyon hosszan, hetekig is fenntartjuk. Az összenyomódást az idő logaritmusában ábrázolva általában egyenest kapunk, s ennek hajlását lehet a talajt jellemző paraméterként kezelni.

A talajok alakváltozása ugyanakkor **más módon** is vizsgálható.

A triaxiális készülékben a vázolt módon tetszőleges terheléskombinációk modellezhetőek. Ha megfelelő eszközzel (pl. táguló gyűrűvel) mérjük a vízszintes alakváltozást is, akkor a minta összes feszültségi és alakváltozási jellemzője ismertté válik, így bármilyen talajmodell paramétere számítható. A legegyszerűbb Hooke-törvényt alkalmazva pl. egy-egy feszültségtartományra a Young-odulus és a Poisson-tényező is megállapítható.

Az alakváltozási paraméterek is meghatározhatók (vagy inkább becsülhetők) **terepi vizsgálatokkal** is, legjobban a statikus szondával.

Mindegyik vizsgálatok esetében - sajnos - számos tényező gyengítheti a pontosságát, elsősorban a minták zavartsága, ami a feltáráskor és minta bekészítésekor keletkezik. Ezért nagy jelentősége van a helyszíni próbaterhelések és a tényleges építés során végzett mozgásmérések eredményéből **származtatott deformációs jellemzőknek**.

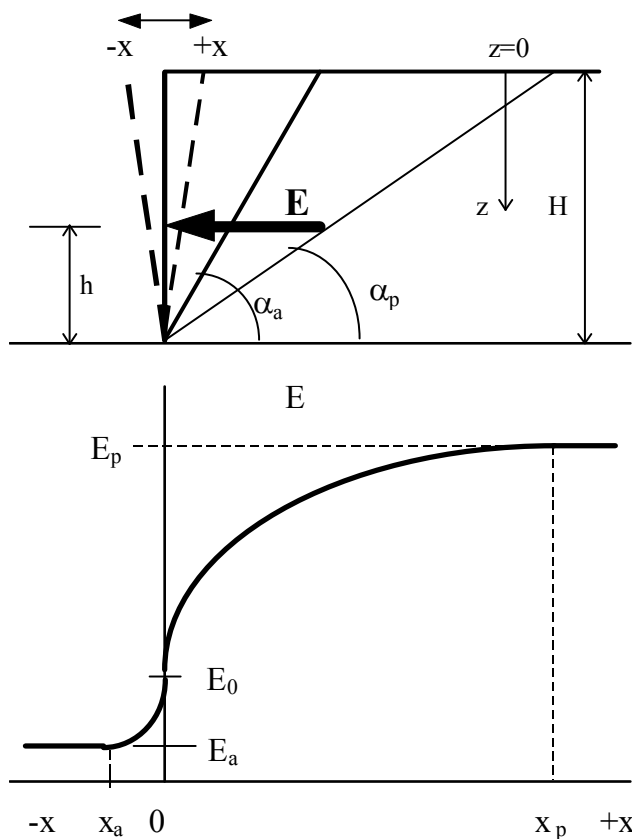
5. Földsztatikai alapfeladatok megoldása

A negyedik fejezetben azt vizsgáltuk, hogy a talaj, mint anyag, miként viselkedik terhelés hatására, milyen mechanikai törvényekkel lehet ezt leírni, s miként lehet meghatározni az ezekben szereplő talajjellemzőket. A jelen fejezetben az mutatjuk be, hogy a talaj, mint teherviselő vagy terhelő közeg (mint egy sajátos tartószerkezet) egyensúlya, illetve "kis-elmozdulása" (süllyedése, vízszintes mozgásai) miként számítható.

5.1. Földnyomások számítása

5.1.1. A földnyomás fajtái, kialakulása

A földnyomások problematikáját **Terzaghi modellkísérletei** tisztázták. Ő egy, az alsó sarokpontja körül elforduló, merev, függőleges fal mögé homoktalajt töltött, és mérte, miként változik a falmozgástól függően a falra ható nyomóerő. A kísérletet és eredményeit az **5.1. ábra** érzékelteti, mely szerint a falmozgástól függően háromféle földnyomási határállapotot lehet megkülönböztetni.



5.1. Terzaghi földnyomási kísérletei.

Nyugalmi állapotnak nevezzük a mozdulatlan fal mögötti talaj állapotát, melyben a nyírószilárdság csak részben mobilizálódik, s a falra a 4.2. pontban megismert kezdeti vízszintes feszültségek (σ_{x0}), ill. eredőjük, a nyugalmi nyomóerő (E_0) hat.

Aktív állapotnak nevezzük a talaj által terhelt, a talajtól elmozduló fal mögötti talaj állapotát, melyben a nyírószilárdság teljesen mobilizálódik. Ezért a nyugalmihoz képest csökken a falra ható erő, és pedig viszonylag csekély (x_a) elmozdulás után az aktív vízszintes földnyomási feszültség (σ_{xa}), ill. eredőjük, az aktív földnyomási erő (E_a) értékére.

Passzív állapot alakul ki a talajban, ha egy erő a talaj felé nyomja a falat, s ezzel szemben a mobilizálódó nyírószilárdság révén földellenállás fejlődik ki. Viszonylag nagy (x_p) elmozdulás után fejlődnek ki a passzív földnyomási feszültségek (σ_{xp}) és eredőjük, a passzív földnyomási erő (E_p).

A három állapotot fő jellemzői a következők. (Pontos meghatározásuk a következőkben kerül bemutatásra.)

A földnyomási határértékek jellemző aránya kb.

$$E_a : E_0 : E_p = 0,5 : 1 : 5$$

A határállapot eléréséhez szükséges elmozdulások közelítő nagysága a fal tetején:

- aktív állapotban $x_a \approx H/300$
- passzív állapotban $x_p \approx H/5$

(Valójában a falmozgás típusától és a talajtömörségtől is függ a határelmozdulás, pontosabb tapasztalati adatok a szakirodalomban találhatóak.) Az aktív állapothoz szükséges csekély érték kedvező, mert ekkora mozgás általában megengedhető, s ezért szabad a támfalakat, hídfőket az aktív határállapot kedvezően alacsony földnyomási terhére méretezni. Ezzel szemben a passzív határállapotban már rendelkezésre álló nagy földellenállásra általában nem szabad számítani, mert annak kifejlődéséhez akkora elmozdulás kellene, amelyet nem viselnének el a szerkezetek.

A földnyomás a nyugalmi és a határállapotok közötti a mozgás mértékétől függő változása hatványfüggvénnyel viszonylag jól leírható, a szakirodalomban található ilyen összefüggések képlettel vagy grafikus formában megadva.

A mobilizált talajzóna határát az 5.1. ábrán berajzolt csúszólapok érzékeltetik. Úgy vehető, hogy a csúszólap mögötti talajzóna már nem mozdul el. (Valójában passzív állapotban inkább görbe a vonal, az egyenes ennek csak közelítése.) Az egyenes (pontosabban sík) csúszólap hajlásszöge:

- aktív állapotban $\alpha_a = 45 + \varphi/2$
- passzív állapotban $\alpha_p = 45 - \varphi/2$

Ezekkel az értékekkel lehet közelítően elbírálni, hogy egy fal mögött levő létesítmények veszélyeztetve vannak-e, illetve terheiket a földnyomás számításakor figyelembe kell-e venni.

5.1.2. A földnyomások meghatározása a Rankine-féle feszültségekből

A földnyomások meghatározásának e módszere a függőleges fal mögötti talajzóna egyes pontjaiban fellépő vízszintes feszültségek számítására épül (5.2. ábra).

A függőleges feszültség mindig a talaj önsúlyából és az esetleges térszíni (többnyire) egyenletesen megoszló terhelésből (p) számítható (l. 4.2.3. fejezet):

$$\sigma_z = p + z \cdot \rho \cdot g$$

A vízszintes feszültségek a függőleges feszültségből számíthatók, részben a 4.2.3. fejezetben megismert nyugalmi nyomási szorzóval, részben a főfeszültségeknek a törési állapotban érvényes, a 4.1.3. fejezetben tárgyalt összefüggéseivel.

A nyugalmi állapotban, mivel általában K_0 kisebb egynél,

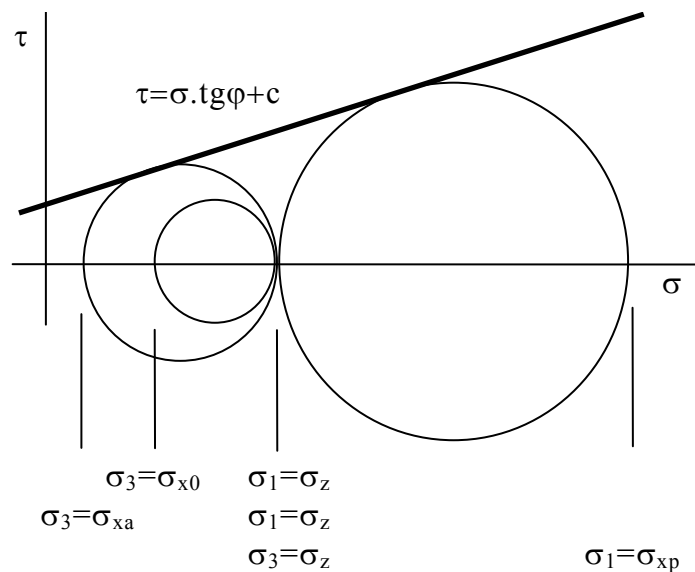
$$\sigma_z = \sigma_1 \quad \sigma_x = \sigma_3$$

és

$$\sigma_x = \sigma_{x0} = \sigma_z \cdot K_0$$

ahol a nyugalmi nyomás szorzója (NC-talajra)

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$



5.2. ábra. A Rankine-féle feszültségek.

Az aktív állapotban, a törési állapot eléréséig, a nyírószilárdság teljes mobilizálásáig csökkenhet a vízszintes feszültség, és ekkor

$$\sigma_z = \sigma_1 \quad \sigma_{xa} = \sigma_3$$

és a főfeszültségek töréskori kapcsolatát alkalmazva

$$\sigma_{xa} = \sigma_z \cdot \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi/2)$$

$$\sigma_{xa} = (z \cdot \rho \cdot g + p) \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

vagyis az aktív földnyomás bevezetett szorzója

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)$$

Belátható, hogy kohéziós talaj esetén a fenti képlet szerint

$$\sigma_{xa} < 0 \quad z \leq h_c = \frac{2 \cdot c}{\rho \cdot g} \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2) - \frac{p}{\rho \cdot g} \quad \text{mélységig,}$$

ezért e tartományban $\sigma_{xa} = 0$ veendő számításba.

A passzív állapotban a törési állapot eléréséig, a nyírószilárdság teljes mobilizálásáig növekedhet a vízszintes feszültség, ekkor

$$\sigma_z = \sigma_3 \quad \sigma_{xp} = \sigma_1$$

és a főfeszültségek töréskori kapcsolatát alkalmazva

$$\sigma_{xp} = \sigma_z \cdot \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)$$

$$\sigma_{xp} = (z \cdot \rho \cdot g + p) \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

vagyis a passzív földnyomás szorzója

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2)$$

Ezekből a feszültségekből a földnyomási eredő erő a feszültségek összegzéséből, a $z=H$ mélységig vett integrálból (a pozitív feszültségi ábra területéből) számítható:

az eredő nagysága az eredő hatásvonalának magassága
a fal alja ($z=H$ pont) felett

$$E = \int_0^H \sigma_x \cdot dz \quad h = \frac{1}{E} \cdot \int_0^H \sigma_x \cdot (H - z) \cdot dz$$

Pl. aktív nyomás esetén, amikor

$$\text{ha } h_c < 0, \quad \text{azaz } p \cdot K_a > 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

vagyis a teljes mélységig van földnyomás, akkor a földnyomási erő nagysága

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \rho \cdot g \cdot K_a + p \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

míg a támadáspont helye

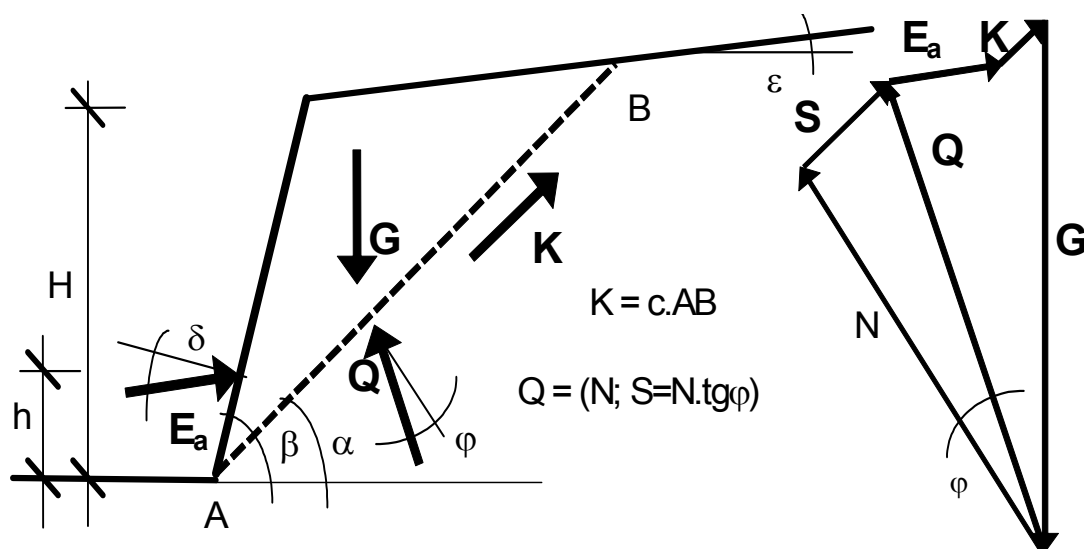
$$h = \frac{H}{3} \cdot \frac{H \cdot \rho \cdot g \cdot K_a + 3 \cdot p \cdot K_a - 6 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}}{H \cdot \rho \cdot g \cdot K_a + 2 \cdot p \cdot K_a - 4 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}}$$

5.1.2. A földnyomás meghatározása a Coulomb-féle ékelmélet alapján

A földnyomás meghatározásának e módszere más alapokon nyugszik. A határanalízisnek vagy törésméletnek nevezett eljárás lényegét az **5.3. ábra** segítségével értelmezhetjük.

A β hajlású falra a feltételezett AB csúszólappal határolt földék súlyából származó erő hat, ill. megfordítva: a falnak E_a erővel kell megtámasztania a földéket, hogy az egyensúlyban maradjon. Nyilvánvaló, hogy azt a csúszólaphelyzetet kell keresnünk, amelyhez a maximális erő adódik. A probléma **megoldásának menete** tehát a következő:

- a csúszólap felvétele (az α szöggel, mint változóval jellemezve a csúszólap helyzetét),
- a földékre ható erők felvétele (a földék G súlyának, a K kohéziós erőnek nagysága és iránya, a Q csúszólapreakciónak és az erő irányának felvétele),
- az egyensúlyhoz szükséges E_a erő meghatározása a földék egyensúlyvizsgálatából,
- a földnyomásnak a csúszólap helyzetétől való függését leíró függvény előállítása,
- a mértékadó földnyomás meghatározása szélsőértékkereséssel.



5.3. ábra. A Coulomb-féle ékelmélet.

A földék súlya a földék területéből számítható, s ehhez még a felszínen működő terhelés adódhat. A csúszólapon ható erők a helyben maradó földtömeg hatásai, a normálfeszültségek eredője az N normálerő, a földék lecsúszását akadályozó nyírófeszültségek eredője a K kohéziós és az S súrlódási erő összege. Mivel a csúszólap törési felület, ott a Coulomb-féle törési feltétel teljesül, ebből adódik a K , ill. S erőre felírt összefüggés. A földnyomás irányát a falsúrlódás mértékét kifejező δ szög szabja meg, melyet a φ belső súrlódási szög felére, kétharmadára vehető fel.

E megoldás alapjait és a **legegyszerűbb peremfeltételekre** vonatkozó megoldását **Coulomb** dolgozta ki. Függőleges ($\beta=90^\circ$) és súrlódásmentes ($\delta=0^\circ$) falra, vízszintes ($\varepsilon=0^\circ$) térszínre és kohézió nélküli ($c=0$) talajra a G , E_a és Q erők egyensúlyából felírható, hogy

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \rho \cdot g \cdot \text{ctg} \alpha \cdot \text{tg}(\alpha - \varphi)$$

Ebből szélsőértékkereséssel (az α szerinti deriváltfüggvény zérushelyének megkeresésével) az adódik, hogy a földnyomás maximuma az

$$\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

hajlású csúszólap esetén adódik, nagysága pedig

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \rho \cdot g \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Vegyük észre, hogy Rankine-ével azonos eredményre jutottunk, aminek az az oka, hogy a peremfeltételek és az alkalmazott törési feltétel is azonos volt.

A valóságban a peremfeltételek általában bonyolultabbak, ezért Rankine és Coulomb végeredménye közvetlenül ritkán alkalmazható. Az ékelméletet azonban továbbfejlesztették, bizonyos esetekre explicit megoldásokat adtak, a bonyolultabbakra pedig a módszer "próbálgatásos" szélsőértékkereséssel használható. A földnyomásokkal foglalkozó bőséges szakirodalomban megtalálható megoldások közül az alábbiakra hívjuk fel a figyelmet.

a) **Ferde és súrlódó fal, illetve ferde és megoszló terheléssel terhelt térszín** gyakran fordul elő a gyakorlatban, s az is szokásos, hogy a **háttöltés** anyaga **szemcsés** talajból készül. Erre az esetre a fal normálisával δ szöget bezáró földnyomás nagyságát a

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \rho \cdot g \cdot K_a + p \cdot H \cdot K_a$$

képlet adja, melyben a földnyomási szorzó

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \left[\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

b) **Ugyanezen körülményekre, de kohéziós talajra Gross** dolgozott ki megoldást, s azt a magyar szabvány is átvette. Coulomb nyomán vezette le a mértékadó csúszólap hajlásszögét és a földnyomás nagyságát adó képletet. Ezeket itt nem közöljük, a szakirodalomból vagy a szabványból kivehetők.

Említeni kell ennek kapcsán, hogy Gross szerint a kohézió csak a Rankine (vagy Coulomb) esetben nem befolyásolja a csúszólap helyzetét, ezért nem teljesen korrekt az a szokásos közelítés, hogy a földnyomást az 5.1.1. fejezet szerint a Rankine-képlettel, de az előbbi földnyomási szorzóval számítják.

c) **Teljesen általános körülményekre** nincs explicit megoldás. Például a kohéziós talajokban lehetséges h_c mélységű függőleges berepedés és az abban kialakuló víznyomás, a felszíni parciális és koncentrált terhelés, esetleg áramlási nyomás, stb. működésekor **egyedileg** kell megkeresni a földnyomás szélső értékét. Fel kell venni több csúszólapot, szerkesztéssel meg kell határozni a különböző csúszólapokhoz tartozó földnyomást és az $E_a=f(\alpha)$ függvény képét előállítva kell meghatározni a legnagyobb aktív földnyomást.

Említést érdemel még, hogy a szakirodalomban (szabványokban) számos **földnyomási táblázat** található, melyek különböző peremfeltételekre adnak földnyomási szorzókat.

A földnyomások problémakörének súlyos hiányossága a **földnyomási erő támadáspontjának bizonytalansága**. A földék egyensúlya ugyanis statikailag határozatlan feladat, mert a csúszólapon ébredő normálerők sokféle eloszlása mellett teljesülhet az egyensúly. Erre azonban nem sikerült még egzakt megoldást adni, ezért a földnyomás hatásvonalára különböző **közelítésekkel** élünk. Ilyenek lehetnek:

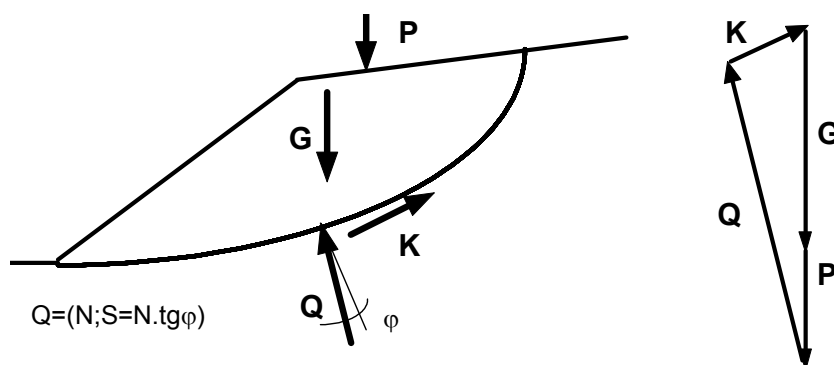
- Rankine-nyomások eloszlása alapján vesszük fel az ékelmélettel nyert erő hatásvonalát,
- a földnyomás különböző eredetű összetevőinek eloszlására tett feltevésekből számítjuk a támadáspont helyét,
- közelítésként, h_c berepedés esetén a fal alsó pontja feletti $h \approx (H - h_c)/3$ magaságban, terhelt felszín, kohézió és más bonyolult peremfeltételek esetén $h \approx H/3$ vesszük fel a támadáspontot.

Végül megemlítjük, hogy a **passzív földnyomás** is számítható az ékelmélet alapján. (A csúszólapon a K és S erők ekkor értelemszerűen ellentett irányúak és a falsúrlódás is fordított irányban hat.) A vizsgálatok szerint azonban a legkisebb passzív földnyomást nem sík, hanem a fal alsó pontjából induló körből és ahhoz csatlakozó egyenesből álló **összetett csúszólap** esetén kapjuk. Vannak olyan földnyomási táblázatok is, melyek ilyen csúszólapmal meghatározott szorzókat adnak, ill. ilyen csúszólapokkal próbálkozva lehet szerkesztéssel az előbbi c) pontban vázolt módon meghatározni a mértékadó értéket.

5.2. Rézsúállékonysági vizsgálatok

5.2.1. A rézsúállékonyság problematikája

Földtömegeket gyakran határolnak természetes lejtők, mesterséges rézsúk, tereplépcsők, s ezek esetében tartani kell attól, hogy a földtömeg egyensúlyát veszti, és egy csúszólap mentén lecsúszik. A jelenséget az 5.4. ábra érzékelteti. A **csúszás oka** az, hogy a csúszólap mentén ébredő nyírófeszültségek eléri a nyírószilárdságot, ami vagy az előbbi növekedése vagy az utóbbi csökkenése miatt következhet be.



5.4. ábra. A rézsúállékonyság problematikája.

A feladat a **csúszással szembeni biztonság** meghatározása, illetve olyan rézsúhajlás felvétele, mely biztosítja a szükséges biztonságot, általában legalább 1,5-öt. A biztonságot általánosságban az

$$n = \frac{\tau_m}{\tau_s}$$

hányadossal értelmezzük, ahol τ_m a csúszólapon rendelkezésre álló átlagos nyírószilárdság, τ_s a csúszólapon az egyensúlyhoz éppen szükséges nyírószilárdság, ami azonos a működő nyírófeszültséggel.

A **csúszólap** a törési állapotú pontokat összekötő, a törési síkokat érintő, térbeli felület, de a - biztonság javára közelítve - a lecsúszó földtömegnek csak egy síkmetszetét vizsgáljuk. Alakját sok körülmény befolyásolja, így

- a geometria: meredek rézsú esetén talppontból indulnak ki a csúszólapok (talpponti), lapos rézsú esetén viszont a talppont elöl (alámetsző);
- a talajfajta: agyagokban inkább körhöz közeli, homokban logaritmikus spirális, rétegzett talajban összetett (egyenes, görbe)
- beépült, ill. határoló szerkezetek, melyekhez igazodnia kell.

A **nyírófeszültségek** általában a föld önsúlyából (G), a felszíni terhelésekből (P), esetleg áramlási erők, földrengésből származhatnak.

A **nyírószilárdságot** a csúszólapon a Coulomb-törvény szerint értelmezzük. A normál-feszültségek eredője a normálerő (N), a súrlódási ellenállásoké a súrlódási erő (S), a kohézió eredője a kohéziós erő (K). A vizsgálatokat a hatékony vagy a teljes feszültségek analizisével lehet végezni, lehetőség szerint az előbbire kell törekedve.

Az állékonyságvizsgálat során a következő **lépéseket ismételgetjük**, míg a legkisebb biztonságot megtaláljuk:

- a) csúszólapfelvétel,
- b) a lecsúszó földtestre ható erők felvétele,
- c) egyensúlyvizsgálat,
- d) egyensúlyhoz szükséges nyírószilárdság meghatározása,
- e) a felvett csúszólaphoz tartozó biztonság meghatározása.

5.2.2. Az állékonyságvizsgálati módszerek áttekintése

A szakirodalomban nagyon sokféle módszer található. Ezeket lényegük alapján három fő csoportba sorolhatók. Jellemzőiket az **5.1. táblázat** foglalja össze.

5.1. táblázat

A legfontosabb állékonyságvizsgálati módszerek fő jellemzői			
módszer neve	súrlódókörös	blokkos	lamellás
csúszólap alakja	kör	egyenesekből összetett	tetszőleges
földtömeg osztása	egyetlen merev test	három merev test	sok lamella
talaj-viszonyok	homogén	rétegzett	tetszőleges
geometria és körülmények	egyszerű	egyszerű	tetszőleges
alkalmazás módja, eszköze	szerkesztés grafikonok	szerkesztés	szerkesztés számítógép

A **súrlódó körös** állékonyságvizsgálat lényegét az **5.5. ábra** mutatja.

A lecsúszó földtömeg (egy folyóméterére) a következő **erők** hatnak.

A **G súlyerő** a felület, a sűrűség és g szorzata.

A **K_i kohéziós erő**, a csúszólapon keletkező elemi kohéziós erők eredője:

- nagysága a vektoriális összegzés szerint a c_i kohéziótól függően

$$K = c_i \cdot l$$

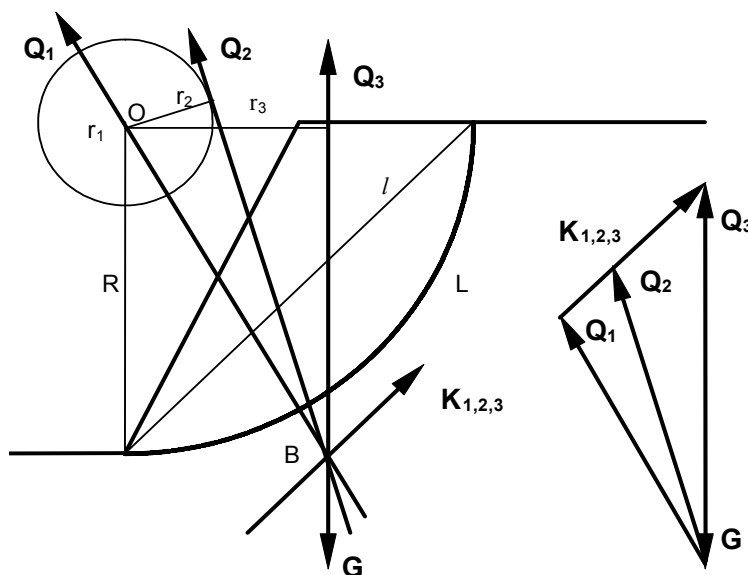
- hatásvonala a középpontra írt nyomatékból

$$z = R \cdot \frac{L}{l}$$

A **Q_i csúszólapreakció** az elemi normál- és súrlódási erők eredője

- nagysága ismeretlen,
- iránya érinti a φ_i -től függő $r_i = R \cdot \sin \varphi_i$ sugarú súrlódó köröket, mivel N a kör középpontjába mutat, míg $S_i = N \cdot \tan \varphi_i$ a törési állapot okán.

Egyéb külső erők is lehetnek, pl. felhajtóerő, áramlási erő, felszíni teher, ezeket G-hez kell adni.



5.5. ábra. A súrlódó körös eljárás.

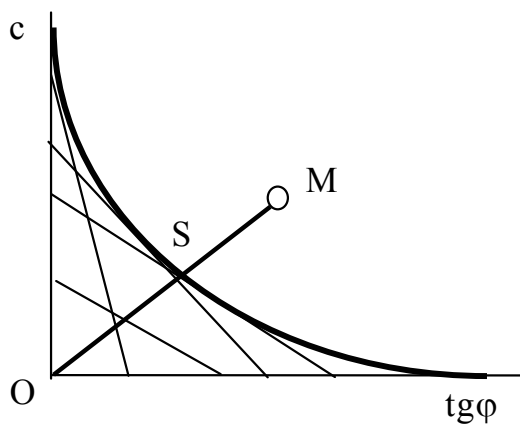
Az egyensúlyi követelményekből következik, hogy

- G , K_i és Q_i erőknek egy pontban kell találkozniuk, ezért a Q_i erő átmegy a G és K erők B -vel jelölt metszéspontján és érinti a különböző súrlódó köröket;
- G , K_i és Q_i zárt vektorsokszöget alkot, s ebből meghatározható, hogy valamely Q_i mellett mekkora K_i erő kell.

Így meghatározható, hogy **mekkora összetartozó φ_i belső súrlódási szögek és c_i kohéziók biztosítanak egyensúlyt a vizsgált csúszólap esetén.**

Az eljárást **ismételgetni** kell más csúszólapokkal, s e vizsgálatok végeredményként meghatározható a felvett csúszólapokon történő lecsúszást éppen meggátló, összetartozó $\varphi_i \dots c_i$ paraméterek.

Ezeket grafikususan egy $\text{tg}\varphi \dots c$ koordináta-rendszerben ábrázolva gyakorlatilag egyeneseket kapunk (**5.6. ábra**), s ezek burkolója adja meg a rézsű egyensúlyát (bármely csúszólap esetén is) biztosító összetartozó $\varphi \dots c$ értékeket.



A biztonságot az 5.2.1. pont szerint az

$$n = \frac{\tau_m}{\tau_s} = \frac{\text{tg}\varphi_m}{\text{tg}\varphi_s} = \frac{c_m}{c_s} = \frac{\overline{OM}}{\overline{OS}}$$

képlettel számíthatjuk, így φ -re és c -re azonos a biztonság. (Esetleg más követelmény is lehetséges, pl. c -re kétszeres biztonságot kívánhatunk meg, mert a kohézió szórása esetleg nagyobb.)

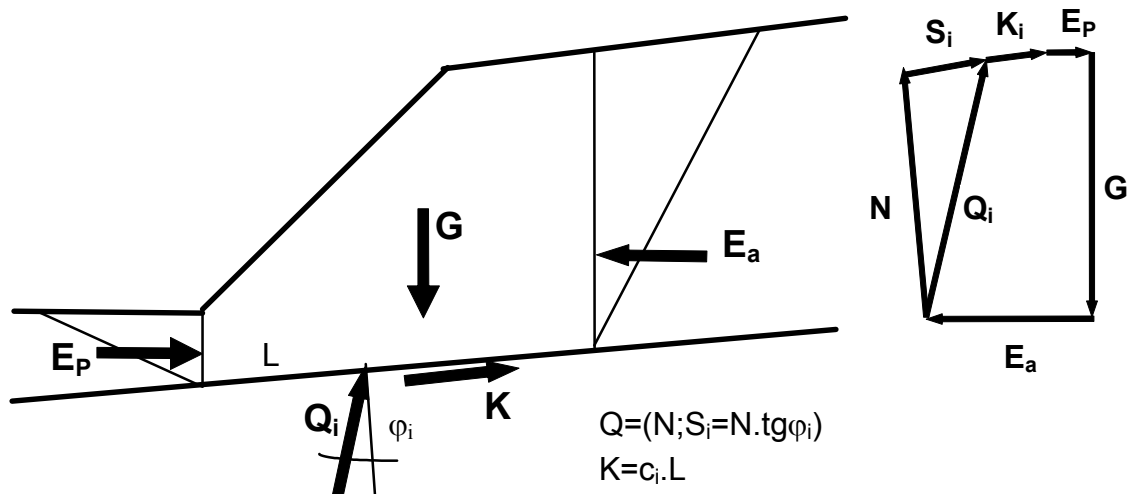
5.6. ábra. A biztonság értelmezése.

Az eljárással az **áramló víz** hatásának figyelembevételére kétféle lehetőség van:

- a csúszólapon ható víznyomások eredőjét adjuk G -hez,
- a lecsúszó földtömeg víz alatt lévő részére ható felhajtóerőt és áramlási erőt adjuk G -hez.

Az 5.5. ábrán látható vektorsokszöveget elemezve megállapítható, hogy ilyen esetben **a biztonság csökken**, mert kisebb a súlya, s emiatt a súrlódási erő is. (Ez ugyanazt jelenti, mint amire a 4.3. fejezetben utaltunk: a nyírószilárdság csökken a semleges feszültség növekedése miatt.)

A **blokkos állékonyságvizsgálat** lényegét az **5.7. ábra** mutatja.



5.7. Blokkos állékonyságvizsgálat.

A lecsúszó földtömeget három részre bontjuk. A középső rész egyensúlyát vizsgáljuk, de természetesen figyelembe kell vennünk a másik két rész erre gyakorolt hatását.

A mozgások elemzése alapján feltételezhető, hogy ezek éppen a pl. Rankine szerint számítható **aktív**, ill. **passzív földnyomások**. A csúszólap felvétele tehát ez esetben tulajdonképpen a két elválasztó függély helyének kijelölése lesz, és természetesen ezt kell variálni.

A csúszólap meghatározó szakasza általában valamilyen **determinált sík**, mely egy keményebb réteg felszíne, esetleg egy gyenge nyírószilárdságú sáv lehet. A normálerő erre merőleges, a nyírási ellenállások pedig ebben a síkban hatnak. A középső blokkra ható erők felvétele után a vizsgálatot a súrlódó körös eljáráshoz hasonlóan kell elvégezni és a végeredményt is hasonlóan kell meghatározni.

A biztonsági tényező a kritikus síkon való elcsúszással szembeni biztonságra vonatkozik. (A csúszólap további szakaszain bekövetkező töréssel szemben is megkövetelünk azonban valamekkora biztonságot, éspedig úgy, hogy a földnyomásokat csökkentett nyírószilárdsággal számítjuk.)

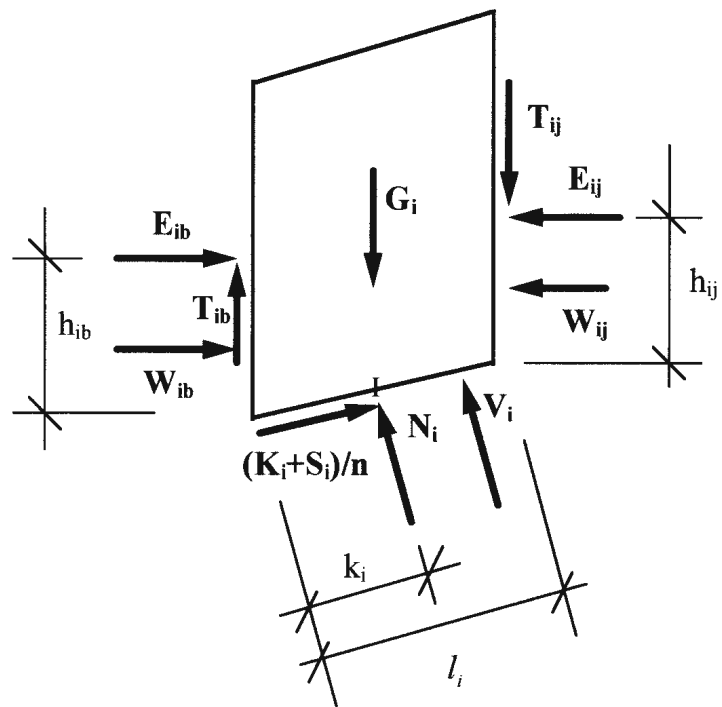
A lamellás állékonyságvizsgálatok esetében a földtömeget függőlegesekkel lamellákra osztjuk, s az egyensúlyvizsgálatot lamellánként végezzük el. Egy lamellára általános esetben az **5.8. ábrán** látható erők hatnak.

Ismert ezek közül a G_i súlyerő nagysága és hatásvonala, az oldalfalakon ható W_{ib} és W_{ij} víznyomások nagysága és hatásvonala, a csúszólapon ható V_i víznyomás nagysága és hatásvonala.

Ismeretlenek a csúszólapon ható N_i normálerő nagysága és k_i helye, az $(K_i+S_i)/n$ nyírási ellenállás biztonsággal osztott nagysága, a földnyomások a szomszédos lamellákról: ezek az E_{ib} és E_{ij} vízszintes komponensek, a T_{ib} és T_{ij} függőleges komponensek nagysága és hatásvonaluk h_{ib} és h_{ij} helye. Y lamella esetén összesen **6·Y-2 ismeretlen** van

Lamellánként felírható két vetületi és egy nyomatéki egyenlet, továbbá az N_i és a (K_i+S_i) erőkre a Coulomb-féle törési feltétel, összesen tehát **4·Y egyenlet**.

Megoldást - a triviális $Y=1$ esetet kivéve - csak akkor lehet adni, ha bizonyos feltevésekkel élve csökkentjük az ismeretlenek számát. A különböző kutatók által kidolgozott módszerek a feltevésekben és a megoldáskeresés matematikai útjában különböznek. A módszerek többsége csak számítógépes program segítségével használható. A legfejlettebb eljárás **Morgenstern és Price** munkája, a célprogram nélkül, táblázatos adatkezelővel viszonylag még könnyen alkalmazható módszerek közül **Bishop** eljárása ajánlható.

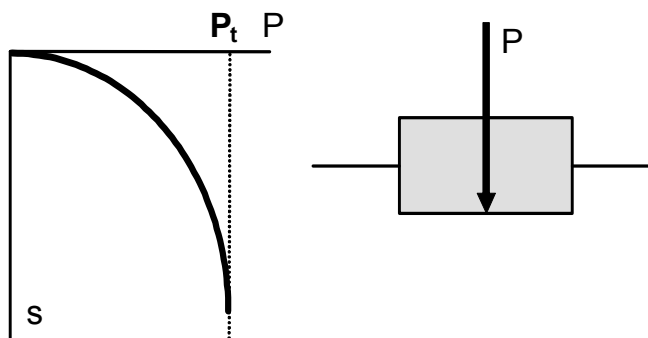


5.8. ábra. A lamellákra ható erők.

5.3. A síkalapok alatti talajtörés vizsgálata

5.3.1. Az alap alatti talajtörés problematikája, a törésvizsgálat módszerei

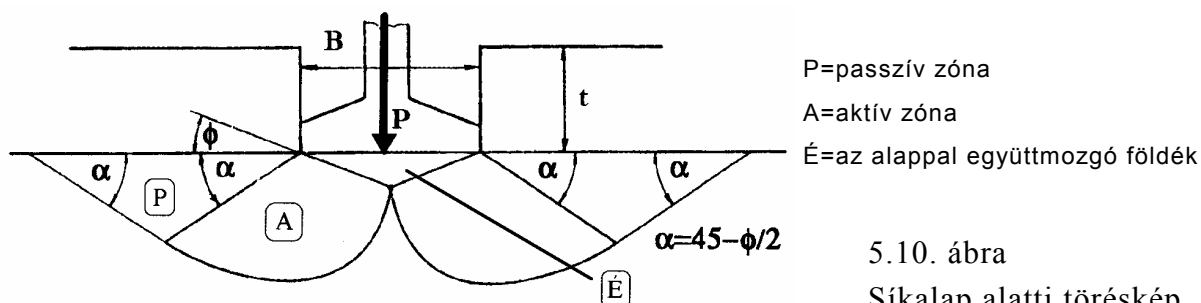
Egy alaptest terhelés-süllyedés kapcsolata a próbaterhelések szerint az **5.9. ábra** szerint alakul. A törés azt jelenti, hogy állandó terhelés mellett (is) növekvő süllyedés mutatkozik, aminek az oka, hogy a törési állapotban nagy elmozdulások következnek be egy csúszólap-rendszer mentén. Ez a vizsgálatok szerint **központos, függőleges terhelésű sávalap** alatt az **5.10. ábrán** vázolt módon alakul ki. Az alap alatt a súrlódás miatt egy földék alakul ki, mely mintegy szétfeszíti az alap alatt a talajt, mely két oldalra kitér a terhelés elől.



5.9. ábra. Síkalap süllyedése terhelés hatására.

"Eléggő" **kőlpontos** és/vagy **ferde terhelésű sávalap** alatt a törőskőp elfajul, csak egyirányban mozdul ki a talaj az alap alól, sokkal kisebb felületű csúszólapokon győzve le az ellenállást. Ahogy a teher „ferdöl”, egyre laposabb lesz a csúszólap, és ha már csaknem vízszintessé válik a teher, akkor az elcsúszás már gyakorlatilag az alapsíkon következik be.

Nőgyszőg alaprajzű pillőralapok alatt tőrbeli csúszólap fejlődik ki, de az elmozduló földtőmegek szimmetriasíkbeli metszetei az előbbiekkel azonos tulajdonságúak. Ha pedig a körőlmőnyek ősszetettek, pl. ferde tőrszín, rétegzett talaj, ferde alapsík, stb., akkor sokféle, bonyolult törősi mechanizmus alakulhat ki.



5.10. ábra
Síkalap alatti törőskőp.

A törőst okoző erőt, vagyis a talaj törősi ellenállását központos, függőleges terhelőű sávalapra sokan (Prandtl, Terzaghi, Balla) vizsgálták **elmőletī űton**. Felvettek valamilyen csúszólaprendszert, illetve a csúszólapok mentőn valamilyen feszőltőselozslást, majd vizsgálták az 5.10 ábrán elhatárolt zőnák egyensőlyát. Ebből végől is a terhelő erő törőst okoző őrtőkére adtak általában explicit alakő megoldást. Az egyes elmőletī kőpleteteket az egyszerűsítés őrdekőben esetenkőnt mődosították.

Az ezen alapesettől való valamennyi eltérés hatását **modellkísőrletekkel** mőrték fel. A kőlpontos terhelőst pl. ezek alapján egy kisebb („dolgoző”) felülettel vesszük figyelembe, nevezetesen azzal, amelyre a terhelőst szimmetrikus. A ferde terhelőst és a sávalaptól eltőrő alakot modellkísőrletekkel meghatározott ferdesėgi, illetve alakī korrekciőstő tényezőkkel vesszük számításba.

Ma már gyakorlatilag világszerte azonos elmőletī és kísérletī ősszefőggéseket alkalmazunk, pl. az őj eurőpai szabvány is ajánl ilyen, melyet idehaza is elfogadtunk.

5.3.2. A teherbírási képletek

Nyílt rendszerű (drénezett, konszolidált) **terhelés esetén** a hatékony feszültségek analízisén alapuló számítást végezhetünk, mely szerint a talajtörést okozó feszültség függőleges komponensét a következő képlet adja:

$$\sigma_t = R_v / (B' \cdot L') = s_\gamma \cdot B' \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma + s_q \cdot q' \cdot N_q \cdot i_q + s_c \cdot c' \cdot N_c \cdot i_c$$

A képlet három tagból áll, az elsőt szélességi, a másodikat mélységi, a harmadikat kohéziós tagnak szokás nevezni. Figyeljünk fel arra, hogy maga a törőfeszültség is függ a szélességtől, vagyis a talajnak önmagában nincs törőfeszültsége, az csakis egy meghatározott szélességű alapra vonatkoztatható. (Ha az 5.10. ábrát szemlélve meggondoljuk, hogy a csúszólapok terjedelme a szélességtől mennyire függ, akkor ez érthető is.)

A képlet tényezőinek jelentése a következő

- R_v a talajtörést okozó erő függőleges komponense,
- B' a dolgozó alapfelület szélessége,
- L' a dolgozó alapfelület hossza,
- γ' az altalaj (nedves, víz alatti vagy az áramlással módosított) térfogatsúlya,
- q' az alapsík szintjén működő hatékony függőleges feszültség,
- c' az altalaj hatékony feszültségekhez tartozó kohéziója
- N_γ, N_q, N_c a teherbírási tényezők a φ' hatékony belső súrlódási szögtől függően,
- s_γ, s_q, s_c az alap alaki tényezői,
- i_γ, i_q, i_c a törőerő ferdeségi tényezői.

A tényezők számítása

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B \text{ külpontosság esetén} \quad L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L \text{ külpontosság esetén}$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi'} \cdot \text{tg}^2(45 + \varphi' / 2)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi'$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi'$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \varphi'$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = (1 - f)^{m+1}$$

$$i_q = (1 - f)^m$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$f = \frac{R_h}{R_v + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \text{ctg} \varphi'}$$

$$R_h = R_v \cdot \text{tg} \mu$$

μ a terhelő erő függőlegessel bezárt szöge

$$m_B = \frac{2 + (B' / L')}{1 + (B' / L')}$$

$$m_L = \frac{2 + (L' / B')}{1 + (L' / B')}$$

ha a törőerő R_h vízszintes komponense B' -vel párhuzamos

ha a törőerő R_h vízszintes komponense L' -vel párhuzamos

$c' \neq 0$ esetén iteráció szükséges, mivel f és R_v kölcsönösen függenek egymástól

$c' = 0$ esetén közvetlenül számítható a törőerő, mivel ekkor $f = R_h / R_v = \text{tg} \mu$

Zárt rendszerű (drénezetlen, konszolidálatlan) **terhelésre** a teljes feszültségek analízisén alapuló számítás végezhető az alábbi képlettel

$$R_v/(B' \cdot L') = q + (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c$$

A **képletben** q az alapsík szintjén működő teljes függőleges feszültség, c_u a drénezetlen nyírószilárdság (a $\varphi_u = 0$ -hoz tartozó kohézió), illetve a két **tényező számítása**

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B'}{L'} \quad i_c = 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{R_h}{B' \cdot L' \cdot c_u}} \right)$$

A vázolt számítás nem csak síkalapok vizsgálatára használható, hanem minden hasonló, terhelési esetre, így pl. a cölöpsoportok együttes teherbírása, a töltések alatti talajtörésre. Ugyanakkor a síkalapok alatti talajtörést sem mindig lehet e képletekkel elemezni. Ha a körülmények nagyon eltérnek az elmélet feltevéseitől, akkor helyette inkább a rézsúállékonyság-vizsgálati módszerek alkalmazása indokolt. Ilyen eltérés lehet pl. az alap alatti markáns rétegződés vagy az alap melletti létesítmények (pl. árok).

5.4. Az alapok süllyedésszámítása

Az 5. fejezet első három részében törési problémák, egyensúlyi határállapotok vizsgálati módszereit tanulmányoztuk. A fejezet befejező részében az alapok üzemszerű állapotában bekövetkező süllyedések számítására alkalmas módszereket tekintjük át. Ennek alapját a 4.1.3 pontban megismert rugalmasságtan és a 4.4.2. fejezetbeli talajdeformációs törvényszerűségek adják.

5.4.1. A süllyedésszámítás elvei, a feladat áttekintése

A **számítás elve** egy mondatban így foglalható össze: a talajfelszín valamely ($x=x_i$) pontjának "s" süllyedése (függőleges eltolódása) a felszínen ható (esetleg változó) "p" terhelés által okozott, a mélységgel változó " σ " feszültségekből származó " ε_z " függőleges fajlagos összenyomódásoknak az alapsíktól az " m_0 " határmélységig számított összege (integrálja).

A számítás **részfeladatai** tehát a következők:

- a terhelésből a vizsgált pont alatt keletkező feszültségek meghatározása,
- a feszültségekből keletkező fajlagos alakváltozások számítása,
- a határmélység meghatározása,
- az alakváltozások összegzése.

A számítás végrehajtására **kétféle lehetőség** van

- az előbbi részfeladatokat egymás után, **lépésenként** végezzük az aktuális tetszőleges terhelésre és talajadottságokra
- **süllyedésszámítási képletekkel** dolgozhatunk, ha egyetlen zárt terhelés okozta süllyedést kell számítanunk és az adott esetre van kidolgozott képlet.

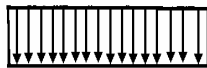
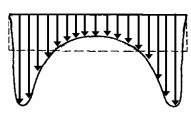

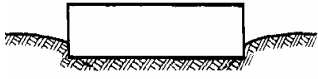
A **süllyedési idő** általában háromféle lehet

- az azonnali süllyedést is ki kell számítani, ha a hasznos terhelés gyors és nagy,
- a konszolidáció végén bekövetkező süllyedést kell számítani a legtöbb esetben,
- az építmény élettartama alatt bekövetkező süllyedést külön akkor kell számítani, ha esetleg (ritkán) kúszásra hajlamos talajra alapoztunk.

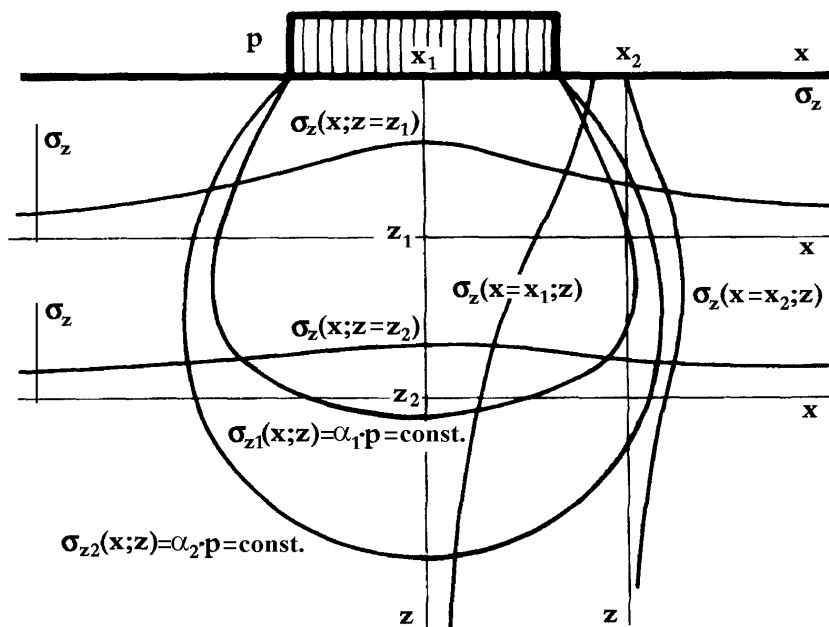
A süllyedés időtartamát az alakváltozási paraméterekben lehet figyelembe venni.

Az alap (ill. az egész épület) **merevsége** is befolyásolja süllyedéseket, a nagyobb merevség valamennyire kiegyenlíti őket, ezzel csökkenti a legnagyobb süllyedéseket és a különbségeket. Tulajdonképpen az alap és a talaj közötti ún. talpfeszültség eloszlására van hatással, amint azt az **5.11. ábra** érzékelteti.

Ha egy alapról egyenletes terhelés adódik át a talaj felszínére, s a (végtelenül) hajlékony alap nem befolyásolja, hanem követi a talajfelszín deformációit, akkor alakjuk a talajösszenyomódások hatására teknőszerű lesz. A merev alap alatt viszont az általa kikényszerített egyenletes süllyedést az altalaj összenyomódása csak úgy „produkálhatja”, ha az ábrán vázolt talpfeszültséget kapja az alaptól.

alap-merevség	végtelenül hajlékony	végtelenül merev
talpfeszültség	egyenletes 	széleken nagyobb 
	süllyedés 	egyenletes 
példa	földtöltés (falak közt)	sávalap

5.11. ábra. Az alapmerevség hatása.



5.12. ábra. A függőleges feszültségek változás egyenletes terhelés alatt.

Ezek okát könnyen beláthatjuk, ha tanulmányozzuk az 5.12. ábrát, mely azt érzékelteti, hogy **miként változnak a feszültségek egy terhelés alatt az altalajban** a szétterjedés miatt. Az ezt adó összefüggéseket használva aztán kimutatható pl, hogy a merev sávalap egyenletes süllyedését úgy kaphatjuk, ha a talajfelszín egyenletes terhelés okozta süllyedését az alap szélétől $0,13 \cdot B$ távolságra lévő, ún. karakterisztikus pontra vonatkozóan, az az alatt keletkező feszültségek okozta talaj-összenyomódásokból számítjuk.

5.4.2. A süllyedésszámítás részletei

A talajba keletkező feszültségek számítására általában a rugalmasságtannak, a végtelen, homogén, izotróp, lineárisan **rugalmas féltérre Boussinesq nyomán** levezetett feszültségfüggvényeit alkalmazzuk. Az irodalom sokféle terhelési esetre ad megoldást **képletek, grafikonok, táblázatok** formájában. Sok esetre a σ_z , σ_x , σ_y és esetleg más feszültségkomponensek is meg vannak adva, de a legtöbbször csak a σ_z szükséges. A táblázatok, grafikonok általában

$$\frac{\sigma_z}{p} = f\left(\frac{z}{B}, \frac{L}{B}\right)$$

"alakúak", tehát a terhelés arányában adják meg a függőleges feszültséget a relatív (a szélességhez viszonyított) mélység és a teher (az alap) geometriai jellemzőinek függvényében. Példaként a legtöbbet használt, a merev alap karakterisztikus pontja alatti feszültségeket adó grafikont mutatjuk be az 5.13. ábrán.

Az alap alatti feszültségeket különböző, többekéves önkényes feszültségszétterjedési modellekkel is lehet becsülni, melyek egyszerű képleteket eredményeznek. A legegyszerűbb lehetőség 45°-os (1:1 arányú) szétterjedést feltételezni, s így pl. a B szélességű sávalap alatt valamely z mélységben B+2.z szélességű sávra osztani a terhelést. Különböző megfontolások és a tapasztalat szerint azonban helyesebb kissé konzervatívabb módon 2:1 arányú szétterjedést venni.

A **fajlagos alakváltozásokat** a feszültségekből általában a 4.5. fejezetben vázoltak szerint **lineáris alakváltozási állapotot feltételezve** számítjuk, mert így elég a σ_z feszültségeket meghatározni. Az a leggyakoribb továbbá, hogy a kompressziós görbét linearizálva (vagy csak a tapasztalat alapján) **összenyomódási modulust** veszünk fel, s azzal számolunk. Ilyenkor még a kezdeti feszültségállapotot is csak a linearizáláshoz kell hozzávetőlegesen figyelembe venni. A másik lehetőség, hogy **a kompressziós görbéről** a kezdeti hatékony feszültségnél, valamint ennek és a terhelésből származó feszültségnek az összegénél olvassuk le a fajlagos összenyomódásokat, s a kettő különbségét tekintjük a terhelés okozta értéknek. (Így járhatunk el akkor is, ha a kompressziós görbét hatványfüggvénnyel közelítjük, s géppel számolunk.)

A lineáris alakváltozás feltételezése nem mindig engedhető meg, ilyenkor **a térbeli alakváltozás figyelembevételével az általános Hooke-törvénnyel** dolgozunk. Újabban a számítógépes programok dolgoznak így, különösen azok, melyeket nem kifejezetten talajmechanikai számításokra, hanem az általános építőmérnöki tervezéshez fejlesztettek ki. A hagyományos mérnöki gyakorlatban pedig azokra a helyekre szokás így számolni, ahol $\varepsilon_x=0$ feltevés helytelen, pl. az alapok széle alatt, ill. mellett, vagy az azonnali összenyomódás számításakor.

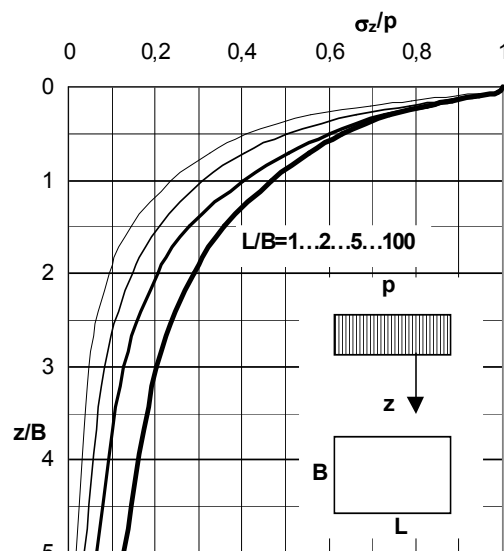
A **süllyedésszámítás ellentmondása**, hogy a terhelés okozta feszültségek a számításukra használt $\sigma_z=f(z)$ képletek szerint általában csak végtelen mélységben adnak zérus értéket, az $\varepsilon_z=g(\sigma_z)$ képletek szerint viszont új σ_{z+} új ε_{z+} -t kelt, tehát a végtelen mélységig kellene ε_{z+} -t összegezni, s így általában végtelen nagy süllyedés adódna. „Szerencsére” nem ez a tapasztalat. A probléma feloldására vezették be **határmélységet**, mely alatt már nem tételezünk fel összenyomódást. E feltevés fizikai alapját a „súrlódási küszöbfeszültség” jelenti, mely szerint egy bizonyos feszültségnövekmény már nem okoz szemcsemozgást, mert nem tudja legyőzni a szemcsék közötti nyugalmi súrlódási ellenállást. **Felvételének fő módszerei** az alábbiak:

- általánosan elfogadott módszerként ott vesszük fel az m_0 határmélységet, ahol az új terhelés okozta függőleges feszültség a kezdeti hatékony feszültség 20 %-ánál kisebb,
- közelítőleg Jáky ajánlása szerint

$$m_0 = 2 \cdot B \cdot \left(1 - \frac{B}{2 \cdot L}\right)$$

azaz sávalapra $m_0=2 \cdot B$, négyszögalapra $m_0=B$, de ezek csak viszonylag kis terhelésű alapok esetében jók, míg a lemezalapok esetében a határmélység csökkenthető $m_0=B/2$ -ig,

- gyakorlati megfontolásból szokás ott is felvenni a határmélységet ahol vastag, a felette levőnél jóval (nagyságrenddel) merevebb réteg jelentkezik.



5.13. ábra.

Merev alap karakterisztikus pontja alatti függőleges feszültségek.

Az összenyomódások összegzésére közelítő területszámítási módszereket használunk, általában elég a trapéz szabályt alkalmazni.

Az előbbieken jeleztük, hogy a **süllyedésszámítás közvetlenül, zárt képletekkel** is elvégezhető. Ennek feltétele, hogy

- a vizsgált alap alatti feszültségek egyetlen alap terheléséből származzanak;
- az $\varepsilon_z=f(\sigma)$ kapcsolat lineáris (az általános Hooke-törvénnyel vagy az $\varepsilon_z=\sigma_z/E_s$ összefüggéssel leírható) legyen;
- a talaj (elég jó közelítéssel) homogén legyen;
- a határmélység könnyen felvehető legyen;
- legyen az adott terhelési szituációra kidolgozott képlet, aminek feltétele volt, hogy az eset $\varepsilon_z=f(z)$ függvénye integrálható legyen.

A számítási képletek felépítése általában

$$s = \frac{p}{E_s} \cdot B \cdot F$$

- ahol p az egyenletesen megoszló terhelő feszültség,
 E_s a talaj összenyomódási modulusa (helyette E rugalmassági modulus is lehet),
 B az alapszélesség,
 F a süllyedési szorzó, melynek a határmélységtől és az alaktól függő értékét a megfelelő szakkönyvekben lehet megtalálni, s melyet gyors becsléshez sávalap esetében $F \approx 0,9$, négyzetes alap esetében $F \approx 0,6$ értékre lehet felvenni.

Hasonló képletek vannak **nyomatékkal terhelt alapok** elfordulásának becslésére is.

5.5. Földsztatikai feladatok megoldása véges-elemes programokkal

Amint láttuk, a hagyományos méretezés keretében a törési és alakváltozási problémákat külön feladatként oldjuk meg, többnyire egyszerűsített geometriai és rétegviszonyokat tételezünk fel, és a legegyszerűbb lineáris anyagmodellekkel dolgozunk.

A számítógépek fejlődése azonban ma már lehetővé teszi, hogy

- a valós geometriai és rétegviszonyokat vegyük figyelembe,
- komplex, akár nem-lineáris anyagmodelleket is alkalmazzunk,
- teljes terhelési illetve technológiai folyamatokat modellezzünk.

E programok általában a **végeselemes módszerre** épülnek, melynek elméleti hátterét itt csak röviden vázolhatjuk.

a) A folytonos közegeket (szerkezeteket) egyszerű felület- és térelemekre (téglalap, háromszög, tetraéder, hasáb) osztják fel. A „véges elemekből” felépülő hálózatban az elemek „mechanikailag” a csomópontokban találkoznak, azaz a csomópontokra kell teljesülniük az egyensúlyi, geometriai és fizikai egyenleteknek.

b) Az elmozdulásokat, alakváltozásokat és feszültségeket az elemeken belül a csomópontokhoz tartozó (kiinduláskor még ismeretlen) függvényértékek egyszerű függvényeként (pl. lineáris kombinációval) közelítik.

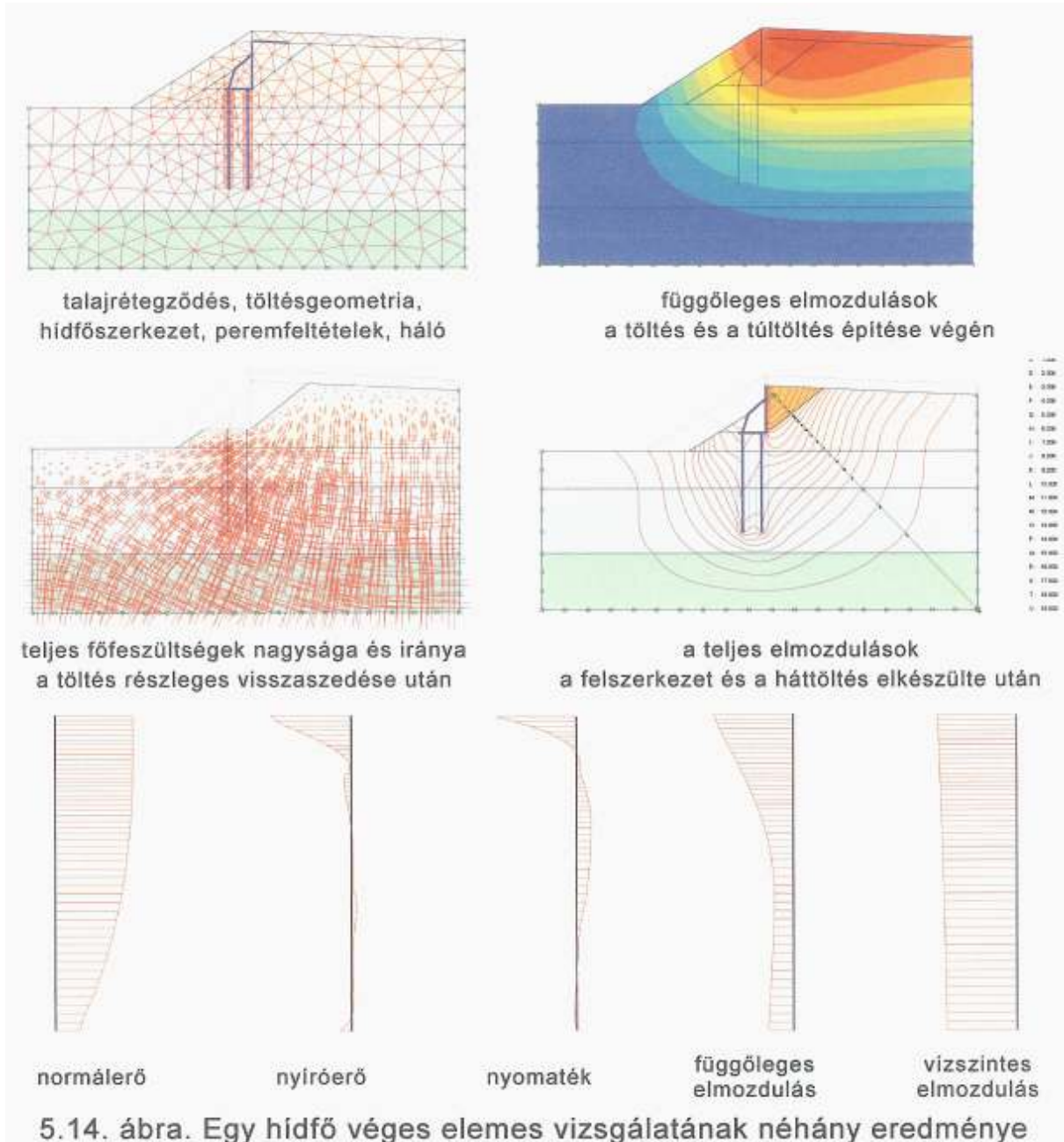
c) A vizsgált tartományra vonatkozó munka- és energiatételekből – a statikai és geometriai peremfeltételek (terhek, elmozdulási kényszerek) figyelembe vételével – határozzák meg az ismeretlen csomóponti függvényértékeket.

A korszerű programok számos talajmodell alkalmazását kínálják, a legígéretesebbek azok, melyek az alakváltozással való felkeményedést is kezelik. Lehetővé teszik speciális elemek, pl. geotextília, vagy a talaj és szerkezet közötti „interfész” beépítését. Modellezhető velük drénezett vagy drénezetlen terhelések, konszolidációs folyamatok. A futtatási fázisok közt változhat a geometria, így vizsgálható munkagödör- vagy üreg nyitása is.

Eredményként grafikus és táblázatos formákban részletesen megadhatják:

- a feszültségmezőket (pl. a főfeszültségeket, a valamely koordináta-rendszerben értelmezett feszültségeket és növekményeiket, a pórusvíznyomásokat),
- az elmozdulás- és alakváltozásmezőt (pl. süllyedéseket, fönyúlásokat),
- a szerkezeti elemek igénybevételeit (pl. résfal nyomatókai, horgony húzóerőit);
- a legterheltebb talajzónákat (pl. a képlékeny pontokat, a potenciális csúszólapokat),
- terhelés...elmozdulás görbéket (pl. cölöpterhelés, töltésépítés).

Példaként mutatjuk be az **5.14. ábrát**, mely egy cölöpökre alapozott hídfő és a köréje gyenge talajon álló töltés viselkedésének elemzésére végzett vizsgálat néhány eredményét érzékelteti. A vizsgált esetben a későbbi süllyedések csökkentése céljából túltöltéssel épült a töltés, majd azt visszasedték, s a közbenső síkról elkészültek a cölöpök. Rajtuk utóbb megépült a hídfőfal, s a töltés visszaépítésével együtt a hídfőre felkerült a felszerkezet, majd arra a forgalmi terhelés. Az ábrák érzékeltetik a hídfő változó mozgásait, a talajban kialakult feszültségeket és egy cölöp mechanikai jellemzőit. Az ábrákat úgy választottuk ki, hogy egyben érzékeltessék a eredményközlés sokféle lehetőségét is.



5.14. ábra. Egy hídfő véges elemes vizsgálatának néhány eredménye

6. Síkalapok

Az építmények terheit - hacsak lehetséges - síkalapokkal hárítjuk az altalajra, mert általában olcsóbbak, könnyebben elkészíthetők, mint a cölöpölapok.

Mivel a sík-, ill. a mélyalapok tervezése általában más elvek és előírások alapján történik, fontos, hogy a sík- és a mélyalapokat egymástól egyértelműen megkülönböztessük, **fogalmukat** egymáshoz viszonyítva tisztázzuk. Három tényezőt emelhetünk ki:

- a síkalapok esetében a teherátadás az alap alsó síkján, az alapsíkon történik, s általában a felszínhez, illetve az építmény legalsó szintjéhez közeli talajrétegre,
- a síkalap függőleges méretét (vastagságát) ezért általában nem a talajrétegződés szabja meg, hanem az, hogy az alap szerkezet képes legyen elviselni a rájutó igénybevételeket,
- a síkalapokat általában úgy építik, hogy a talajt az alapsíkig kiemelik, és onnan felfelé készítik el (szokványos beton, vagy vasbeton szerkezetként) az alaptesteket.

6.1. A síkalapok alkalmazásának általános kérdései

6.1.1. A síkalapok típusai

A síkalapok pontszerű, vonalas, illetve felületi jellegű szerkezetek. Típusukat alapvetően az alapozandó szerkezet geometriája és mozgástűrése határozza meg.

Sávalapokat falszerkezetek alá készítünk (**6.1. ábra**). Régebben gyakori volt, hogy - mint a falat - téglából falazták, ma már mindig beton, ritkán vasbeton. Keresztmetszete téglalap vagy trapéz, attól függően, hogy a zsaluzás- és a betonköltségek, ill. a határidők melyik változatot teszik gazdaságosabbá.

Talpalapot tervezünk az első lépésben a pillérek alá (**6.2. ábra**). Többnyire vasbetonból készül, keresztmetszete téglalap vagy trapéz. Néha előregyártják, s az ún. kehelyalapba be is fogható a pillér, de kialakítható a kettő közt csuklós kapcsolat is. A magasabb vezetékoszlopokat - mert nyomaték is hat rájuk - le is kell horgonyozni az alapba.

Ha a külön lealapozott pillérek süllyedéskülönbsége egyirányban megengedhetetlenül nagy lenne, akkor **szalag-** (gerenda-) **alapr**a állítjuk őket (**6.3. ábra**). Ez mindig vasbetonból készül, mert hajlító igénybevételt kap. Ha mindkét irányban csökkenteni kell süllyedéskülönbségeket, akkor **gerendarácsra** (**6.4. ábra**) állítjuk őket.

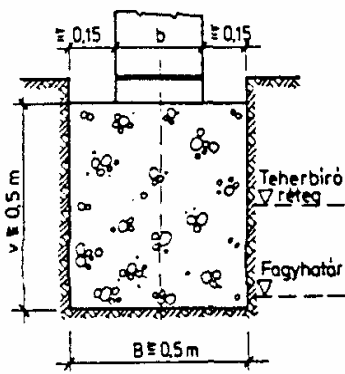
Rács helyett, ha közeik már kicsik lennének, érdemes vb. **lemezalapot** választani (**6.5. ábra**), de főleg akkor, ha víznyomás elleni szigetelés is kell. Egy vastagabb lemez már jelentős merevséget biztosít, de esetleg tovább erősíthető **bordás lemezként** (**6.6. ábra**). Még tovább csökkenthetők a süllyedéskülönbségek a **dobozalapokkal**, amelyek tulajdonképpen szekrénytartók (**6.7. ábra**).

A tornyok alá jobbra **kőralap** (**6.8. ábra**) kerül, mely gyakran **gyűrű** (**6.9. ábra**) lesz. Néha próbálkoznak **héjalappal** is (**6.10. ábra**), de munkaigénye és szigorú geometriai követelményei miatt - anyagtakarékossága ellenére is – általában drágának bizonyul.

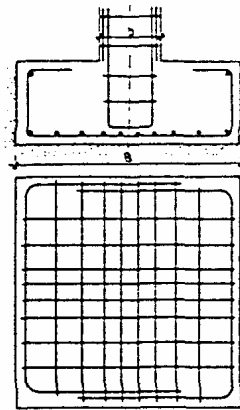
6.1.2. Az síkalapok alkalmazásának elvei

Tervezésükkor, alkalmazásukkor **a következő szempontokat** kell figyelembe venni:

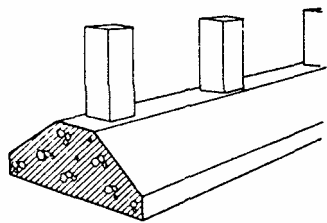
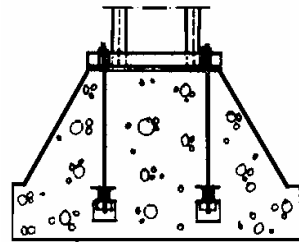
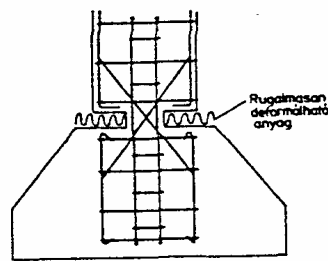
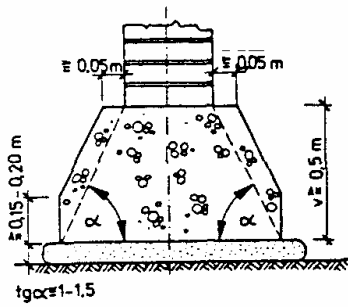
- az alapozandó építmény jellemzői: méret, elrendezés, szerkezet, szigetelés, rendelkezés, terhelés, speciális tulajdonságok,
- az építési helyszín adottságai: domborzat, természeti elemek, növényzet, beépítettség, megközelíthetőség, korlátozások,
- a talaj- és talajvízviszonyok: teherbíró réteg mélysége, talajvíz szintje, szerves, feltöltött, duzzadó, roskadó talajok,
- építési körülmények: határidő, időjárás, technológia, helyszíni munka-előregyártás, gépesítés-élőmunka, anyag, energia, gazdaságosság, egyeztetések.



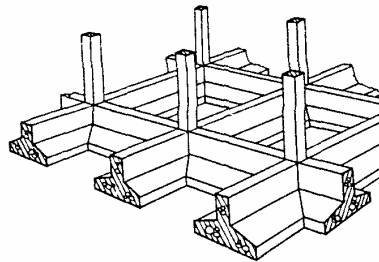
6.1. ábra. Sávalapok.



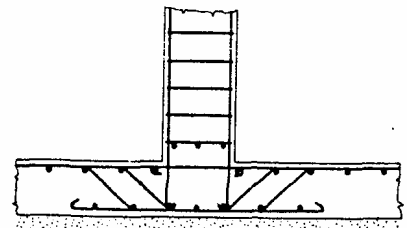
6.2. ábra. Pilléralapok.



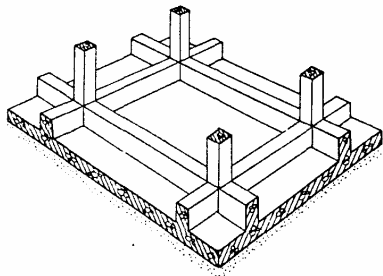
6.3. ábra. Szálagalap.



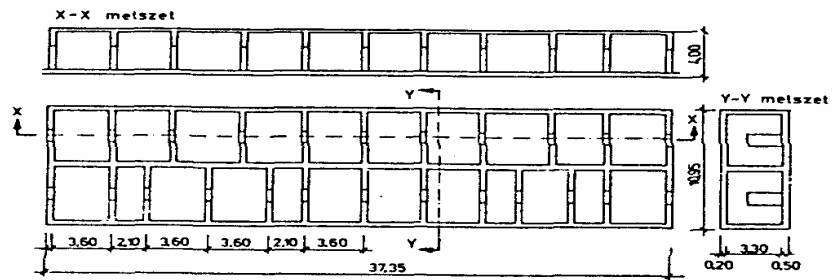
6.4. Gerendarács alap.



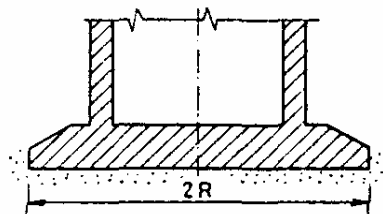
6.5. Lemezalap.



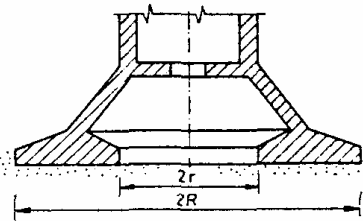
6.6. ábra. Bordás lemez.



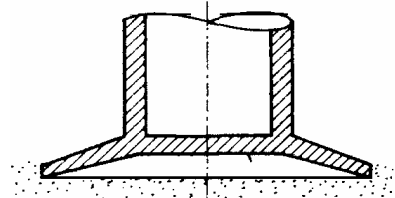
6.7. ábra. Dobozalap.



6.8. Kőralap.



6.9. Körgyűrű-alap.



6.10. Héjalap.

Amint a bevezetőben említettük, általában a síkalapot kell előnyben részesíteni, ha a követelményei teljesíthetők. **Kizáró ok** lehet viszont, ha

- a teherbíró réteg túlzottan mélyen van;
- vízfolyásoknál fennáll az aláüregelődés veszélye;
- a talajvíz szintje nagyon magasan van, s ezért csak drágán csökkenthető az építés alatt.

Bizonyos konkrét esetekben speciális szempontok esetleg még akkor is gazdaságosabbá tehetik a mélyalapokat, ha e kizáró okok nem állnak fenn.

A síkalapnak - mint más szerkezetnek is - **a következő követelményeket** kell teljesítenie:

- műszakilag alkalmas, tehát statikailag megfelelő és kivitelezhető legyen,
- gazdaságos legyen aktuálisan, az építési költségeket illetően és tartósan az építmény egész élettartamát tekintve is,
- környezetbarát legyen, az élő és az élettelen környezet kölcsönhatásai mind építés közben, mind a használat során elfogadhatók legyenek.

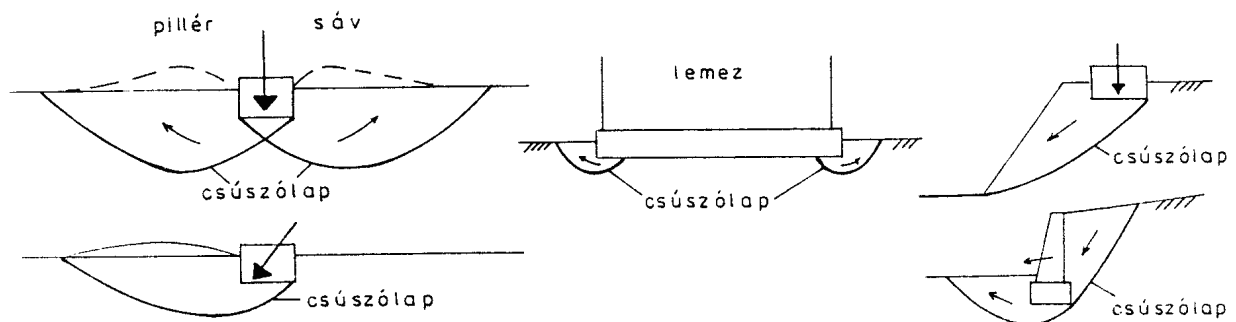
Az utóbbi kettővel más tantárgyak keretében foglalkozunk, a geotechnikai tervezés körében az elsőt kell megismernünk.

6.1.3. A síkalapok statikai tervezésének alapjai

A síkalapok **statikai követelményei** a 4. és 5. fejezet alapján már könnyen megfogalmazhatjuk.

Az alap alatti talajtöréssel szemben jelentős biztonságot kell szavatolni, hiszen az alapok alatt az 5.3. fejezetben vázolt törési mechanizmus eredményeként az alap olyan nagy elmozdulást szenvedhet, mely már az egész építményt károsíthatja. Háromféle veszély jelentkezik (**6.11. ábra**):

- a szokásos körülmények közt az 5.10. ábra szerinti tönkremenetel, általános törés várható,
- nagyobb lemezek, köralapok alatt az ilyen általában lehetetlen, ezek esetében - gyenge puha talajban - a szélek alatt ún. helyi nyírási törés következhet be,
- tereplépcsők mentén épített alapok (pl. támfalalapok) esetében a stabilitás-vesztés mély csúszólapon is bekövetkezhet, mintegy rézsűcsúszás formájában.



6.11. ábra. Síkalap alatti talajtörési mechanizmusok.

A süllyedések korlátozása jelenti a síkalapok tervezésekor a legnehezebb problémát. A nagyobb süllyedések, illetve főleg a süllyedéskülönbségek a következő károsodásokat okozhatják:

- a felszerkezet tönkremehet: a hajlékony szerkezetek (pl. talpalapokon álló oszlopok) esetében az alátámasztott szerkezet állékonyságát veszítheti, a merev szerkezet (pl. dobozalap) esetében az igénybevételek törést, repedést okozhatnak,

- az építmény használhatósága kerülhet veszélybe, pl. a burkolatok, a nyílászárók károsodhatnak, a padlók dőlése, görbülése okozhat gondot, csatlakozási problémák merülhetnek fel a bejáratoknál, a közművek csatlakozásánál,
- esztétikai értékvesztés következhet be kisebb mozgások hatására, különösen a magas épületek dőlése, alaplemezek behajlása, falburkolatok ferdülése kelthet zavart, ill. az épület kedvezőtlen látványa csökkentheti az értékét.

A szerkezeti megfelelés követelménye azt jelenti, hogy az alap - mint tartószerkezet - a ráháruló hajlító, nyíró igénybevételeket elviselje, tehát megfelelő keresztmetszeti méretei, szilárdsága, vasalása legyenek.

Az alap, illetve az egész építmény **helyzeti állékonysága** is biztosítandó, mert fennáll

- az elcsúszás veszélye, ha nagy vízszintes erő is terheli az alapot (pl. támfalak esetén);
- a billenés lehetősége főleg vízszintes terhelésű és magas súlypontú épületek (pl. tornyok) esetén;
- a felúszás eshetősége a talajvíz alá kerülő könnyű szerkezetek (pl. medencék) esetén.

A síkalapok statikai tervezésének célja az előbbi veszélyek elhárítása, amihez **az alap következő jellemzőit választhatjuk** meg:

- típusa (pillér, sáv, szalag, gerendarács, lemez, doboz),
- anyagfajta (beton, vasbeton, tégl) és minőségi jellemzői (szilárdság, alakváltozás),
- geometria (alapsík mélysége, alapszélesség, -magasság, vashányad és vasátmérő).

A tervezés szokásos rendje a következő:

- a) az alapsík felvétele a teherbíró réteg, a talajvízszint, a várható alapmagasság, a szomszédos alapsík, a fagyhatár, a térfogatváltozási határ figyelembevételével, a tapasztalatok alapján,
- b) alaptípus kiválasztása a felszerkezet elrendezése, terhei, a várható és megengedhető süllyedések mérlegelése nyomán, a tapasztalat alapján,
- c) az alapszélesség felvétele úgy, hogy a talajtörés elleni biztonság és a süllyedési kritériumok teljesüljenek az ellenőrző számítás során
- d) az alapszerkezet (anyag, magasság, vasalás) felvétele a szerkezeti megfelelés teljesítéséhez, melyet a talpfeszültség számításával és tartószerkezeti méretezéssel vizsgálunk,
- e) az állékonyság (elcsúszás, billenés, felúszás) ellenőrzése az alap, ill. az egész építmény egyensúlyának merev testként történő vizsgálatával.

6.2. A síkalapok földstatikai méretezése

6.2.1. A talajtörés elleni biztonság igazolása

Az új európai szabványok szerint a teherbírás követelménye (általában) úgy fogalmazható meg, hogy a síkalapra ható függőleges hatás, igénybevétel E_d tervezési értéke kisebb kell legyen a (függőleges) talajtörési ellenállás tervezési értékével

$$E_d \leq R_d$$

A még érvényben levő régebbi keletű magyar szabványok, így a MSZ 15004 síkalapozási szabvány is, E_d -t mértékadó erőnek, míg R_d -t hataerőnek nevezte.

A terhelő hatás, igénybevétel tervezési értékét a felszerkezet statikai számításból nyerhetjük, s a terhek reprezentatív értékét a parciális tényezőkkel „felszorozva” kapjuk. A reprezentatív értéknek eddig kb. az alapérték kifejezés felelt meg, míg a parciális tényező az eddig biztonsági tényezőnek nevezett szorzó.

A parciális tényező értéke az Eurocode 7 szerint állandó hatásokhoz $\gamma_G=1,35$, az esetleges hatásokhoz $\gamma_Q=1,50$, azaz

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

A régi magyar szabványban a 1,1, illetve 1,3-1,4 biztonsági tényezőket alkalmaztunk az állandó, illetve a hasznos terhekhez.

Az ellenállás oldalán a talajtörést okozó erő karakterisztikus értékét $\gamma_R=1,10$ parciális tényezővel osztva kapjuk a tervezési értéket:

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

A karakterisztikus értéket a nyírószilárdság paraméterek karakterisztikus értékével számíthatjuk az 5.3.2 fejezet szerint, melyhez a nyírószilárdság karakterisztikus értékét a nyírószilárdsági vizsgálatok alapján egy „óvatos” átlagként kell felvenni.

Az eddigi magyar szabvány, az MSZ 15004 szerint **törőerőt az $\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3$ biztonsággal** kellett csökkenteni, melyek megállapításakor (sorrendben) a talaj nyírószilárdságának, illetve, a várható legkedvezőtlenebb talajállapot előrebecslésének megbízhatóságát, valamint az esetleges károsodás következményeit kellett figyelembe venni. Ezekből $\alpha \approx 0,4-0,6$ adódott.

Az EC 7 és a régi MSZ **közelítő eljárást** is ajánl egyszerűbb esetekre. Ezek szerint a sík-alap ellenállását (határfeszültségét) valamilyen tapasztalati eredetű „valószínűsíthető ellenállásból” (határfeszültségi alapértékből) kell számítani, melyet a talaj fajtájától és állapotától függően kell/lehet felvenni. Ezt az alapértéket az alap mélységétől és szélességétől, illetve alakjától függő tényezőkkel kell szorozni.

A talajtörés említett más módozatai közül a helyi nyírási törést közelítő képletekkel, az általános stabilitásvesztést az 5.2. fejezetben bemutatott módszerekkel lehet ellenőrizni.

6.2.2. A süllyedések vizsgálata

A süllyedésszámítás alapjait az 5.4. fejezet tárgyalta, itt a gyakorlatával foglalkozunk.

Süllyedések sokféle ok miatt bekövetkezhetnek. Ezek közül számítással (elvileg, általában) a statikus terhelés okozta tömörödés és harántkontrakció miattiak határozhatók meg. A roskadás, a zsugorodás, a rezgés és egyéb okok miatt keletkezőket számítani alig lehet, inkább arra törekszünk, hogy a megfelelő konstrukciókkal kizárjuk őket, vagy kellemetlen hatásukat. (Például a térfogatváltozási határ alá alapozunk, kizárjuk a roskadó talaj elázási lehetőségét.)

A számított süllyedések **megbízhatósága** is sokszor kétséges. Az első lépésben egyébként is csak becslésre törekszünk óvatos adatfelvétellel, a biztonság javára közelítő módszerekkel. Ha az eredmény így is elfogadható, akkor nem számolunk tovább, ha viszont így nem felel meg az alapozás, akkor pontosítjuk az adatokat és a módszereket. Ha az így nyert pontosabb és általában kedvezőbb eredmény már megengedhető, de kétségek maradnak, akkor mindig indokolt az építés során mérni a süllyedéseket, folyamatos értékeléssel - s ha szükséges - beavatkozva.

A számítások során, ha a süllyedések legvalószínűbb értékeit keressük, akkor a tartós terhek átlagos értékeivel és átlagos talajjellemzőkkel kell számolnunk. Amikor viszont a süllyedéskülönbségeket becsüljük, akkor a terhek és a talajviszonyok változásaira is figyelemmel kell lennünk.

Az alap és az egész épület **merevségéből** adódó süllyedés(különbség) csökkentő hatásokra már az 5.4. fejezetben rámutattunk. A tervezés első fázisában ezt - az egyedi sáv és pilléralapok merev voltát kivéve - figyelmen kívül hagyjuk, egyedi alapokkal, ill. végtelen hajlékony, csak terhet jelentő épülettel (alappal) számolunk, mert a számítások így sokkal egyszerűbbek. Ha így nem felel meg a terv, akkor az újabb számításban már a merevséget (s pl. az ebből adódó erőátrendeződést) is figyelembe vesszük. Ennek módszerei azonban nem szerepelnek a jelen tananyagban.

A számított süllyedéseket a megengedhetőkkel kell összevetni, melyeket általában a felszerkezet tervezőjének kell megadnia, számszerűsítve az előbbieken említett szerkezeti, funkcionális és esztétikai szempontokat. A gyakorlatban azonban sokszor az alapszerkezet tervezőjére marad az értékelés. Az építmény méretei, szerkezeti jellemzői alapján a szakirodalomban, szabványokban szereplő **süllyedéskritériumokra** támaszkodhat, melyeket általában nem elméleti számítások, hanem károsodott épületek mozgásainak értékelése alapján adtak meg. Néhány tájékoztató érték:

- 50 mm süllyedés általában megengedhető, nem okoz bajt a csatlakozásoknál sem,
- 20 mm süllyedéskülönbség statikailag határozott vázszerkezetű épületek különálló oszlopai között sem szokott kárt okozni,
- relatív elfordulásként (két pont süllyedéskülönbségének és távolságának hányadosa) 1/500 biztosan (esztétikailag is) megengedhető, 1/150 viszont már valószínűleg szerkezeti kárt okoz.

A **süllyedéscsökkentés** lehetőségeit kell keresnünk kedvezőtlen számítási eredmények után. Pl.

- geotechnikai megoldás lehet a talajcsere, az előterhelés, talajjavítás, az alapterület növelése, a síklap típusának módosítása, áttérés mélyalpra;
- felszerkezeti megoldás a súlycsökkentés, a merevítés vagy hajlékonytétel, statikailag határozott szerkezet tervezése, a kritikus részek dilatálása, célszerű építési sorrend választása.

A **süllyedések megfigyelésére**, mérésére van szükség, ha a számítások kritikus értékeket jeleznek. Ezeket az alap elkészülte után azonnal el kell kezdeni, s a teherfelvitel és a konszolidáció üteméhez igazodó sűrűséggel kell folytatni. A szerkezet szempontjából lényeges helyeken kell mérni általában 0,1 mm pontossággal. A mérési pontok védelmére nagy gondot kell fordítani.

Az eredményeket is folyamatosan értékelni kell, így

- a térbeli változásokat: metszeteken a süllyedéskülönbségeket, ill. helyszínrajzon az azonos süllyedést szenvedett pontokat összekötő vonalakat;
- az időbeli változásokat: az egyes pontok süllyedésének időbeli alakulását a teherfelvitelt is figyelembe véve, s ebből előre vetíthető a konszolidáció, a legegyszerűbben pl. a hiperbolikus $s = t/(a + b \cdot t)$ képlet $t/s = a + b \cdot t$ alakú linearizálásával.

6.3. A síkalapok statikai méretezése

6.3.1. A síkalapok szerkezeti méretezése

Az alaptesteket tartószerkezetként kell méretezni. Felülről a falakról vonalas, a pillérek-ről koncentrált terhelést kapnak, a lemezalapokra megoszló terhelés is működhet. Alulról a reakció-erők a talajról hatnak rájuk, melyeket **talpfeszültségnek** szokás nevezni. Ennek ellentettje hat természetesen a talajra, s okozza annak összenyomódását, s ezzel az alap süllyedését.

A szerkezeti méretezés geotechnikai feladata e talpfeszültségek meghatározása, ezek ismeretében az alap, mint szerkezet a szokásos tartószerkezeti módszerekkel méretezhető. Az anyagminőségek megválasztása után a betonalapok esetében a magasságot kell meghatározni, vasbetonalapok esetében pedig a vasalás meghatározása a feladat. Az alap szokásos anyagminősége egyébként beton esetén C4...C5, vasbeton esetén C10...C16.

Az alapok **tartószerkezeti modellezése** viszonylag egyszerű: a pillér- és sávalapokat rövid konzoloknak, a szalag-, gerendarács és lemezalapokat rugalmas ágyazású, többtámaszú tartónak tekintjük. Statikailag határozatlan szerkezetek, mert sokféle talpfeszültség-eloszlás mellett is teljesülhetnek az egyensúlyi követelmények. Ezért az egyensúlyi

A talpfeszültség természetesen a **terhelés külpontosságától** is függ. A különböző egyszerű lehetőségeket sávalap esetére a **6.13. ábra** mutatja. A merev pillérialapok talpfeszültsége egyirányban külpontos terhelésre hasonlóan számítható, a kétirányú külpontosság esetén alkalmazható bonyolultabb megoldásokat itt nem tárgyaljuk.

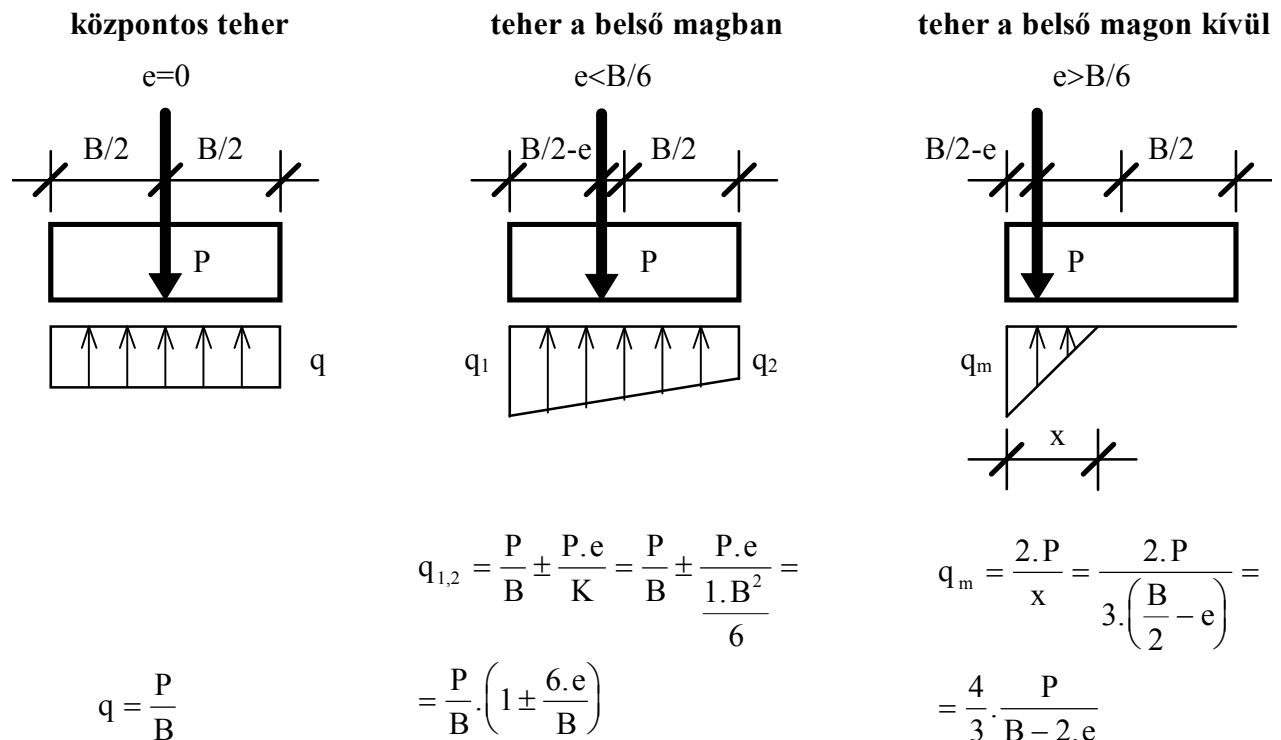
A **hajlékony alapok méretezését** az előbbieken vázolt elvekre felépített számítógépes programok segítségével lehet végrehajtani. A számításoknak az a lényege, hogy az alapot részekre osztjuk, s egy-egy részen belül már állandó q_i talpfeszültséget tételezünk fel. N rész estén tehát N db q_i talpfeszültségnagyság lesz ismeretlen. Felírható ugyanakkor egy függőleges vetületi és egy nyomatéki egyenlet, de a megoldáshoz fel kell még írni N-2 alakváltozási egyenletet is. Ezek azt fogalmazzák meg, hogy az alapnak, mint tartónak az M nyomaték okozta görbülete azonos kell legyen a talajfelszín s_i besüllyedéseiből származó görbülettel. Hogy ez utóbbiakban is csak a talpfeszültség legyen ismeretlen fel kell írni – valamilyen talajmodell segítségével - a süllyedés...talpfeszültség, s...q kapcsolatot. A legtöbbször a **Winkler-féle rugómodellel** dolgozunk, mely szerint a talajfelszín s_i süllyedése valamely i helyen (csak) az ott működő q_i talpfeszültség s a helyre jellemző c_i ágyazási tényező hányadosa:

$$s_i = q_i / c_i$$

E modellel szemben sok kifogás emelhető, egyszerűsége folytán mégis használatos.

Ohde rugalmas féltér-modellje jobb ennél, de bonyolultabb számításokra vezet. Ohde rugalmas közegnek tekintette a talajt, amiből az következik, hogy valamely pont s_i süllyedését az összes ismeretlen talpfeszültség befolyásolja.

Vannak még más modellre épülő eljárások is, de ezek tárgyalása meghaladja kereteinket.



6.13. ábra. Sávalap talpfeszültségének számítása a teher külpontosságának függvényében

6.3.2. A síkalapok helyzeti állékonyságának vizsgálata

Az alapsíkon történő elcsúszás vizsgálatakor azt kell kimutatni, hogy

$$H_m \leq S + A + E_p$$

ahol

H_m az alapsíkon ható, parciális (biztonsági) tényezővel növelt vízszintes csúsztató erő,

S az alapsíkon figyelembe vehető, parciális (biztonsági) tényezővel csökkentett súrlódási ellenállás,

A az alapsíkon figyelembe vehető, parciális (biztonsági) tényezővel csökkentett adhéziós ellenállás,

E_p az alaptest oldalán (az építmény élettartama alatt biztosan) működő, a megengedhető elmozdulás mellett mobilizálódó, parciális (biztonsági) tényezővel csökkentett passzív földnyomás, melyet általában elhanyagolunk.

A parciális (biztonsági) tényezőket az Eurocode 7, illetve a régi MSZ szerint kell felvenni, az előbbi szerinti értéke jellemzően $\gamma_R=1,40$. Megjegyezzük, hogy

- a kísérletek szerint az elcsúszás inkább az altalajban következik be, amit a talajtörésvizsgálattal ellenőrizünk, ha ott a ferdeséget is figyelembe vesszük,
- ferde alapsík esetén az annak mentén bekövetkező csúszás vizsgálandó,
- az elcsúszás főleg támfalak, hídfők és horgonytömbök esetében lehet kritikus.

Az alapok elülső éle körüli elbillenés tekintetében azt kell igazolni, hogy

$$M_{stab} \geq M_{mozd}$$

ahol

M_{stab} az alapra ható, a billenést akadályozó erők, ill. erőkomponensek nyomatékának parciális (biztonsági) tényezővel csökkentett értéke,

M_{mozd} az alapra ható, a billenést okozó erők, ill. erőkomponensek nyomatékának parciális (biztonsági) tényezővel növelt értéke.

Itt arra hívjuk fel a figyelmet, hogy

- a billenést mindkét irányban befolyásoló erőket támadáspontjukban kell felbontani komponensekre,
- a forgástengely merev talajon az alap széle, összenyomódó talajon viszont onnan $\sim B/10$ -re van,
- a billenés főleg magas súlypontú építmények és darupályás csarnokok esetében kritikus.

A **felúszás** vizsgálata az elcsúszáshoz hasonló, de függőleges erőkre kell kimutatni az egyenlőtlenséget. A szokásos alapok esetében ritkán veszélyes, esetleg építés közbeni állapotban merül fel, amikor még nem elegendő az épület súlya. Kritikus lehet viszont medencék, mélygarázsok, aluljárók esetében.

7. Cölöpalapok

Az elmúlt két évtizedben a cölöpalapok - a síkalapok rovására - **előtérbe kerültek**, s ennek három okát emelhetjük ki:

- mind gyakrabban kell olyan területeken építkezni, melyek mára éppen kedvezőtlen altalajuk miatt maradtak beépítetlenek,
- mind nagyobb terhelésű és süllyedésre érzékenyebb építményeket kell alapozni, melyek számára csak mélyebben található teherbíró réteg,
- a cölöpözés gépesítésének fejlődése növelte versenyképességét a síkalappal szemben.

A cölöpöknek a síkalapokhoz viszonyított **definíciója** a következőkben foglalható össze:

- terhüket a mélyebb talajrétegekre adják át és pedig a cölöp csúcsán és a köpenyén,
- függőleges méretüket a teherbíró réteg mélysége, a talajba való befogás szükséges hossza szabja meg, s általában $H > 5 \cdot D$ jellemző,
- készítésük általában valamilyen "célszerszámmal", felülről, a járósíkról lefelé irányuló "manipulációval" történik.

A cölöpök mellett **más mélyalapok** is vannak, így a kút, a szekrény és a résalapok. Az előbbi kettővel, melyeket korábban gyakrabban, ma - a cölöpözés fejlődése miatt - egyre ritkábban alkalmaznak, e fejezet végén röviden foglalkozunk. A résfalazást a 8. fejezetben tárgyaljuk, mivel az elsősorban földmegtámasztásra való.

7.1. A cölöpalapok alkalmazásának általános kérdései

7.1.1. A cölöpalapok alkalmazási köre

A cölöpalapok alkalmazásának vizsgálatakor általában ugyanazokat a szempontokat, körülményeket kell vizsgálni, mint amelyeket a síkalapokat illetően a 6.1.2. fejezetben vázoltunk. Egyes adottságoknak azonban nagyobb súlya lehet, pl. az építési terület megközelíthetősége, a kiszolgáló telep helyigénye itt meghatározóvá válhat.

A cölöpök **funkciója, rendeltetése** többféle lehet (7.1. ábra).

Az új építmény alapozási szerkezeteként alkalmazzuk természetesen a legtöbbször őket, ha

- az adott épület számára teherbíró réteg mélyebben van,
- fennáll a síkalap aláüregelődésének veszélye,
- magas talajvíz esetén a víztelenítés nehézségeket okozna, ill. megdrágítaná az építkezést,
- bizonyos okok (leggyakrabban a sürgető határidő) miatt előnyösebb a síkalapnál.

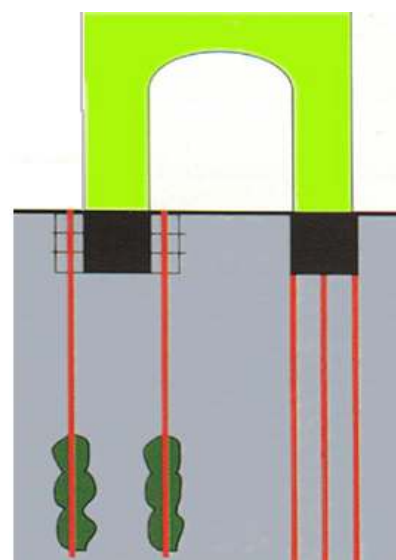
Régi épület megerősítésére is használjuk őket, ha

- károsodott épület alapozását kell megerősítenünk,
- annyira növeljük egy épület terhelését, hogy már az alapok teherbírásának növelése is szükségessé válik.

Ezekben az esetekben a terheket mélyebb rétegekre hárítjuk át a régi síkalap (esetleg cölöprács) alá, mellé vagy azt átfúró cölöpök révén.

Talajjavítás céljából is készítenek cölöpöket, és pedig alapvetően kétféle úton:

- a talajt tömörítik a bevert, bevibrált cölöppel, kiszorítva a helyéről a talajt, s javítva környezete állapotát,
- a nagy átmérőjű cölöpök - pl. kavicsból készítve - tulajdonképpen részleges talajcsereként is funkcionálnak.



7.1. ábra.
Cölöpök alkalmazási lehetőségei

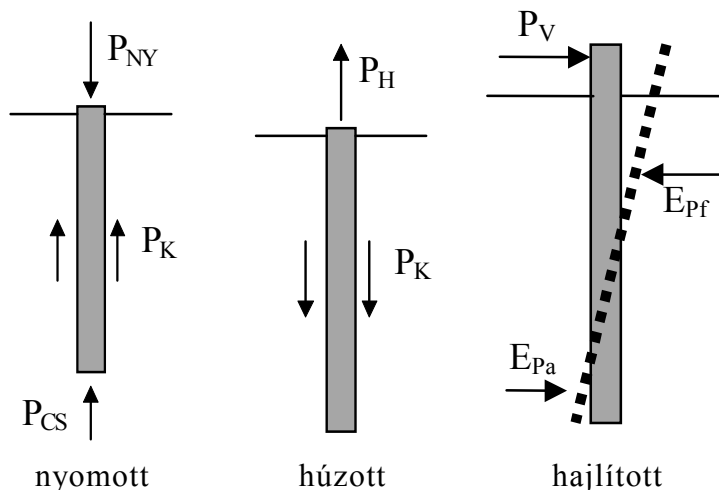
Földmegtámasztó szerkezetek is készíthetők cölöpökből, melyek ideiglenes munkaterhatárolásra, végleges lejtőstabilizálásra szolgálhatnak, esetleg építmények végleges oldalfalai lehetnek.

A legutóbbi két alkalmazási területet a későbbiekben külön tárgyaljuk, most a cölöpöket csak alapozási szerkezetként tárgyaljuk.

7.1.2. A cölöpök statikai szerepe, igénybevétele

A cölöpök - részben az előbbi alkalmazási területektől függően - **többféle statikai szerepet** is betölthetnek (7.2. ábra).

Alapozási szerkezetként a cölöpök általában **tengelyirányú nyomóerőt** kapnak, azt kell átadniuk a talajra. Mint már említettük, a teherátadás a csúcson (nyomással) és a köpenyen (nyírással) történhet, s ezek arányától függően a nyomott cölöpök háromféle típusa különböztethető meg (7.1. táblázat). Tudvalevő azonban, hogy a palástellenállás kb. $0,02 \cdot D$ süllyedéssel már teljességgel mobilizálódik, míg a talpellenállás ekkora süllyedéssel végértékének csak kb. 35-40 %-át éri el, teljes értéke pedig csak kb. $0,1 \cdot D$ süllyedés hatására jelentkezik. Így a cölöpök az üzemi terheléskor inkább lebegő cölöpként viselkednek.



7.2. ábra.
A cölöpök igénybevételei típusai

Esetenként a cölöpök **húzottak** is lehetnek, amikor is a teherátadás természetesen csak a köpeny mentén történhet. Ez a szokványos alapozási szerkezetek esetében akkor áll elő, ha egy-egy terhelési szituációban a cölöp csoport olyanra külpontos terhelést kap, hogy egyes cölöpjei húzottá válnak. Vannak azután olyan szerkezetek is, melyek cölöpjeit eleve lehorgonyzási céllal építik, például a vezetéktartó oszlopok alapjai, cölöp-próbaterhelések lehorgonyzó cölöpjei.

Keresztirányú terhelést is kapnak sok esetben a cölöpök, s ekkor egy pont körül elfordulva a köpenyükön nyomófeszültségeket is áthárítanak a talajra, miközben maguk hajlítást és nyírást szenvednek. Gyakori például ez a hídfők alapozásaként épített cölöpök esetében, amikor is a felszerkezetről jelentős vízszintes erők (földnyomások, fékező erők) is jutnak az alapépítményre. Előfordul az is, hogy a cölöpöket eleve vízszintes erők lehorgonyzására készítik.

7.1. táblázat

A nyomott cölöpök típusai	
típus neve	teherátadás a talajra
álló	min. 67 % a csúcson
lebegő	min. 67 % a köpenyen
kombinált	33-66 % csúcs és köpeny

7.1.3. A cölöpök fő jellemzői, osztályozásuk

A cölöpöket sokféle szempont szerint szokás osztályozni, illetve sokféle jelzővel illetik őket, hogy valamely, a konkrét alkalmazás szempontjából fontos jellemzőjüket hangsúlyozzuk. A cölöp fogalom önmagában viszonylag keveset jelent, mert a cölöpök esetében az anyag, a technológia, a méret, stb. alapvetően befolyásolhatja azt is, miként teljesíti a cölöp tervezett statikai szerepét. Egy cölöpöt sohasem szabad egyszerűen vasbeton "oszlopoknak" tekinteni, melynek teherbírását geometriája és anyagminősége egyértelműen meghatározza, hacsak készítésekor hibát nem követtek el. A cölöpök esetében a készítési technológia meghatározó lehet, illetve a cölöp és a környező talaj között bonyolult kölcsönhatások alakulhatnak ki.

A **készítési technológia** szerepe tehát a legfontosabb, s eszerint megkülönböztetünk

- **talajhelyettesítéssel** készülő cölöpöket, melyek készítéséhez a talajt kiemeljük, s a keletkező üreget töltjük ki a cölöp anyagával, miközben a környező talaj valamelyest lazulhat, ami teherbírás-csökkenéssel járhat, viszont nem terheli a környezetet a lehajtáskor sem zaj, sem rezgés,
- **talajkiszorítással** készülő cölöpöket, melyek készítésekor a végleges cölöptestet, vagy egy alul zárt csövet hajtunk le a talajba, s ezzel a környezetet tömörítjük, ami teherbírásnövekedést eredményezhet, viszont a környezetet a lehajtáskori zaj, rezgés veszélyezteti, ill. zavarja.

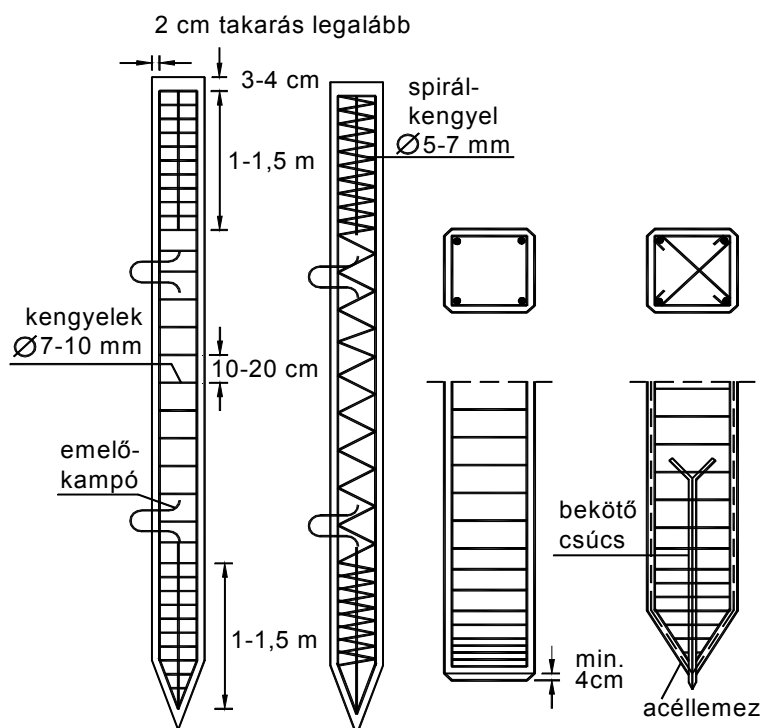
Az előbbi idehaza szokás egyszerűen fúrt, az utóbbit vert cölöpnek nevezni, ami azonban nem fedi pontosan a valóságot mert a fúrás, ill. a verés csak egy-egy - igaz a legjellemzőbb - lehetőség a helyettesítéses, ill. kiszorításos lehajtásra.

Az **átmérő szerinti** osztályozva a cölöpöket a következő elnevezések használatosak:

- mikrocölöpöknek nevezzük a 8-24 (30) cm átmérőjű cölöpöket, melyek általában inkább alapmegerősítési céllal készülnek, speciális technológiákkal,
- nagyátmérőjűnek nevezzük a 80 cm feletti átmérővel készülő cölöpöket, s ezek már csak valamilyen talajhelyettesítéses technológiával készülhetnek,
- amikor külön nem utalunk jelzővel az átmérőre, akkor 30-80 cm-re lehet gondolni.

A **cölöpök anyaga** lehet

- vasbeton, mely a leggyakoribb, és készülhet helyben (az üregben) bedolgozva vagy előregyártva (egészben vagy darabokban), (7.3. ábra)
- acél, öntött vas, mely ritka, de terjedőben van, és a keresztmetszete lehet cső (egyben vagy elemekből összekapcsolva) esetleg hengerelt profil,
- fa (impregnálva), amely régen gyakori volt, de mára szinte eltűnt, esetleg tájvédelmi okokból, vízi építményeken alkalmazták őket,
- szemcsés anyagok (kő, kavics, salak, mésszel vagy cementtel szilárdított talaj), melyeket inkább talajjavítás esetén alkalmazunk.



7.3. ábra. Előregyártott vert vasbeton cölöp kialakítása

7.2. Cölöpözési technológiák

A szakirodalom nagyon sok technológiát ismertet, melyek sokszor alig különböznek egymástól. A cölöptípusok neve mögött gyakran egy cég áll, mely szabadalomként védi az eljárást. Gyakori, hogy a különböző néven ajánlott eljárások csak olyan részletekben különböznek egymástól, amelyek igazán csak a technológiát megvásárlók részére lehetnek fontosak. A sokféle módszert hiánytalanul ismertetni tehát lehetetlen és fölösleges is. Éppen ezért tankönyvünkben elsősorban azt mutatjuk be, hogy a két fő technológiatípus esetében a felmerülő feladatok miként oldhatók meg, s csak példaként ismertetünk egy-két, hazánkban használatos, konkrét módszert, amelyek tulajdonképpen e technológiaelemek egy-egy kombinációját jelentik. Az egyes feladatokat bizonyos eljárások esetében külön gépekkel oldják meg, gyakori azonban az is, hogy olyan célgépeket építenek, amelyek több vagy akár valamennyi feladat megoldására alkalmas szerszámmal el vannak látva.

7.2.1. A talajhelyettesítéssel készülő cölöpök technológiája

A **technológiai feladatok** a következők:

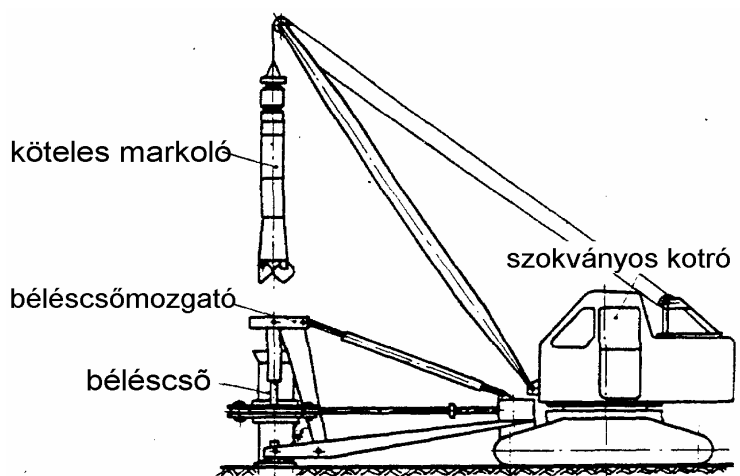
- földkiemelés,
- a furatfal biztosítása,
- betonbevitel,
- betontömörítés,
- vasalásbehelyezés.

A **földkiemelés** fúrással, markolással, esetleg vízöblítéssel történhet.

A leggyakoribb **fúrás** esetén a szerszámot a talajfajtához igazodóan kell megválasztani. Szemcsés talajokban legjobban a **kanál- vagy dobfúró** használható, melynek alja fel van hasítva, ahol is a talaj bejut az edénybe, és "beletömörödve" kiemeléskor sem hullik ki. Köttött talajokban a **spirálfúró** hatékony, mert a talaj kohézió révén rajta marad a spirálon. (Lapos emelkedésű spirálon egyébként a nedves homok is fennmarad.) A spirálfúrók egy speciális változata a "**végtelen**" (12-25 m hosszú) **spirál**, melyet egyben hajtanak le s emelnek ki, s amelynek tengelye egyben betonozócső is (l. még később). Ezzel bármely talaj kihozható. Egyes változatai esetében a tengelycső átmérője alig kisebb a spirál külső átmérőjénél, úgy hogy ez a lehajtás közben valamelyest ki is szorítja a talajt. Víz alatti laza talajokat **iszapolóval** is ki lehet emelni. Ezek egy csőből állnak melyet alul golyós szelep zár le kiemelés közben.

Markolással is kiemelhető az üreg. Egyes eljárások esetében a teljes mélységig így dolgoznak, máshol esetleg csak a felső, gyakran durva épülettörmeléket is tartalmazó zónákat harántolják így át (7.4. ábra). Ritkán, de előfordul, hogy **öblítéssel** dolgoznak, mikor a fej csak feltöri a furattalpat, az anyagot az öblítőfolyadék hozza ki. Ekkor a folyadék egyben a furat falát is megtámasztja.

Kiemeljük, hogy – akárhogyan is dolgoznak - gondot kell fordítani arra, hogy a furat alján ne maradjon lazult (leomlott, leülepedett) talaj.



7.4. ábra.

Földkiemelés markolóval béléscső védelmében

A furatállékonyág biztosítása az egyik legkritikusabb része a munkának, mert a furatfal beomlása számos bajt okozhat. Megakadályozhatja a szerszám kiemelését, folytonossági hiányokat okozhat a cölöptestben, gyengítheti a vasalás és a beton kapcsolatát, növelheti a betonfelhasználást, fellazítva a környező talajt csökkentheti a palástellenállást, a furat alján pedig kompresszibilis "párnát" eredményezhet. A megtámasztásra a következő lehetőségek állnak rendelkezésre.

Önmagában állékony, kötött talajban a megtámasztás esetleg **el is maradhat**, de ekkor is ügyelni kell arra, hogy a furatot gyorsan kibetonozzák. A végtelen spirál esetén tulajdonképpen a **bennmaradó talajdugó** támasztja meg a talajt, tehát ekkor sem kell külön eszközt, eljárást e feladatra felvonultatni, ami nagy előny. Szemcsés talajokban gyakran **fúróiszappal** (bentonit szuszpenzióval) támasztják meg a furatfalat, melyet a horgonyfúráshoz, réseléshez is használnak. A legbiztosabb megtámasztás **béléscsővel** biztosítható, de ennek mozgatása meglehetősen nehéz, külön eszközt kíván (7.4. ábra), s toldása nagyban lassítja a munkát. (Különleges, nagyátmérőjű, hosszú cölöpökhöz már a cölöp körüli talaj előzetes szilárdításával is dolgoztak. Ez akkor lehet kifizetődő, ha a talaj a cölöphossz nagy részében önmagában állékony, csak egyes szakaszai nem.)

A betonbevitel történhet **gravitációsan vagy pneumatikusan**, azaz nyomással segítve. Az utóbbi természetesen előnyösebb, bár hosszabb cölöpök esetén a folyós beton saját nyomása önmagában is jelentékeny. A nyomás egyben tömörítést is ad, a talpon biztosítja a felfekvést. Fontos, hogy a friss beton mindig a már bennlevő felszíne alá kerüljön, s így maga előtt nyomja fel az esetleg talajjal keveredett első adagot. A bevitelhez külön **betonozó tölcser**t használnak, vagy a **béléscsővön**, ill. a **fúrószáron** át juttatják be a betont, mely általában elég folyós kell legyen, és csak finomabb adalékot tartalmazhat, hogy a dugulásokat elkerüljék. Különös figyelmet kell fordítani a betonozás folyamatosságára.

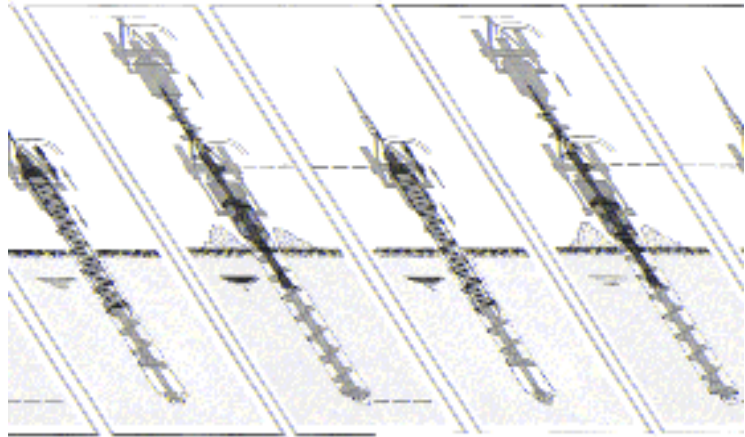
A beton tömörítésére több lehetőség van, de ügyelni kell arra, hogy az ne vezessen a vízleadáshoz. Mint említettük, a **pneumatikus** bevitel egyben már tömörítést is biztosít. Emellett lehet a betont **csömöszölni** beejtegetett **döngölővel** vagy a **béléscső visszaverésével**, mely főleg akkor hatékony, ha alján egy ilyenkor visszazárható sapka van. (A csömöszölés persze folyós betonban nem hatékony.) Lehet még tömöríteni **vibrációval** is, amit **merülővibrátorral** vagy a **béléscső oszcilláló mozgatásával** lehet kifejezni.

A vasalást a betonozás előtt is be lehet állítani a furatba, de szokásos a **betonozás utáni** levibrálás, lenyomás is. Szárazabb, durvább adalékú beton és sűrűbb, hosszú vasalás esetén azonban ez utóbbi ellehetetlenülhet, és erre már előzetesen gondolni kell.

A technológia kiegészülhet még valamilyen **talpszélesítő eljárással**. Ilyen lehet valamilyen speciális kinyitható fúrószerszám, a csúcsba bevitt táguló test, injektálás csövön keresztül, stb. Ezek főleg álló cölöpök esetén lehetnek indokoltak.

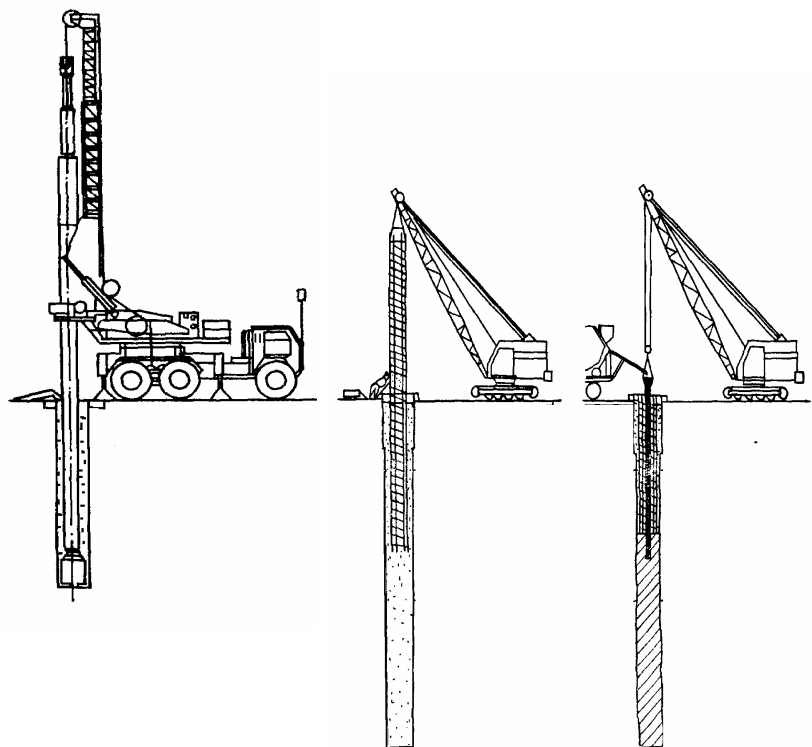
Tekintsünk át néhány **hazánkban használatos talajhelyettesítéses technológiát**.

Az utóbbi időben idehaza a **CFA-cölöpözés (7.5. ábra)** nyert teret. (A CFA név angol, de német nyelvterületeken SOB, francia vidékeken STARSOL néven régóta alkalmaznak hasonló eljárást.) Lényege a „végtelen” spirálfúró, mely egyben a betonozócső is. Lehajtása közben a bennmaradó talajdugó megtámasztja a furatot, a fúrószáron át egy betonszivattyú túlnyomással viszi be a betont, miközben a beton feltolja a spirált és a talajdugót, amit húzással segíteni kell. A vasalást utólag vibrálják a folyós betonba. A cölöp átmérője 30-80 (100) cm lehet, hossza 12-25 m, s a maximális méretekhez természetesen már erős gép kell. Ha értékeljük az eljárás előnyös elemeit, megértjük rohamos térhódítását. Ez idő tájt az eljárást elsősorban a tekintetben fejlesztik, hogy mérőeszközökkel mérik a lehajtáskor mutatkozó ellenállásokat, a betonozáskor alkalmazott nyomásokat, stb., hogy mindegyik cölöp minőségét tanúsítani lehessen. E típus kisebb mélységre alkalmas változatát dugóalap néven idehaza régóta alkalmazzák.



7.5. ábra. CFA-cölöpözés
(spirálfúrás, talajdugós megtámasztás, betonozás a fúrószáron át nyomás alatt, utólag bevibrált vasalás)

Idehaza **Soil-Mec cölöpözés** néven ismerik azt az eljárást, melynek a 80-150 cm átmérőjű furatát a talajtípustól függően dob- vagy spirálfúróval mélyítik le (7.6. ábra). Béléscsővel vagy bentonitsuszpenzióval támasztják meg a falat, és betonozó tölcsérrel betonoznak. A betont merülővibrátorral tömörítik, a vasalást a betonozás előtt állítják. A béléscső mozgatása speciális megfogó és sajtoló berendezést kíván (7.4. ábra). A csövet szemcsés talajban a dobfúró alá kell sajtolni, kötött talajban a cső követi a spirálfúrót. Fontos, hogy a furatból a talajjal kiemelt vizet pótolják, hogy a talpon a feláramó víz ne okozhasson hidraulikus talajtörést. Bentonitsuszpenzió alkalmazásakor a friss anyag elkészítésére, a furatból kijövő zagy tisztítására és frissítésére, illetve a megfelelő tartalék tárolására bentonitsilóból, keverő és keringető szivattyúból, kádakból és homoktalanító berendezésből, álló rendszert kell a munkahelyre telepíteni (7.7. ábra). A szuszpenzió minősége alapvető jelentőségű a furat állékonysága szempontjából.



fúrás dobfúróval
fúróiszap védelmében

armatúra
beemelés

betonozás
tölcsérrel

7.6. ábra. Soil-Mec cölöpözés



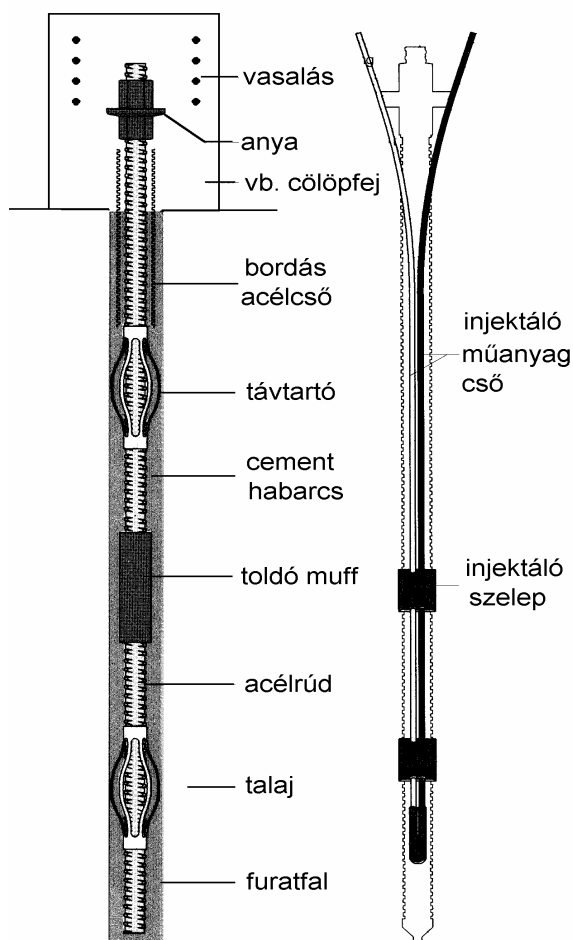
Az ilyen nagyátmérőjű cölöpöket elsősorban hidak és más nagyterhelésű építmények alapozására használják. Akár 40 m mélység is elérhető velük, s így 30 MN teherbírást is szolgáltatnak. A fúrás-hoz más fúróberendezések is használhatók, valójában a Soil-Mec cölöpnév is csak az idehaza eddig használt gép miatt honosodott meg.

7.7. ábra. Zagytelep

A nagy cölöpátmérő igazán csak a talpellenállás kihasználásával hasznosulhat, ezért a fúrt cölöpök készítésének kulcseleme a talp gondos kialakítása, amihez célszerszámokat alkalmaznak. Indokolt lehet a talp bővítése is, amire egy kinyitható fúróeszközt használnak. Szóba jöhet a talp utólagos injektálása is, amihez a vasaláshoz erősített csövet vezetnek le a talphoz.

Taljhelyettesítéssel mikrocölöpöket is készítenek főként alpmegerősítés céljából, amire a taljkiszorításos eljárás alkalmatlan, mivel a verés (vibrálás) veszélyeztetné a meglévő építményt. A **fúrt-injektált mikrocölöpökhöz** öblítéssel 80-250 mm átmérőjű furatokat készítenek, miközben a furatot a cements-bentonitos fúróiszap támasztja meg.

Az egyik megoldás esetében a furatba vasalásként 89-210 mm átmérőjű acélcsövet helyeznek, mellyel a betonozás (ill. a teherbírást gyengítő bentonitos fúróiszap eltávolítása) is megoldható. A második lehetőségként acél pászmák adják a vasalást, melyek egy vékonyabb acél- vagy műanyagcsövet vesznek körül, ill. arra vannak felerősítve. A csövén keresztül - mint az előbbi esetben - előbb kis nyomással kibetonozzák a furatot, majd a cső gumimandzsettás szelepein keresztül utólag még cementtej is injektálható a cölöpköpeny köré. A harmadik típus esetében (7.8. ábra) a vasalás egyetlen nagyszilárdságú, 40-50 mm átmérőjű csavarmenetes acélrúd, melyet az előzőleg cementhabarccsal kitöltött fúrt lyukba állítanak, helyzetét a távtartókkal biztosítva. A habarcs megkötése után a hozzáerősített vékony műanyagcsövekkel a két szelepen át kiinjektálják a cölöp alsó részét. A cölöp felső részét bordás csővel erősítik, ill. a cölöpfejhez való kapcsolódáshoz egy nagyméretű anyát csavarnak rá.



7.8. ábra. Fúrt mikrocölöp

7.2.2. A talajkiszorítással készülő cölöpök technológiája

A speciális feladatok a következők:

- a talajkiszorító elem kiválasztása, kialakítása,
- a lehajtás.

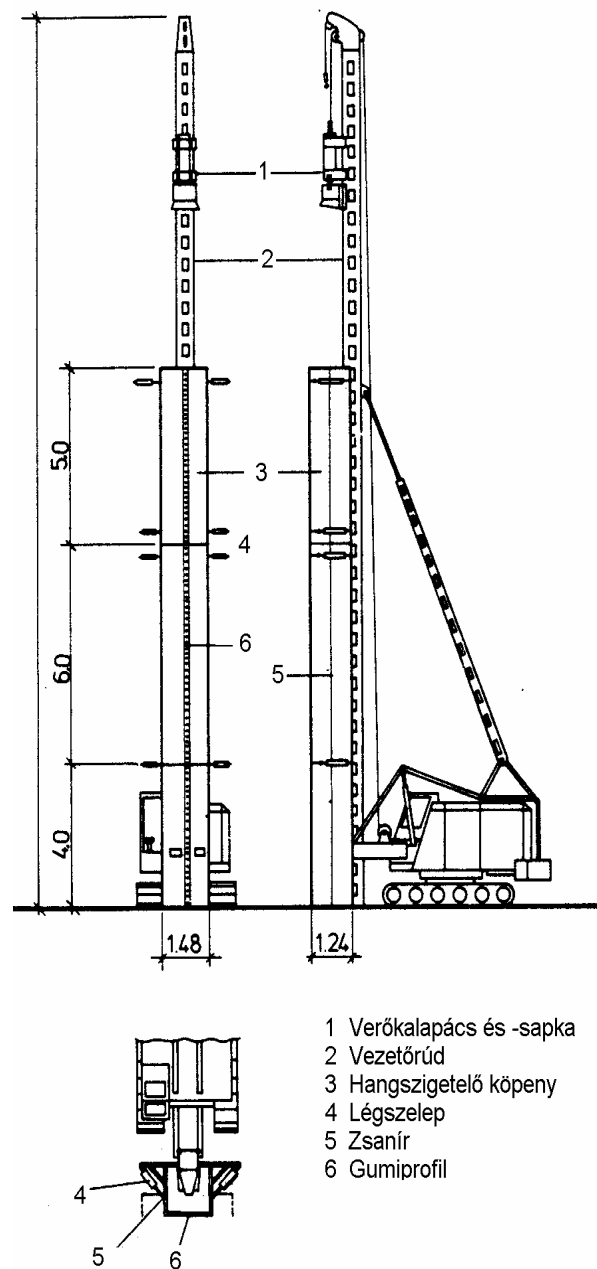
A további feladatok azonosak a talajhelyettesítő cölöpökre vonatkozóan ismertettekkel, kivéve az előregyártott cölöpöket, amelyek esetében további helyszíni munka nincs.

A talajkiszorító elem a leggyakrabban **előregyártott vasbeton elem**, melyet külön erre a célra készítenek. Általában a négyszög keresztmetszetű cölöpök terjedtek el, 30-50 cm oldalhosszal. kb. 16 m hosszú egyben gyártják őket. Újabban pörgetéssel előállított hengeres vagy kúpos vasbeton cölöpöket is használnak. Nagyobb hossz esetén viszont darabokból álló cölöpöt lehet használni, mert a lehajtó berendezések ritkán magasabbak ennél. Az elemek nyomatékbiró összekapcsolására sokféle eljárást fejlesztettek ki, hazánkban azonban ezekre (talajadottságaink miatt) ritkán van szükség. Az előregyártott vb. elemek egy speciális fajtája az angol cölöp, melyet 0,5-1,0 m magas "betoncsődarabok" acélrúdra történő felfűzésével állítanak elő, ill. hajtanak le.

Fémelemek lehajtásával is kiszorítható a talaj. Sima köpenyfelületű **acélcsőveket** választanak, ha verve vagy vibrálva akarják lehajtani őket. Lecsavaráshoz spirállal ellátott köpenyfelületű csövet is használnak. A cső csúcsát a leggyakrabban elvesző saruval, egyes esetekben betondugóval (Franki) zárják le. A nyitott csövek is megfelelnek azonban, mert aljukon betömődik a talajdugó. **Öntött vas csőből** áll az ún. Duktil-cölöp, melyet kúposan egymásba feszülő elemek alkotnak. A csövek helyett - főleg külföldön - szóba jönnek hengerelt profilok, zárt szelvények is.

A lehajtás módja általában **verés**, amihez régen ejtőkost alkalmaztak, ma már azonban kizárólag Diesel- vagy hidraulikus üzemű verőberendezéseket alkalmaznak, melyeket befüggesztenek vagy rudazaton mozgatnak (7.9. ábra). A korszerű berendezések verési paraméterei (ütésszám, amplitúdó, teljesítmény) tág határok közt változtathatók, hogy a talajfajtaéhoz és a lehajtandó elem jellemzőihez igazodni lehessen. Szemcsés talajokban a **vibráció** hatékony lehet. Erre is változtatható paraméterű berendezések állnak rendelkezésre. Mindkét eljárás esetében nagy gondot jelent a zajhatás, aminek csökkentésére zajárnyékolással próbálkoznak.

A lehajtást öblítéssel is segíthetik, ehhez a cölöpökön egy vékony csövet vezetnek végig. Az öblítést a csúcs elérése előtt 1-2 m-rel



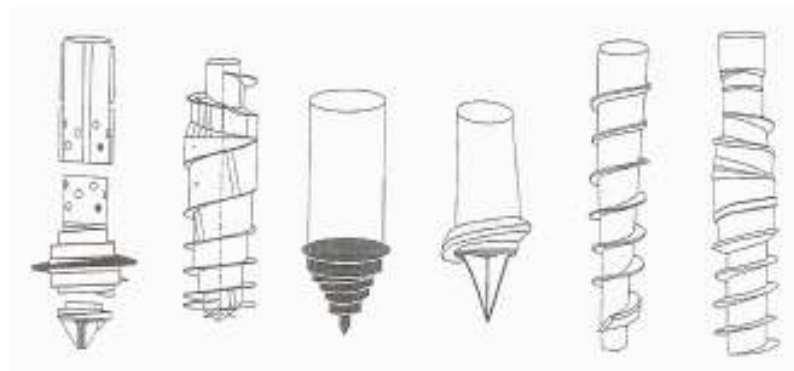
7.9. ábra.

Merevrudas verógép hangárnyékolóval

abba kell hagyni. A csövön át utólag a cölöptalp injektálható, az így létrejövő szélesített talp a teherbírást is növeli.

A zajcsökkentés céljából próbálkoznak **lesajtolással** is, de ez csak mikrocölöpökhöz jó.

Az évtized fejlesztése, a **lecsavarás** ígéretesebb, eszközei annyit fejlődtek, hogy már 60 cm körüli átmérő is elérhető. Technológiája a CFA-cölöpözéshez hasonló, csak a fúró-



7.10. ábra. Csavart cölöp készítésére alkalmas szerszámok

szerszám olyan kialakítású (7.10. ábra), hogy a talaj nem jön ki.

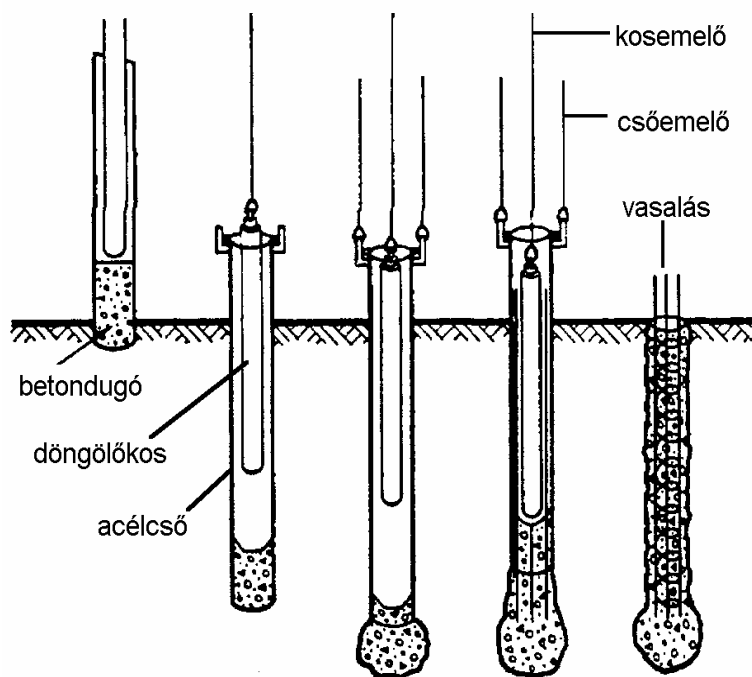
Egy különleges típusa az idehaza Screw-pile néven ismert módszer, melyet egy „végtelen” spirállal ellátott cső lecsavarásával úgy állítanak elő, hogy a betonozás közben csavarva hozzák kifelé is a szerszámot, így a cölöppalást is spirális lesz.

A talajkiszorításos technológiák közül a következőket emeljük ki.

Az **előregyártott vert vasbeton cölöp** még ma is a leggyakrabban alkalmazott típusok egyike, bár a zajvédelmi előírások szigoródása miatt kissé visszaszorult. A hazánkban szokásos termék jellemzői: 30x30 cm keresztmetszet, 6-12 m hosszúság, C 20 betonminőség (S 54 szulfátálló cementtel is), 8 db hosszvassal és sűrű kengyelezéssel, védőcsúccsal (7.3. ábra). Lehajtásuk általában verősapkán keresztül Diesel- vagy hidraulikus üzemű verőkalapáccsal történik (7.9. ábra). A korszerű eszközök automatikusan rögzítik a verési paramétereket, s jegyzőkönyvszerűen megadják a cölöp behatolásához szükséges ütésszám és energia mélység szerinti változását, ami a minőségtanúsítás alapja.

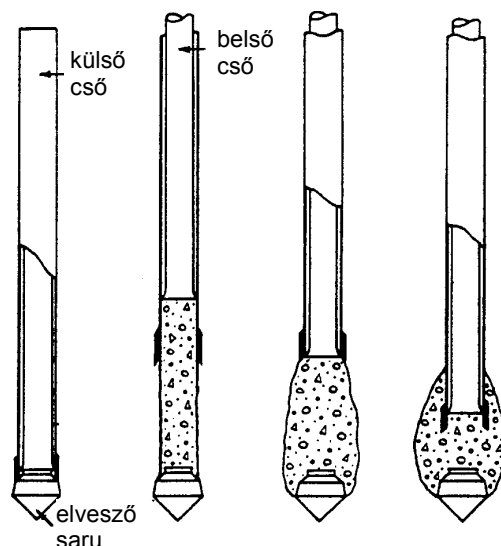
A **Franki cölöpöket** elsősorban a hidak és ipari épületek alapozására alkalmazták, de manapság kiszorulóban vannak, mert meglehetősen időigényes a lehajtásuk. Főleg álló cölöpöket készítenek így.

Egy célgépre szerelt acélcsövet az aljában elhelyezett betondugó döngölésével hajtának le (7.11. ábra). A tervezett mélységet elérve rögzítik a csövet, és a betondugót kiverik, így az alul hagymaszerűen kitüremkedik. Beállítják a vasalást, majd beöntik a száraz betont, s a döngölővel - a cső visszahúzása közben - tömörítik. Így a beton a talajba nyomul tovább tömörítve azt, ill. "érdes" kapcsolatot hozva létre a köpeny és a talaj közt. Előnye, hogy a cölöp hossza bizonyos határok között a rétegződéshez igazítható.



7.11. ábra. A Franki cölöp készítése

Simplex-cölöp néven szerepel a legtöbb esetben (de nagyon hasonlóak más néven is használatosak Európában) az a cölöp, melyet egy elvesző acél saruval ellátott cső leverésével vagy levibrálásával állítanak elő (7.12. ábra). A cső visszahúzása közben kibetonozzák az üreget. A tömörítést a cső vibrálásával vagy visszaverésével segítik, s ez utóbbi révén a csúcs átmérője is növelhető.) A vasbetéteket utólag vibrálják be. Hasonló eljárásokat hazánkban is alkalmaznak, 30 cm-es "normál" és 17-24 cm átmérőjű mikrocölöpként is. Hasonló cölöpöt újabban úgy is készítenek, hogy a verés helyett kívül keskeny spirállal ellátott csövet csavarnak le.



7.12. ábra. A Simplex-cölöp készítése

7.3. A cölöpalapok tervezése

A következőkben a tengelyirányú nyomóerővel terhelt cölöpök tervezési alapelveit, módszereit tekintjük át, de sem a módszerek részletesebb ismertetését, sem a húzó-, valamint a keresztirányú erővel terhelt cölöpök tervezésének bemutatását nem teszük lehetővé jelen tanulmányunk keretei. A leírás már elsősorban az Eurocode 7-re épül, de említjük a régi magyar szabvány, az MSZ 15005 fogalmait és módszereit is.

7.3.1. A nyomott cölöpalapok tervezésének rendje, követelményei

A cölöpalapok tervezésekor általában a **következő feladatokat** kell megoldani:

- a kiindulási adatok (építmény, helyszín, talaj-talajvíz, körülmények) rögzítése,
- cölöpválasztás (típus, átmérő, hossz vagy darabszám),
- közelítő méretezés (a becsült teher illetve a becsült teherbírás összevetése),
- az alap konstrukciójának kialakítása (elrendezés, kivitelezés, felszerkezeti kapcsolat),
- részletes statikai ellenőrzés (a követelmények teljesülésének igazolása),
- a kivitel tervek elkészítése (típus, méretek, vasalás, elrendezés, darabszám, készítési sorrend, elvárt teherbírás, lehajtáskor várható ellenállás, akadályok),
- a műszaki felügyelet (cölöpözési jegyzőkönyv, integritásvizsgálat, próbaterhelés) terve.

A legutóbbi feladat már tulajdonképpen a terv ellenőrzése. Így - mivel a cölöpök teherbírása előzetesen csak meglehetősen bizonytalanul becsülhető és a technológiától is függ - a tervezést csak az igazoló vizsgálatok sikere után lehet befejezettnek tekinteni.

A cölöpalapoknak a következő **statikai követelményeknek** kell megfelelniük:

- valamennyi egyedi cölöp teherbírásának nagyobbak kell lennie a rájutó tehernél:

$$E_{1;d} \leq R_{1;d}$$

ahol $E_{1;d}$ az egyedi cölöpre ható erő tervezési értéke,

$R_{1;d}$ az egyedi cölöp nyomási ellenállásának tervezési értéke,

- a cölöpsoportra jutó eredő erőt el kell bírnia a cölöpsoportnak:

$$E_{cs;d} \leq R_{cs;d}$$

ahol $E_{cs;d}$ a cölöpsoportra ható erő tervezési értéke,

$R_{cs;d}$ a cölöpsoport nyomási ellenállásának tervezési értéke,

- az egyedi cölöp süllyedése nem lehet nagyobb a megengedettnél:

$$s_{1;d} \leq c_{1;d}$$

ahol $s_{1;d}$ az egyedi cölöp süllyedésének tervezési értéke,
 $c_{1;d}$ egyedi cölöp süllyedésének megengedett értéke,

- a cölöp csoport süllyedése is megengedhető legyen:

$$s_{cs;d} \leq c_{cs;d}$$

ahol $s_{cs;d}$ a cölöp csoport süllyedésének tervezési értéke,
 $c_{cs;d}$ a cölöp csoport süllyedésének megengedett értéke.

A kulcsfeladat általában az első követelmény teljesítése. Ha kellő biztonsággal szavatolható, hogy a cölöpre a nyomási ellenállásánál (törőerejénél) kisebb erő jut, és a szokásos szerkesztési szabályokat betartják, akkor a további követelmények általában "maguktól" teljesülnek. A szabványokban rögzített szerkesztési szabályok közül a legfontosabb a cölöpök tengelytávolságának minimumára adott követelmény. Az MSZ 15005 pl. előírja a D átmérőjű, H hosszúságú cölöp x tengelytávolságára, hogy

- álló cölöpök esetén $x \geq 2,5 \cdot D$ teljesüljön,
- lebegő cölöpök esetén egyidejűleg $x \geq 3 \cdot D$ és $x \geq \sqrt{H \cdot D}$ legyen, ám az utóbbiból gyakran engedünk.

Az egyedi cölöp teherbírásvizsgálatára kell tehát a legtöbb figyelmet fordítani, ezzel külön fejezetben foglalkozunk.

A csoportteherbírás igazolásához a nyomási ellenállás (határerő) többféleképpen számítható:

- az egyedi cölöpök teherbírásának összegeként, amelyhez lebegő cölöpökre vonatkozóan a régi MSZ szerint bizonyos (szerény mértékű) csökkentés rendelendő, melyhez hasonló ajánlásra azonban a nemzetközi szakirodalomban nincs példa,
- a cölöptalp síkjában feltételezhető helyettesítő síkalap határteherbírásaként, melynek szélességét a köpenysúrlódás miatt a befoglaló kontúrvonalakból kiadódónál valamelyest nagyobbra lehet venni (kb. 5° feszültségszétterjedés vehető figyelembe),
- a cölöp csoportot egyetlen nagyméretű, a cölöpöket körülölelő cölöpként modellezve számítjuk az egyedi cölöphöz hasonlóan az ellenállást.

Az egyedi cölöpök süllyedése, mely kb. a csúcs alatti $\sim 2 \cdot D$ talajzóna kompressziójából származik, a legtöbb esetben minimálisnak tekinthető, s jól becsülhető. A lebegő cölöpök esetében domináns palástellenállás kb. 1 cm elmozdulással már mobilizálódik, az álló cölöpöknek pedig éppen az a lényege, hogy a csúcs teherbíró talajra támaszkodik, ezért ennek süllyedése 1 cm-en belül marad. A próbaterhelési tapasztalatok is azt mutatják, hogy az az erő, amelyet üzemi teherként megengedünk, 5-10 mm-nél nagyobb süllyedést sohasem okoz.

A cölöp csoport süllyedése már kritikusabb lehet, mert a csúcs alatt szuperponálódó feszültségek nagyobb süllyedést is okozhatnak, különösen, ha esetleg mélyebben, a cölöptalp alatt gyengébb talaj is előfordul. A tapasztalat szerint az egyedi cölöp süllyedésének 5-10-szerese sem ritka.

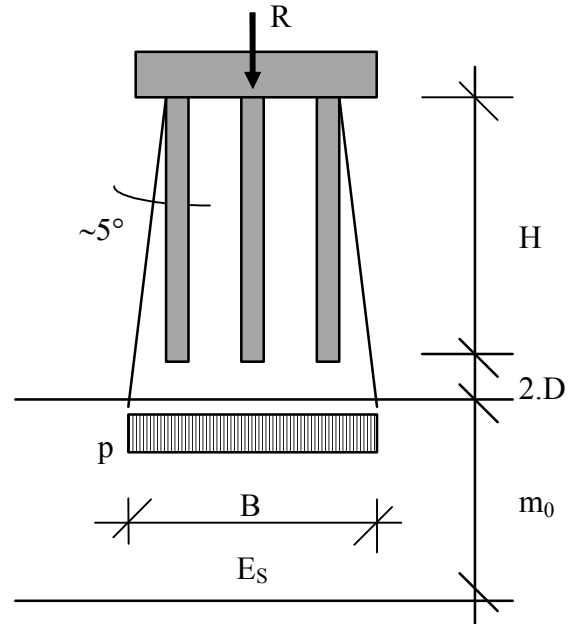
Vizsgálatára szintén a síkalap-analógia alkalmazható (**7.13. ábra**). A cölöptalp alatt $2 \cdot D$ mélységben lehet a cölöp csoportra ható eredő erő R alapértékét egyenletesen megosztó p terhelésként felvenni, ahol az alapfelület szélességét (és hosszúságát is) az előbbiek szerint a szélső cölöpök felső, külső szélétől indított, kb. 5° -kal kifelé hajló egyenes jelöli ki. Az ez alatti összenyomódó zóna vastagságát, az m_0 határmélységet a rétegződés alapján, a 20 %-os szabály (lásd 5.4.2) szerint helyénvaló felvenni, s a talp alatti geosztatikai nyomás nagy értéke miatt ez általában már csak néhány méterre adódik. Az összenyomó-

dási modulust általában tapasztalati adatok alapján kell becsülni, mert laborvizsgálat az ilyen mélységű talajzónákra ritkán készülhet. A cölöptalpak alatti mélységekben működő nagy geosztatikai nyomás okán viszont ezt is "bátrabban" lehet felvenni.

Végül általában elegendő a síkalapoknál tárgyal

$$s = \frac{p}{E_s} \cdot B \cdot F$$

alakú képletekkel számítani a csoport süllyedését, amihez azonban az F süllyedési szorzó értékét a határmélységet figyelembe véve kell a megfelelő táblázatból felvenni. (Közelítő értéke 0,2-0,3 lehet.) Az így nyert süllyedési értékhez hozzá kell még adni az egyedi cölöp becsült süllyedését (általában ~0,5 cm-t).



7.13. ábra. A cölöpcsoport süllyedését befolyásoló méretek

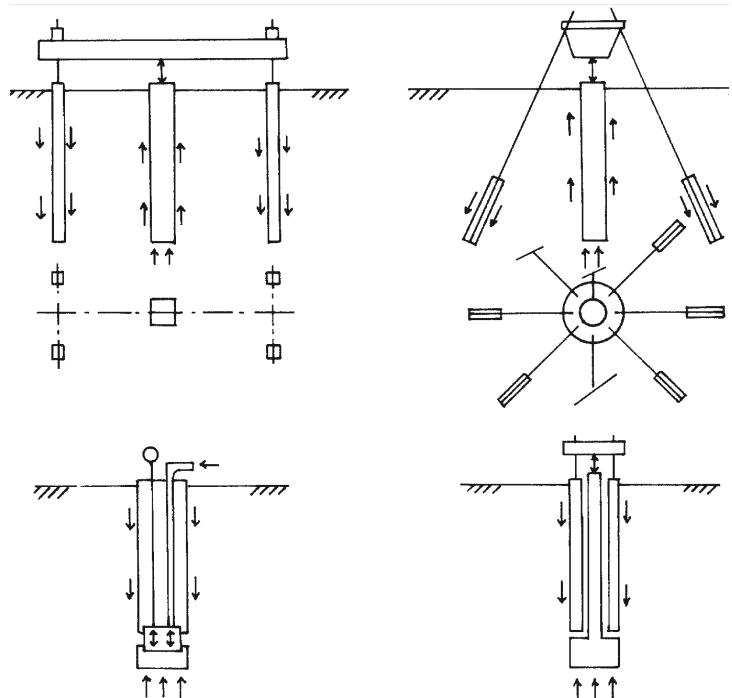
7.3.2. A cölöp nyomási ellenállása tengelyirányú terhelésre

A nyomási ellenállás (törőerő) meghatározására az Eurocode 7 három módszert ajánl, melyeknek azonban számos alváltozata van:

- statikus próbaterhelés,
- számítás talajvizsgálati eredmények alapján,
- dinamikus próbaterhelés.

A statikus próbaterhelés a legmegbízhatóbb módszer, de persze a legdrágább is. Végezhető előzetesen, a tervezés időszakában, ill. kivitelezéskor ellenőrzési céllal. Ha egy projekten egy próbaterhelés készül, akkor az a geotechnikailag legkedvezőtlenebb helyen legyen, ha egynél több, akkor az átlagos, illetve a reprezentatív helyeken is terheljük.

A cölöpre hidraulikus sajtóval viszik fel a terhelést, az ellentartást általában cölöpökkel, esetleg injektált talajhorgonyokkal (l. 8.4. fejezet) lehorgonyozott acéltartók biztosítják (7.14. ábra). A nagytérű cölöpök esetében - mivel ezek ellentartásához nagyon nagy keretszerkezetre lenne szükség - használják az ún. önlehorgonyzó eljárásokat. (Az alsó tagot lefelé nyomják, míg a felsőt felfelé nyomják vagy húzzák.)



7.14. ábra. Próbaterhelési rendszerek

A terheket általában lépcsőzetesen kell felvinni, s az egyes terheket addig kell fenntartani, míg az általuk okozott süllyedés gyakorlatilag teljesen le nem zajlik. Az erőt lehetőség szerint a törőerőig növeljük, de erre gyakran nincs mód, illetve valódi törés nem is érhető el. A próbaterhelés végeredménye az erők és a hozzájuk tartozó konszolidált süllyedés kapcsolatát mutató görbe (7.15. ábra). A cölöp nyomási ellenállásának az Eurocode 7 szerint az átmérő tizedének megfelelő süllyedéshez tartozó erő tekinthető, aminek megállapításához kismértékű extrapoláció még megengedhető.

Sok esetben lehet találni hasonló talajban álló, hasonló típusú cölöpön végzett próbaterhelési eredményeket. Hazánkban 1990-ig központilag gyűjtötték ezeket, így óriási adathalmazmal rendelkezünk. Más országokban, s újabban idehaza is egy-egy cég saját maga gyűjti a saját cölöptípusaira vonatkozó adatokat.

A számításos eljárásként csak olyanokat szabad alkalmazni, melyek alkalmasságát statikus próbaterhelések igazolták. A tervezés fázisában legtöbbször ezzel a módszerrel dolgozunk, melynek alapösszefüggése:

$$R_c = R_b + R_s = A_b \cdot q_b + \sum H_i \cdot K_i \cdot q_{si}$$

Mint látható:

- az R_b talpellenállást az A_b keresztmetszeti terület és a q_b fajlagos talpellenállás,
- az R_s palástellenállást az egyes rétegekbeli palástfelület (a H_i rétegvastagság és a K_i cölöpkerület szorzata) és a q_{si} fajlagos palástellenállás szorzataként számíthatjuk.

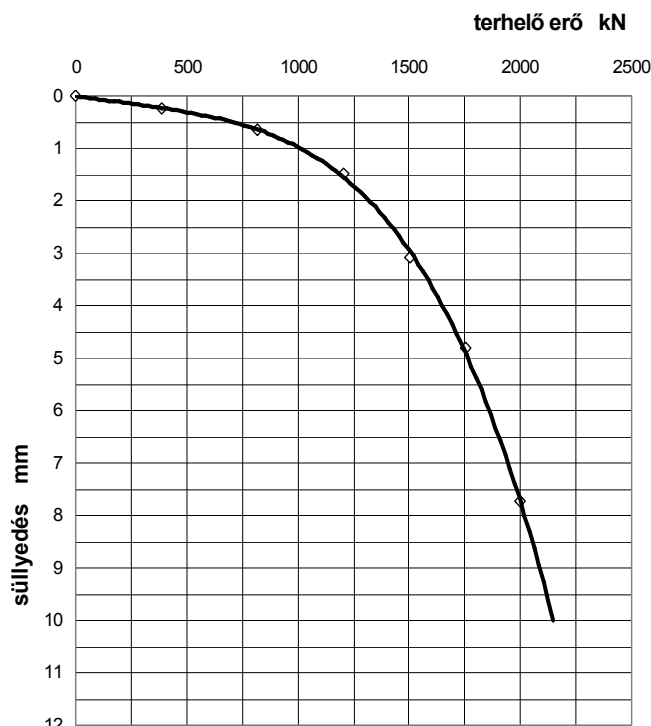
A fajlagos ellenállásokat talajvizsgálati eredmények alapján lehet számítani, mely lehet

- szondázási eredmény, elsősorban a később megismerendő **statikus szonda** (CPT) q_c csúcscellenállása,
- laboratóriumi vizsgálattal megállapított nyírószilárdsági paraméter, szemcsés talajok esetében a hatékony feszültségekhez tartozó belső súrlódási szög (φ'), kötött talajok esetében a drénezetlen nyírószilárdság (c_u),
- talajazonosító paraméter, szemcsés talaj esetében D_m és C_u , kötött talaj esetében I_p és I_c .

E paramétereiből próbaterhelések alapján megállapított átszámítási módszerekkel lehet a fajlagos ellenállásokat számítani. A legjobban a q_c csúcscellenállásból becsülhető a cölöp-teherbírás. Pl. Hollandiában sok összehasonlító mérés alapján a legfőbb cölöpfajtákra és szemcsés talajokra viszonylag megbízható átszámító szorzókat adtak ki (7.2. táblázat), melyeket az Eurocode 7 is ajánl.

Agyagtalajok esetében a q_c értékből a drénezetlen nyírószilárdságot lehet becsülni, majd abból a fajlagos ellenállásokat a következő képletekkel:

$$c_u \approx 0,06 \cdot q_c$$



7.15. ábra. Cölöppróbaterhelési görbe

- talajkiszorításos cölöp esetében

$$q_b \approx 9 \cdot c_u \qquad q_s \approx 180 \cdot \sqrt{c_u}$$

- talajhelyettesítéses cölöp esetében

$$q_b \approx 8 \cdot c_u \qquad q_s \approx 150 \cdot \sqrt{c_u}$$

A képletekbe minden q-paraméter kPa-ban értendő.

7.2. táblázat

Cölöpök fajlagos ellenállásait a statikus szonda csúcsellenállásából adó szorzó homoktalaj esetén			
készítési mód	típus	talpellenállásra	palástellenállásra
		q_b/q_c	q_s/q_c
talajkiszorítással	előregyártott vert vb. vagy acél	1,0	0,010
	helyszíni vert (Franki,	1,0	0,014
	előregyártott csavart	0,8	0,012
részleges talajkiszorítással	vert acélprofil, nyitott cső	1,0	0,0075
talajhelyettesítéssel	folyamatos (CFA, SOB)	0,8	0,006
	béléscsővel fűrt cölöp	0,5	0,006
	fúrószappal fűrt cölöp	0,5	0,005

A szorzók közepes és finom homokra érvényesek, durva homok esetében 0,75-szörös, kavics esetén 0,5-szörös csökkentés ajánlatos.

Vannak elméleti eredetű, de próbaterheléssel kalibrált olyan módszerek, melyek a hatékony feszültségekből és a belső súrlódási szögből földnyomásokat és súrlódást számolva adják a palástellenállást, s ezek főleg szemcsés talaj esetében használhatók. A kötött talajok esetében az előbbieken megadott q_b - és q_s -képletek laborvizsgálattal mért c_u drénezetlen nyírószilárdsággal használhatók. Különböző szabványokban (MSZ, DIN) és más ajánlásokban található továbbá a fajlagos ellenállásokra a talaj fajtája és állapota, a mélység és a cölöpkészítési technológia függvényében felvehető értékeket is. Ezeket általában elég óvatosan állapították meg, hiszen az egyes kategóriákon belül a legkedvezőtlenebb lehetőségeket kellett számba venni. Tájékoztatásul ezen ajánlások alapján bemutattunk néhány jellemző értéket a **7.3. táblázatban**.

7.3. táblázat

cölöptípus	talaj		tájékoztató fajlagos talpellenállás	tájékoztató fajlagos palástellenállás
	fajta	állapot	q_b MPa	q_s kPa
előregyártott vert vb. cölöp	homokos kavics	laza	4...5	40...60
		tömör	8...10	100...120
	közepes agyag	gyúrható	3...4	30...40
		kemény	7...9	70...80
CFA-cölöp	homokos kavics	laza	3...4	30...45
		tömör	7...9	80...100
	közepes agyag	gyúrható	2...3	25...30
		kemény	5...8	50...70

A dinamikus próbaterhelést a mérés technika fejlődésére támaszkodva az elmúlt évtizedben fejlesztették ki. A cölöpöt nem statikusan, hanem ütősszerűen terhelik és megméri a cölöpfejben fellépő erő és a cölöpfej gyorsulásának időbeli változását. Ezekből elméleti vagy tapasztalati alapon következtetnek a statikus teherbírásra. Előírás, hogy a megállapított eredményt hasonló cölöpön hasonló talajban statikus próbaterheléssel végzett kalibrációval ellenőrizzék. A dinamikus próbaterhelés legegyszerűbb módszerének tekinthetők a hagyományos verési képletek alkalmazása, mely a kívülről működtetett ütőmunkából és a mérhető maradó behatolásból következtet a statikus teherbírásra. Ennek megfelelően ez sokkal bizonytalanabb, ezért nagyobb biztonsággal párosítva alkalmazható. Ugyanakkor persze ez a legolcsóbb megoldás is, s kevés cölöpöt igénylő projekt esetében ez lehet a leggazdaságosabb, mert az igényesebb statikus vagy dinamikus próbaterhelés költségének egy részén elégséges mértékben növelhető a cölöpszám.

Felhívjuk még a figyelmet arra, hogy a cölöpök talpellenállását nagyban csökkenthetik a csúcs körül esetleg előforduló **gyenge zónák**, melyeket a legjobban a statikus szondával lehet kimutatni. Ha pl. a csúcs alatti 4D mélységben ilyenek vannak, akkor a cölöp teherbírása "átszűrve a jobb réteget" akár vissza is eshet. Csökkentik a talpellenállást a csúcs felett 8D magasságig terjedő zónában előforduló gyenge sávok is, ha a csúcs alattiaknál kisebb mértékben is. Ilyen hatásuk lehet a talajhelyettesítési technológia helytelen alkalmazása miatt keletkező fellazulásoknak is.

A cölöpalapok tervezéshez az előbbi módszerek valamelyikével meg kell állapítani a nyomási ellenállás $R_{c;k}$ karakterisztikus értékét, amire az Eurocode 7 a következőt adja:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left[\frac{R_{c;\text{mean}}}{\xi_1}, \frac{R_{c;\text{min}}}{\xi_2} \right]$$

ahol

- $R_{c;\text{mean}}$ és $R_{c;\text{min}}$ a próbaterhelések vagy talajszelvények alapján megállapított cölöpelállások átlaga, illetve minimuma,
- ξ_1 és ξ_2 az ezekhez rendelt korrelációs tényező, melyeket a próbaterhelések száma, jellege, minősége, ill. a talajszelvények száma alapján lehet felvenni a **7.4. táblázatból**.

A korrelációs tényező elsősorban azt hivatott kompenzálni, hogy a vizsgált cölöpnél vagy helynél kedvezőtlenebb is lehet a projekt területén.

Az $R_{c;k}$ karakterisztikus értékből a nyomási ellenállás $R_{c;d}$ tervezési értékét

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s}$$

képlettel lehet számítani, attól függően, hogy csak a teljes ellenállást vagy annak összetevőit is ismerjük-e. A képletben

- $R_{b;k}$ és $R_{s;k}$ a próbaterhelések vagy talajszelvények alapján megállapított talp- és palástellenállás karakterisztikus értéke,
- γ_t , γ_b és γ_s a teljes cölöpelálláshoz, illetve a talpellenálláshoz és a palástellenálláshoz rendelt parciális tényezők, melyeket a cölöp típusától függően lehet felvenni a **7.5. táblázatból**.

A régi magyar szabvány, MSZ 15005 szerint a próbaterheléssel vagy számítással megállapított P_t törőerőből a határerőt a

$$P_H = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot P_t$$

képlettel számítjuk. Az **csökkentő tényezők** közül az első a törőerő meghatározási módját veszi figyelembe, a második a talajviszonyok változékonyságát, a harmadik az esetleges károsodás következményeit. Ezekből általában 0,5-0,6 lett a csökkentő tényező lett.

7.3. táblázat

a ξ korrelációs tényező a nyomási ellenállás karakterisztikus értékének meghatározásához			
a számítás alapja	próbaterhelések ill. talajszelvények száma	az átlagra vonatkozóan	a minimumra vonatkozóan
statikus próba-terhelés ¹	1	1,40	1,40
	2	1,30	1,20
	3	1,20	1,05
	4	1,10	1,00
	≥ 5	1,00	1,00
talaj-vizsgálat ^{2,3}	1	1,40	1,40
	2	1,35	1,27
	3	1,33	1,23
	4	1,31	1,20
	5	1,29	1,15
	7	1,27	1,12
	10	1,25	1,08
Dinamikus próba-terhelés ^{2,4}	≥ 2	1,60	1,50
	≥ 5	1,50	1,35
	≥ 10	1,45	1,30
	≥ 15	1,42	1,25
	≥ 20	1,40	1,25

¹ ha egyetlen terhelést végeznek, akkor az a legrosszabb altalajú helyen legyen, ha többet, akkor azok reprezentálják az altalaj változásait, s egyet mindenképpen a legrosszabb helyen kell végrehajtani

² csak statikus próbaterheléssel kellő számú esetben igazolt számítási módszerek alkalmazhatók, szükség esetén a biztonságot növelő modelltényező bevezetésével

³ a vizsgálati helyeknek jellemezniük kell az altalaj változásait, a szélsőségesen kedvezőtlen helyeket is

⁴ A megadott értékek a következők szerint módosíthatók:
0,85 szorzóval, ha a vizsgálat a mért jelekre illesztett modell alapján állapítja meg teherbírását
1,10 szorzóval, ha verési képletet használnak a mért kvázirugalmas behatolásból számolva;
1,20 szorzóval, ha verési képletet használnak a kvázirugalmas behatolás mérése nélkül;

7.5. táblázat

Az ellenállás típusa	Jel	Cölöptípus		
		Vert	CFA	Fúrt
Talp-ellenállás	γ_b	1,1	1,2	1,25
Nyomott cölöp palástellenállása	γ_s	1,1	1,1	1,1
Nyomott cölöp teljes ellenállása	γ_t	1,1	1,15	1,20
Húzott cölöp palástellenállása	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,25	1,25

A hatás oldalán a tervezési értéket a síkalapokéhoz hasonló módon kell meghatározni.

Meg kell azonban még említeni, hogy a nyomott cölöpök bizonyos körülmények között többletterhelést is kaphatnak. Erre akkor kell számítani, ha egy mélyebben fekvő teherbíró rétegben kevés süllyedéssel feltámaszkodó cölöp körül laza kompresszibilis talaj van, és azt felszíni erő (pl. új feltöltés, padlóterhelés) terheli a cölöpözés után. Ennek tipikus esete a hídfő. A tömörödő, lefelé elmozduló talaj ugyanis a cölöpöt mintegy magával húzza, a köpenysúrlódás tehát (fordítva) lefelé hat, ezért e többletterhet **negatív köpenysúrlódásnak** szokás nevezni.

7.4. Kút- és szekrényalapok

A mélyalapozás e két klasszikus, de ma már kiszorulóban levő módszereinek az a **lényege**, hogy egy ún. köpenyfalat - kihasználva a saját súlyát - süllyesztenek le a teherbíró rétegig, miközben kiemelik a belsejéből a földet (**7.16. ábra**). A kívánt szint elérése után egy fenéklemezt készítenek, vagy teljesen bebetonozzák a köpenyfal belüli teret. Általában akkor gazdaságos, ha csak a talajvíz alatt található megfelelő teherbírású réteg, ill. ha nyílt vízben kell alapozni. Említést érdemel, hogy a régebbi budapesti Duna-hidak csaknem mindegyike így van alapozva.

A két típus között **a különbség** a következő:

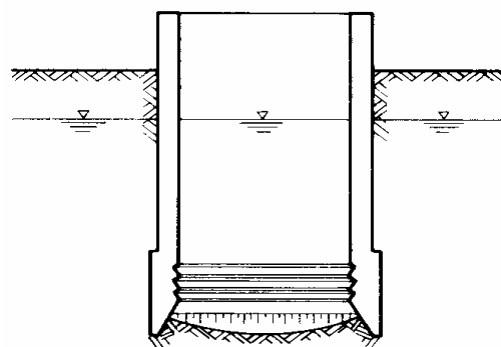
- **a kútalapok** az építményt pontonként támasztják alá, alakjuk általában kör, méretük kisebb, $d=0,80-3,00$ m átmérő és $t=4-8$ m mélység a jellemző,
- **a szekrényalapok** az építményt egybefüggően, mereven támasztják alá, az épület alaprajzával azonos felületük, méretük tehát jóval nagyobb, 1000 m^2 feletti alapfelület és 40 m mélység sem ritka, ezért általában belül merevítő falak is szükségesek.

A szekrényeket nem csak alapozási célra építik, hanem földalatti terek (szivattyúház, akna, garázs) kialakítására is. **Többféle típusa** ismert:

- az alul-felül nyitott szekrényből víz alatti kotrással emelik ki a földet,
- a felül zárt szekrényből túlnyomással szorítják ki a vizet, s kézi munkával, ill. kisgépekkel dolgoznak benne, ezt hívják keszonnak (7.17. ábra),
- az alul zárt szekrényeket nyílt vízben úsztatják be és aztán vízfeltöltéssel süllyesztik a fenékre.

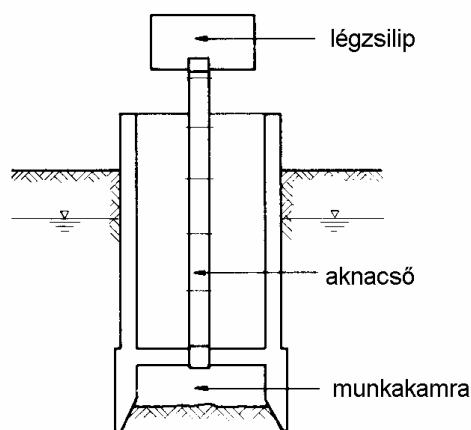
A kutak és a szekrények két fő szerkezeti elemből állnak. A **vágóél** célszerű geometriával van kiképezve, és többnyire acélemezekkel erősítik meg.

A **köpenyfal** általában monolit vasbeton, szakaszosan építik, vastagsága, vasalása olyan kell legyen, hogy elbírja a ráháruló terheket, és a süllyedéshez elegendő súlyt biztosítson. Néha - ha agresszív közegbe kerül - szóba jöhet az acélfal is, illetve kisebb mélységig a kutakat előregyártott kútgyűrűkből is építhetik.



7.16. ábra.

Kút vagy szekrényalap



7.17. ábra

Légnyomásos szekrény (keszon)

A **kivitelezésre** technológiai tervet, süllyesztési programot kell készíteni, melynek legfontosabb eleme az, hogy a súly mindenkor elégséges legyen a köpenyfalon ébredő ellenállások legyőzésére. Ezt elősegítendő a köpenysúrlódást a fel mellé ömlesztett gyöngykavicszal vagy bentonit-szuszpenzióval szokás csökkenteni. Ügyelni kell a kivitelezés közben a belső vízszint tartására (azaz nem szabad a talajjal együtt túl sok vizet kiemelni), nehogy a fenéken hidraulikus talajtörés következzen be. Fontos az is, hogy a kút, ill. a szekrény egyenletesen süllyedjen, mert az elferdülés miatt előálló befeszülés nagy gondokat okozhat. Ügyelni kell még arra, hogy a süllyesztés közben a környezetben ne következzen be talajlazulás és ebből származó talajmozgás, illetve süllyedés.

8. Támszerkezetek

A közművek, az alapok, a felszín alatti nagyobb létesítmények, a partfalak és a földművek építéskor sok esetben kell tereplépcsőket, függőleges (vagy közel függőleges) földfalakat kialakítani. Ezeket valamilyen szerkezettel meg kell támasztani, hiszen - mint az 5.1. fejezetben láttuk - egy földtömeg csak a szilárdságának megfelelő hajlású rézsús határolás esetén állékony. Ha meredekebb határolás kell, akkor szükség van a fellépő földnyomások felvételére képes szerkezetre.

A támszerkezetek **funkciója** többféle lehet:

- a munkateret (árkot, gödröt) **határoló szerkezetet** ideiglenesen, segédszerkezetként készítenek, később, a felszín alatti munkatér visszatöltésekor elbontják őket,
- **végleges építmények felszín alatti oldalfalaként** funkcionálnak, pl. mélygarázsok, aluljárók, alagutak esetében,
- a földműveket, természetes lejtőket **stabilizáló önálló szerkezetek**, ilyenek pl. a támfalak, a partfalak, stb.

Előnyös, ha egy szerkezet több célt is teljesít, gyakori pl. a széles munkaterek olyan szerkezettel való határolása, melyek a végleges szerkezet oldalfalát (sőt a szélső falak alapját) is képezik.

A szerkezetek **egyensúlyát biztosíthatja**

- a belső **meztámasztás** (dúcolatok),
- a szerkezet alsó részének **befogása az altalajba** (befogott szerkezetek),
- a szerkezet saját vagy a környezetükből bevont földtömeg **súlya** (támfalak),
- **hátrahorgonyzás** a meztámasztandó földtömeg mögé (horgonyzott szerkezetek)

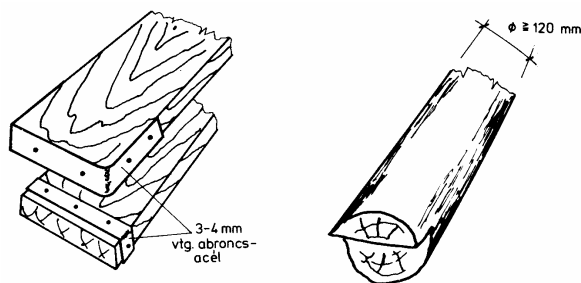
Sok esetben e **megoldások kombinációja** adja az optimumot, gyakoriak pl. befogott és hátrahorgonyzott szerkezeteket.

8.1. Ideiglenes támszerkezetek

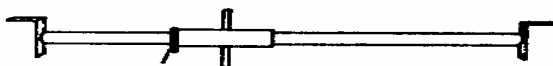
8.1.1. Keskeny árkok dúcolása

Sávalapok, közművezetékek építéséhez szükséges munkaárkok függőleges földfalának meztámasztására alkalmazzák őket. A földet közvetlenül pallók, azokat hevederek, ezeket pedig dúcolok támasztják meg, a szemközti falra hárítva a terhelést. (A dúcolatok ideiglenesen kiváltják a kiemelt földtestet.)

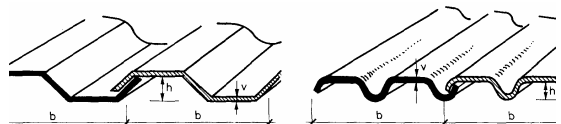
A **hagyományos dúcolatokat** az előbbi elemekből a helyszínen, a gödörben készítik el. Elemeinek főbb méreteit és szokásos anyagait a **8.1. ábra** és a **8.1. táblázat** mutatja be.



fapalló és fadúcolok kialakítása



csavaros acéldúc

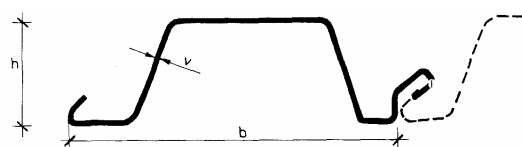


Pátia-lemez

b=250 mm, h=40 mm
v=3-4-5 mm

Union-lemez

b=245 mm, h≈36 mm
v=4-5-6 mm



CS2 M-lemez

b=590 mm, h=140 mm, v=5 mm

8.1. ábra. Dúcolatok elemei.

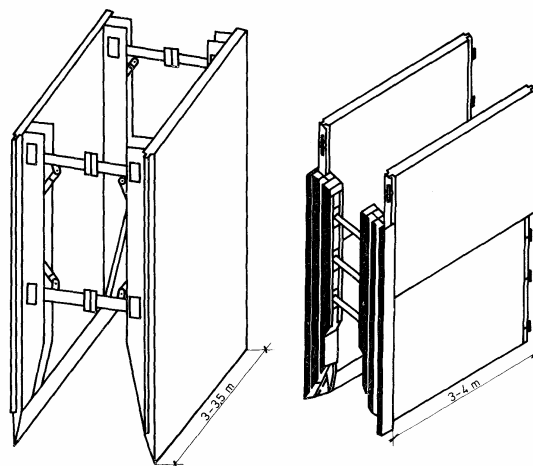
8.1. táblázat

dúcolatok szokásos elemei		
	fa	acél
palló	ált. 48 mm vastag palló	Union, Pátia, CS hullámlemezek
heveder	gerendák 12-24 cm oldalhosszal	I, vagy U tartók
dúc	gömbfa min. 12 cm átmérővel	csavaros dúc, cső, I-tartó

Újabban hazánkban is előtérbe kerültek a különböző **előregyártott dúctáblák**, melyek főként merevített acéllemezekből készülnek (8.2. ábra). Az oldalfal esetleg fapalló, de többnyire inkább acéllemez. Általában sarok-merev a dúc-heveder kapcsolat, míg a táblák illesztését hornyos szélek biztosítják.

A **dúcolás technológiáját**, készítésének módját, az szabja meg, hogy mennyire állékony a talaj a kiemelendő H mélységhez képest. Az 5.1.2. fejezetben láttuk, hogy a kohézióval bíró talajok

$$h_c = \frac{2 \cdot c}{\rho \cdot g} \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2) - \frac{p}{\rho \cdot g}$$



8.2. ábra. Előregyártott dúctáblák.

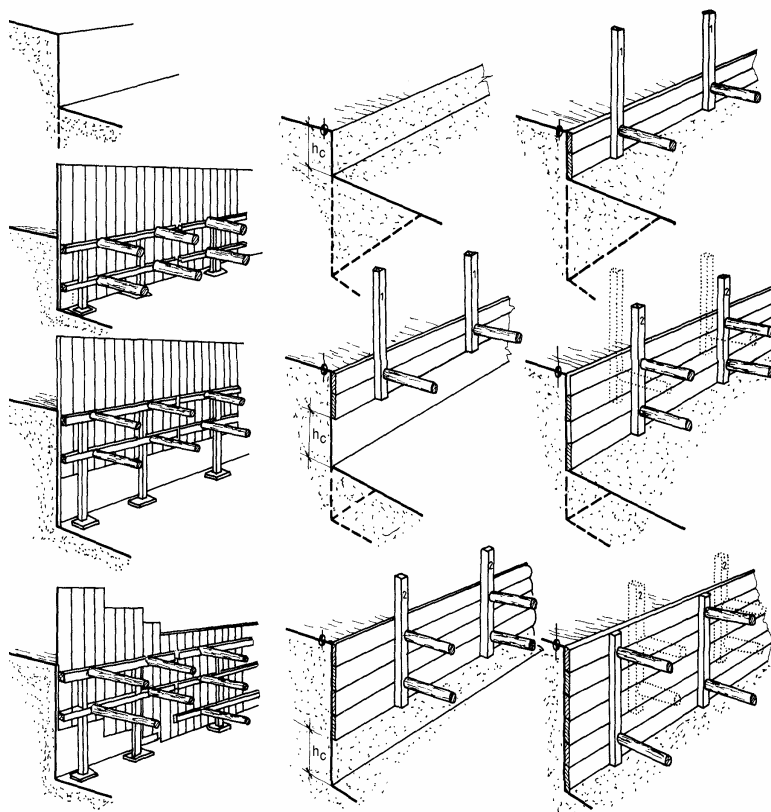
mélységig függőleges falban is megállnak. Elméletileg tehát eddig, ill. ennek ($n \approx 1,5$) biztonsággal osztott értékig megtámasztás nélkül is kiemelhető lenne a talaj. Munkavédelmi okokból azonban $h_c = 3,3$ m-nél nagyobb mélységet ideiglenesen sem engedünk meg, tartósan pedig legfeljebb 1,5 m állhat megtámasztatlanul. Eszerint

- **állított pallózás** készíthető, ha $H < h_c$, amikor is a teljes mélységig kiemelik a földet és beállítják a végleges dúcolatot,
- **utánhajtott pallózás** készülhet, ha $H > h_c$, de $h_c \neq 0$, ekkor h_c mélységű lépcsőkben haladnak lefelé minden egyes földkiemelés után utánhajtván a dúcolatot (8.3. ábra),
- **előrevert pallózás** szükséges, ha $h_c = 0$, amikor is a pallókat (többnyire acélanyagút) előre leverik, lépcsőkben emelik ki a földet, s a hevedereket és a dúcokat behelyezik.

A **pallók helyzete** is változhat:

- **vízszintes** pallózást alkalmazunk állított pallózásakor, ha H kicsi, hogy ne kelljen darabolni a pallókat, ill. utánhajtott pallózás esetén, ha h_c kicsi, mert ilyenkor a függőleges pallókkal körülményes lenne a munka,
- **függőleges** pallózás nagy H, ill. h_c mélységeknél s értelemszerűen az előrevert pallózás esetén indokolt.

A **dúcolatok tervezése** viszonylag egyszerű, bár a terhelésük elméleti számítása lehetetlen, mert a földnyomás az elemek befeszítésétől, ill. mozgási lehetőségétől, sőt a meteorológiai hatásoktól is függően a passzív és az aktív földnyomás között változhat. A méretezéshez figyelembe veendő nyomás ezért inkább a mérések alapján ajánlott képletekkel számítható.



8.3. ábra. Utánhajtott pallózás.

A **dúcnyomás**, melyet egyenletesnek (vagyis minden mélységben ugyanakkorának tekintünk), q felszíni terhelés mellett

- szemcsés talaj esetén a

$$p = k \cdot (H \cdot \rho \cdot g + q) \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)$$

képlettel számítható, ahol k a tömörségtől függ:

$$k = 0,7 - \frac{0,12 \cdot (\rho_d - 1,75 \cdot \rho_c)}{0,05 \cdot \rho_v + \sqrt{(\rho_d - 1,75 \cdot \rho_v)^2}}$$

- kötött talaj esetén az alábbi két érték közül a nagyobb tekintendő mértékadónak:

$$p' = (H \cdot \rho \cdot g + q) - 4 \cdot c$$

$$p' = (H \cdot \rho \cdot g + q) \cdot 0,2$$

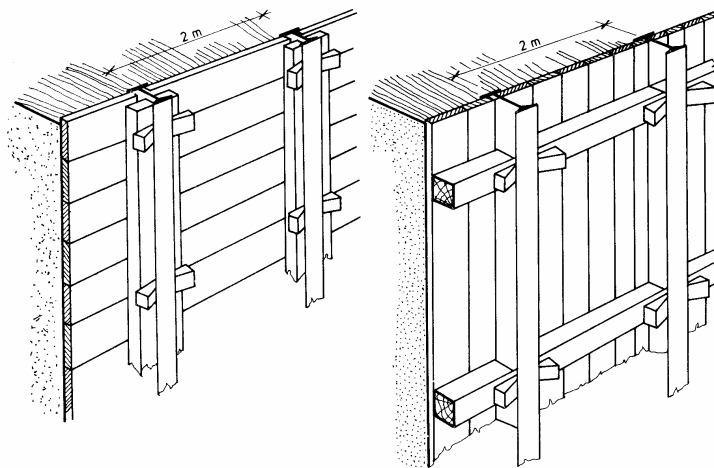
Az elemeket egyszerűsített tartómodellekkel szokás méretezni: terhelésüket általában a dúc-nyomás és az elemhez rendelhető terület szorzataként számítjuk. A pallókat és a hevedereket hajlításra, a dúcokat nyomásra és kihajlásra ellenőrizzük, a keresztmetszetek megfelelőségét a fa- vagy acélszerkezeti szabványok szerint kell igazolni.

8.1.2. Széles munkagödrök megtámasztása berlini dúcolattal

Széles munkagödörben általában nincs mód a dúcolat előbbihez hasonló belső megtámasztására, a támszerkezetet hátra kell horgonyozni, ill. be kell fogni, s ennek ez az egyik alapmódszere.

Technológiája a következő (8.4. ábra):

- a földkiemelés előtt a gödör vonalában kb. 2 m-es távolságokban acél **I** (esetleg párban U) **tartókat** vernek vagy vibrálnak le a talajba, illetve újabban - a zaj és a rezgések elkerülése végett - a tartókat talajbetonnal kitöltött, fűrt lyukba állítják,
- a földkitermelés során a tartók közé a földfalra fa (esetleg acél) **pallókat** feszítenek be, vagy (lövellt) (vas)betonhéjat készítenek.



8.4. ábra. Berlini dúcolat vízszintes és függőleges pallózással.

Így a pallók a földnyomásokat a tartókra hárítva megtámasztják a földfalat, a tartók egyensúlyát pedig a gödörfenék alatti befogás és - ha kell - hátrahorgonyzás (ill. esetleg belső kitámasztás) biztosítja.

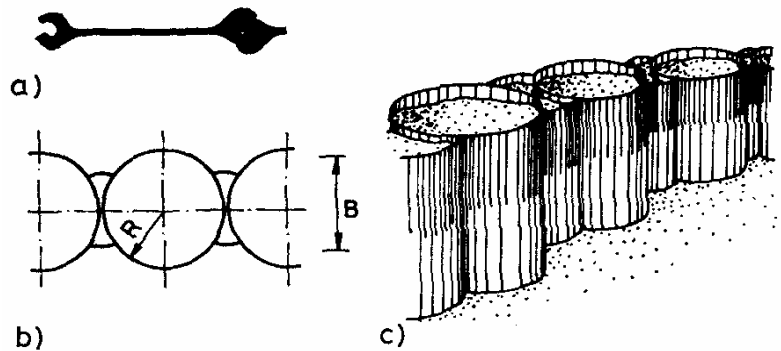
Alkalmazása akkor célszerű, ha 5...10 m mély a gödör, nincs talajvíz, s legalább 1 m-ig állékony a talaj. Előnye, hogy nem végleges határolást ad, anyagai többször felhasználhatók és tiszta a munkahely. Hátránya, hogy a készítése viszonylag sok élőmunkát kíván.

Méretezése a szád- és résfalakéhoz hasonló (8.2.4. fejezet). A befogott szakasz azonban itt nem folytonos, az I-tartók övlemeze előtt nem síkbeli állapot van, hanem egy térbeli földék "törik ki". Ezt a számításokban az övlemeznél nagyobb helyettesítő felülettel lehet figyelembe venni.

8.1.3. Munkatérhatárolás élővízben

Élővízben történő alapozáskor, műtárgyépítéskor az élővizet távoltartó és nyomását felvevő szerkezeteket kell építeni. Ennek típusai a következők:

- a **földgátak** vízzáró talajból, rézsús határolással, a szokványos töltésépítési technológiákkal készülnek
- a **jászolgátak** az elmosást gátló acéllemezfalak közé épített vízzáró talajból állnak,
- a **kettős zárógátak** esetében az acélfal adja a vízzárást, a közük épített talaj a stabilitást biztosítja,
- a **sejtfalás zárógát** hasonló szerkezetű, de zárt sejtek sorozatából áll össze (8.5. ábra).



8.5. ábra. Sejtfalás zárógát

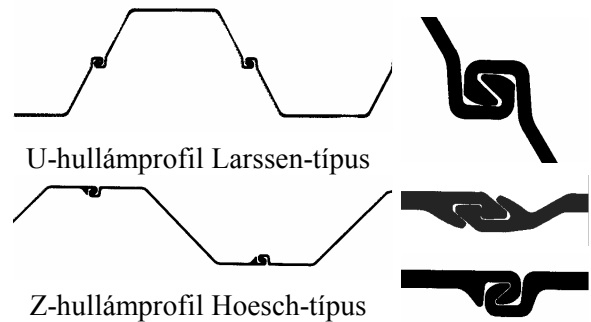
a) falelem, b) felülnézet, c) nézet a munkatér felől.

8.2. Ideiglenes vagy végleges, befogott és hátrahorgonyozott (megtámasztott) szerkezetek

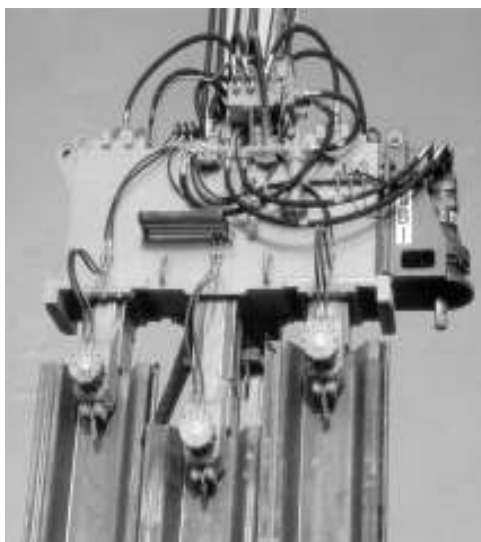
8.2.1. Szádfalak

A szádfalak **vízzáró** (hornyos) **kapcsolattal** rendelkező, főként acélanyagú szádpallókból állnak, melyeket veréssel, vibrálással, sajtolással hajtanak az alsó szint alá, hogy kellő befogást biztosítsanak. Gyakran hátra is horgonyozzák (vagy belülről kitámasztják) őket.

A **pallók** (8.6. ábra) hullámvonalúak, hogy inerciájuk nagyobb legyen, de vannak egyes elemek is. Néha használnak fa és vasbeton pallókat is.



8.6. ábra. A legismertebb acél szádpallók.



8.7. ábra.

Hidraulikus üzemű szádpalló-lesajtoló eszköz.

A veréshez általában **Diesel- vagy hidraulikus üzemű verőeszközöket** használnak, de szemcsés talajban a vibrátor hatékonyabb lehet. 4-6 elemet egy táblában, s az egymás melletti táblákat lépcsősen hajtják le, így nem feltétlenül szükséges állványt, ill. megvezetést kiépíteni. Újabban a zajcsökkentés érdekében az elemekre zajárnyékoló hengert tesznek, illetve sajtolással próbálkoznak (8.7. ábra).

Alkalmazásának feltétele, hogy a leverést a talaj vagy épületmaradványok ne akadályozzák meg. Ideiglenes munkatérhatárolásként akkor előnyös, ha talajvízben mélyül a gödör, és ezért vízkizárás is szükséges. Gyakori a vízépítési alkalmazásuk is, pl. kikötők, mólók partfalaként. Újabban közlekedési pályák mentén végleges szerkezetként is készítik, korrózióvédelemmel ellátva, ill. érdekes színezéssel és kiegészítő megoldásokkal javítva esztétikai megjelenését.

8.2.2. Résfalak

A résfalak általában 60 cm széles, nagy mélységig lenyúló táblából csaknem tetszőleges hosszban készíthető, általában vasbeton anyagú falak, melyekhez a talajt speciális gépekkel emelik ki, miközben a rés beomlását bentonitsuszpenzió gátolja meg.

Földmegtámasztó falként elsősorban akkor jön szóba, ha (8.8. ábra)

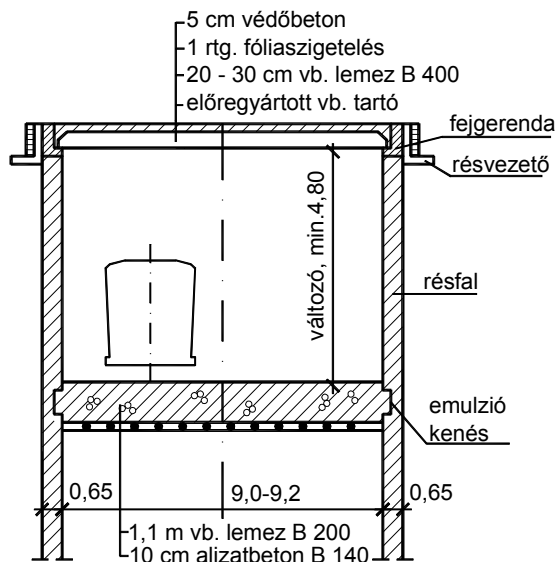
- az ideiglenes munkagödörhatárolás meglévő épület mellé kerül, és vízzárás is szükséges;
- a résfal a felszín alatti szerkezet (aluljáró, alagút, mélygarázs,) végleges oldalfala is lesz. Ritkábban lejtők stabilizálására és partfalként is épül földmegtámasztás céljából.

Egyéb alkalmazási területei közül kiemelendő:

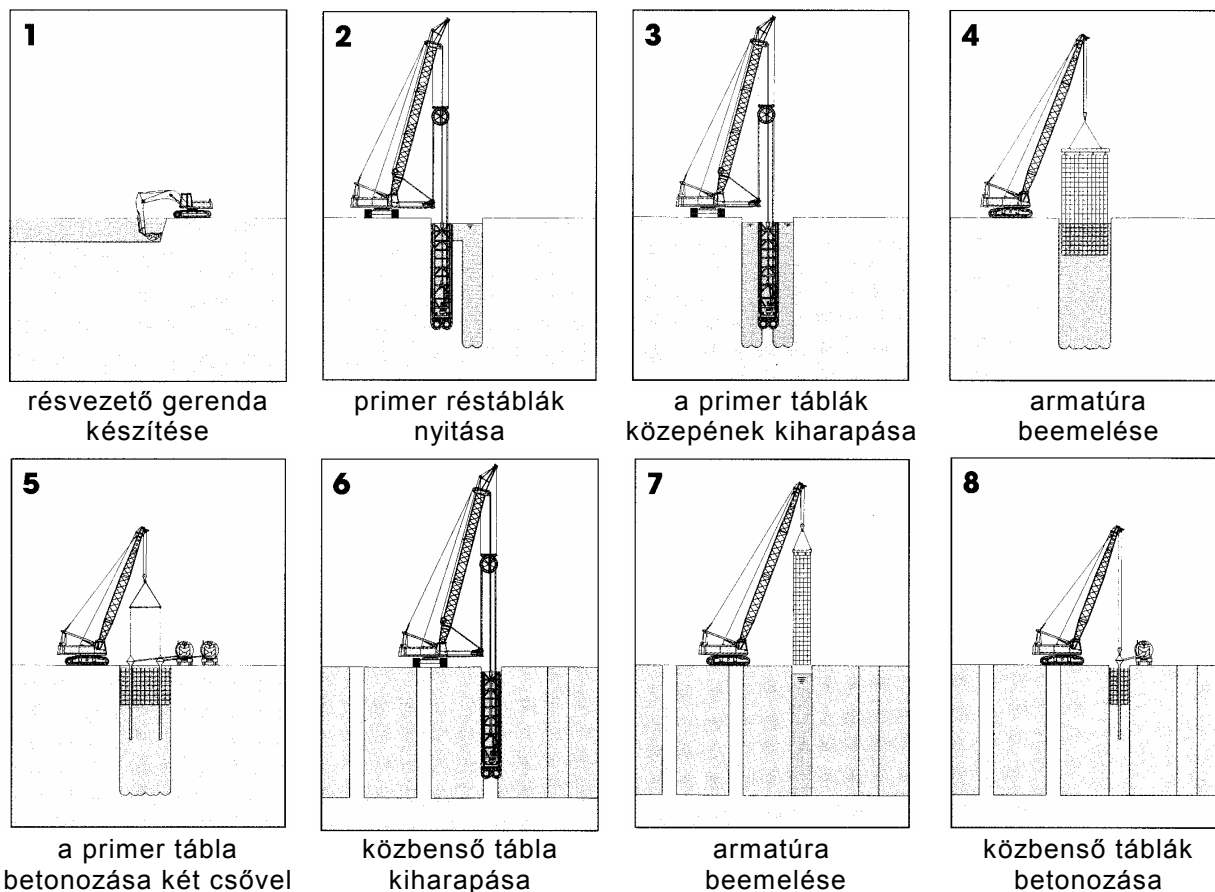
- az utólagos vízzárás, mely pl. gátak alatti szivárgás megakadályozását, ill. talaj- és talajvízszennyezések lokalizálását szolgálhatja,
- az alapozási szerkezatként való építése.

A résfal költséges, ezért általában csak akkor előnyös, ha több feladatot is ellát. Hátránya még, hogy nagy felvonulási területet igényel, s a hulladékként keletkező bentonitos zagy elszállítása és elhelyezése problematikus lehet. Mind többször vetik fel azt is ellene, hogy véglegesen átalakítja a felszín alatti vízáramlásokat, ami káros következményekkel járhat.

A réselés **technológiai lépéseit** a 8.9. ábra mutatja be.



8.8. ábra. Résfalas metróalagút.



8.9. ábra. Résfalazás technológiai fázisai.

A **résvezető gerendák** a leendő résfal két oldalán, a falszélességnek megfelelő távolságban készített vb. falak, melyek 1-2 m mélységig nyúlnak le. Többféle okból szükségesek: kijelölik a résfal helyét, függőlegesen megvezetik a réselőgépet, megtámasztják azt a felső talajzónát, melynek állékonyságát a bentonitos résiszap még nem szavatolja, s rendezett felszínt biztosítanak. Keresztmetszetük téglalap, esetleg álló vagy fordított L betű.

A **rést speciális gépekkel** készítik, melyeknek két alaptípusa van:

- a markológépek (**8.10. ábra**) ciklikus üzeműek (leengedés - harapás - kiemelés - ürítés gépkozsíra), merev (ún. Kelly-) rúdon mozognak vagy kötélrel függenek, hidraulikus vagy mechanikus (köteles) erőátvitellel dolgoznak,
- a folyadékszállítású berendezések (**8.11. ábra**) folyamatos üzemmódúak (talajaprítás - zagykiszivattyúzás - ülepités), egyes típusaiknál függőleges tengelyre szerelt fogak, fúrófejek, másokon vízszintes tengelyű marótárcsák forogva aprítják a talajt.



8.10. ábra. Kötélfüggesztésű, réskészítő markológép.

A rések szélessége általában 60 cm, 40 cm-nél keskenyebb ritkán készül, az eddig épített legszélesebb fal pedig Magyarországon eddig 120 cm-es volt. Egyidejűleg egy **5-6 m hosszú tábla** lehet nyitva, mert a talaj állékonyságát részben az biztosítja, hogy a rés mentén nem a síkbeli állapotnak megfelelő Rankine-féle aktív földnyomások működnek, hanem a térbeli földék felületén fellépő ellenállások miatt kisebbek. Egy ilyen, ún. kezdő táblát a gépek a 8.9. ábra szerint három fogásban vesznek ki, hogy a szerszám két oldalán mindig azonos ellenállásokat kelljen legyőzni. Az ún. zárótáblák általában egyetlen, a szerszám szélességének megfelelő, kb. 2,5 m hosszú fogással készülnek, az ellenállás így is szimmetrikus, de készülhet a zárótábla három fogással is. Dolgoznak viszont úgy is, hogy a kezdő tábla is csak egyetlen fogásból áll.

A **résállékonyság** másik biztosítója a **résiszap**, mely a bentonit, azaz egy montmorillonit típusú agyagféleség, kb. 1,10 g/cm³ sűrűségű szuszpenziója. Ez nyomásával ellenáll a talaj és a talajvíz nyomásának, illetve vékony filmet képezve a talajfalon meggátolja a szemcsék kipergését is. A résiszap nyugalomban gélszerű lesz, átkeverve azonban ismét folyadékszerűvé válik, s így nem akadályozza a gépek munkáját. A résiszap az egyik réselőgép típus esetében a földkiemelésben is szerepet kap. A résiszap készítéséhez egy, a betonkeverőkhöz hasonló keverőgépet használnak, melyben a már használt, rostán tisztított anyagot friss bentonittal dúsítják. Újabban bentonit helyett utólag lebomló szintetikus polimer műanyagokat is használnak környezetvédelmi okokból.

A markológéppel készített réseket a betonozás előtt **szakaszolni** kell, hogy szélein a táblák között megfelelő kapcsolat jöhessen létre. A hagyományos megoldás szakaszolócsövek beállítása, melyeket a beton kötésének kezdetén egy speciális géppel kiszakítanak. Újabban acélpallókat helyeznek a fal végébe, melyekhez esetleg merőleges fúgaszalag is csatlakozik a vízzárás növelésére. A pallókat a közbenső tábla készítésekor a réselőgép lefejt a megszilárdult tábláról. A marótárcsás réselő berendezések esetében nincs szük-

ség szakaszolócsőre, mert a gép le tudja marni a megszilárdult tábláról is a talajt. A csak vízzárásra szolgáló falakat pedig szakaszolás nélkül is építik. Ez az ún. folytonos résfal önszilárduló BC-keverékből (bentonit-cement) készül, mely építés közben megtámasztja részt, illetve később megszilárdul, és kellő vízzáróságú lesz.

A vasszerelés andráskereszttel me-revített kettős háló, melyet előre el-készítenek, majd beemelik a részbe, és felfüggesztve rögzítik. Különböző szerelvényeket rögzíthetnek hozzá:

- a horgonyok átvezetésére és rögzítésére szolgáló, a falsíkban fekvő és a falat átvágó csőszerű elemeket,
- a falhoz csatlakozó alsó fenéklemez vízzáró és nyíróerő átadására képes kapcsolatát biztosító elemeket, pl. acél hullámlemezeket,
- a fal felületképzését megkönnyítő lemezeket,
- a csatlakozási helyeken az utólagos vésés elkerülésére lágy műanyagot.

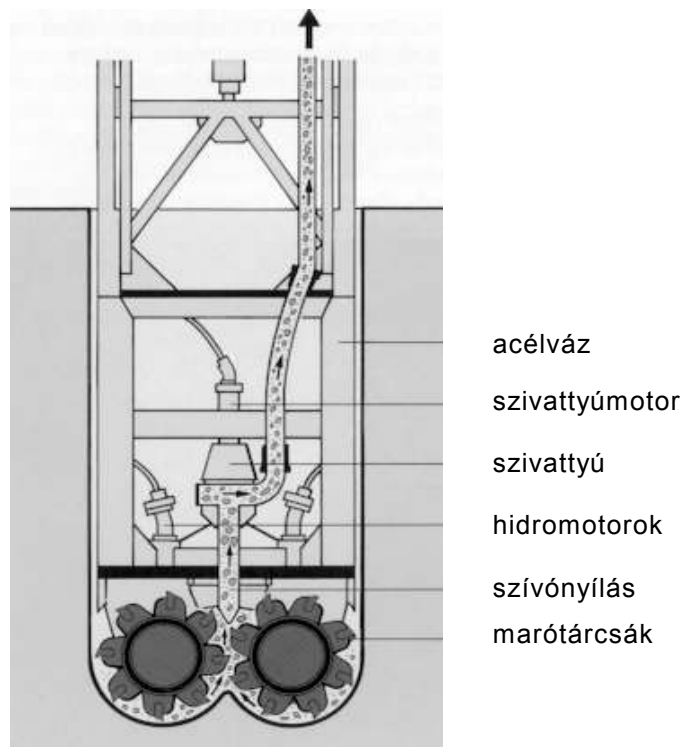
A betonozáshoz folyós beton szükséges, nagyobb cementadagolással, hogy a beton a vasbetétek közé mindenhol eljusson, és a résiszapban szét ne osztályozódjon. Egy, hosszabb részen két betonozó tölcserrel, a víz alatti betonozás szabályai szerint kell készíteni, azaz a csőnek mindenkor a betonfelszín alatt kell lennie, hogy csak a felületén érintkezzen a zaggyal, s azt felfelé szorítsa ki. A betonozás sebességének helyes megválasztása is fontos: kellően lassú legyen, hogy az emelkedő beton biztosan letisztítsa a zagyt a vasalásról, de ne legyen túl lassú, hogy a zagy még közben is biztosítsa a földfal állékonyságát.

Ha különleges igények merülnek fel a vízzáróság és a felületminőség tekintetében, akkor vízzáróan kapcsolható előregyártott táblák is szóba jöhetnek, s ezek kapcsolatának vízzáróságát utólagos injektálással érik el. A vízzáróság javítható a munkahézagba betett gumiprofillal, s - különösen a veszélyes szennyeződések lokalizálására - kemény, vastag folytonos műanyagmembránt is behelyeztek már a részbe.

A betontáblák tetején a zaggyal keveredett betont levésik és a táblák együttdolgozását is biztosító fejgerendát készítenek. A táblák felületét a földkiemelés közben szükség esetén levésik, felületét kellősítik, erre a lőtt beton a legjobb. A táblák közötti munkahézagokon át néha előforduló vízszivárgást a fal mögötti talajzóna injektálásával lehet megállítani. Előregyártott vasbeton elemeket is építhetnek a résfalba,

A résfalak tervezésekor a következő feladatokat kell megoldani:

- táblakiosztás az alaprajz és a géptípus figyelembevételével,
- a részállékonyság ellenőrzése a föld és víznyomások, illetve a résiszap nyomásának összevetésével, aminek eredményeként a részvezető gerenda mélységét és a résiszap sűrűségét határozzuk meg,
- falméretezés a 8.2.4 fejezetben bemutatott módszerek valamelyikével,
- alapszerkezetként történő méretezés a fűrt cölöpökéhez hasonlóan.



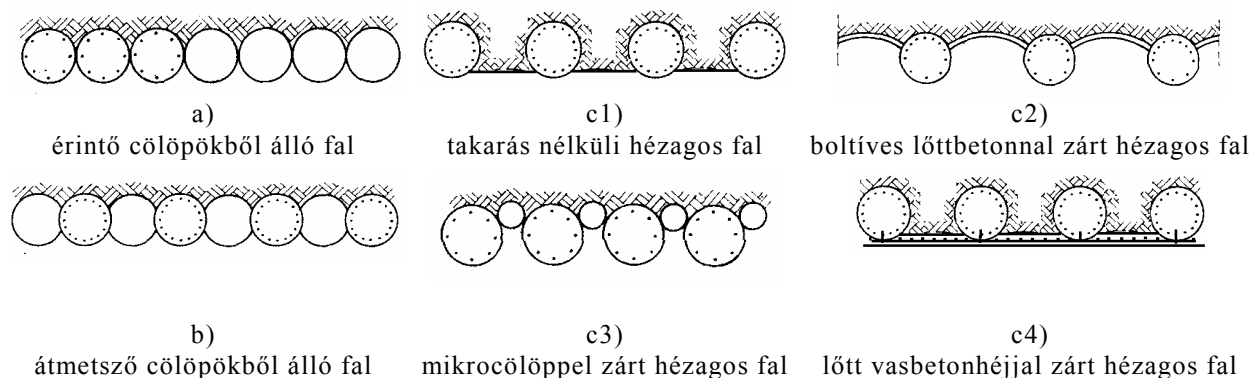
8.11. ábra.

A folyadékszállítású, marótárcsás réselőgép (hydrofräse).

8.2.3. Cölöpfalak

Egymás mellé, sorban, általában fúrással lehajtott cölöpökből a résfalakhoz hasonló földmegtámasztó szerkezet készíthető, mely sok esetben **előnyösebb is lehet a résfalnál**. Készítése ugyanis egyszerűbb, kisebb a helyigénye, s a cölöpöző gépek lejtős terepen is fel tudnak állni. A foghíjbeépítéseket illetően pedig az szől mellett, hogy kevésbé veszélyezteteti a meglévő épületek alapjait, mert a cölöpfurat állékonysága könnyebben biztosítható. Vízzársági igény esetén viszont a résfal helyezhető előtérbe, bár - mint látni fogjuk - zárt cölöpfal is előállítható.

A cölöpfalak **szerkezeti típusait a 8.12. ábra mutatja**.



8.12. ábra. Cölöfaltípusok.

a) Egymást érintő cölöpökkel akkor dolgoznak, ha a talaj önmagában egyáltalán nem állékonny, ha nincs vízzársági igény, de statikailag szükséges a sűrű kiosztás. A tengelytávolságot az átmérőnél 5-10 cm-rel nagyobbra választják, így a fúrt cölöpök gyakorlatilag összezáródnak, közülük még a homoktalaj sem perog ki, viszont a víz átszivároghat.

b) Egymást átmetsző cölöpökkel víz záró fal készíthető. Előbb a vasalatlan cölöpöket készítik, majd közük ~10 cm átharapással a nyomaték elbírására vasalt második sort.

c) Hézagos cölöpsort célszerű építeni, ha nincs víz zársági igény és a kedvező szilárdságú talaj miatt kevesebb cölöp is elég. A cölöpök közötti földfalat illetően többféle megoldás jöhet **szóba (8.13. ábra)**:

- takarás nélkül marad a talajfal,
- boltívben kibontják a talajt és a cölöpökre támaszkodó (lött) betonboltív készül,
- a cölöpök közé záró betoncölöp készül, esetleg megszilárdítják a talajt,
- a gödör felőli külső síkban készül - a cölöpökbe bekötött vasalással - (lött) betonháj.

A cölöpfalakat szinte mindig **talajhelyettesítési technológiával**, 50-80 cm átmérővel készítik. Fúrással, esetleg markolással emelik ki az üreget, a legelőnyösebb furatbiztosítás a bérléscsővezetés lehet. Ez azon túl hogy teljes biztonságot nyújt a szomszédos építmények számára, a legszebb köpenyfelület előállítását te-



8.13. ábra. Hátrahorgonyozott hézagos cölöpfal részleges lött betontakarással.

szi lehetővé. Ez fontos lehet esztétikai szempontból, ill. a falhoz kapcsolandó szerkezetek tekintetében. A béléscsővezés viszont általában megdrágítja és lassítja a munkát, ezért gyakoribb a folyamatos (végtelen spirállal készített) cölöp, melynek külső felületére esetleg utólag lőtt beton kiegyenlítés kerül. A cölöpök együttdolgoztatását egy kb. 1-1,5 m magas **fejgerendával** biztosítják, melynek vasalását a cölöpökéhez kell kötni.

A cölöpfalakat általában hátra kell horgonyozni. A **horgonycsatlakoztatás** lehetőségei:

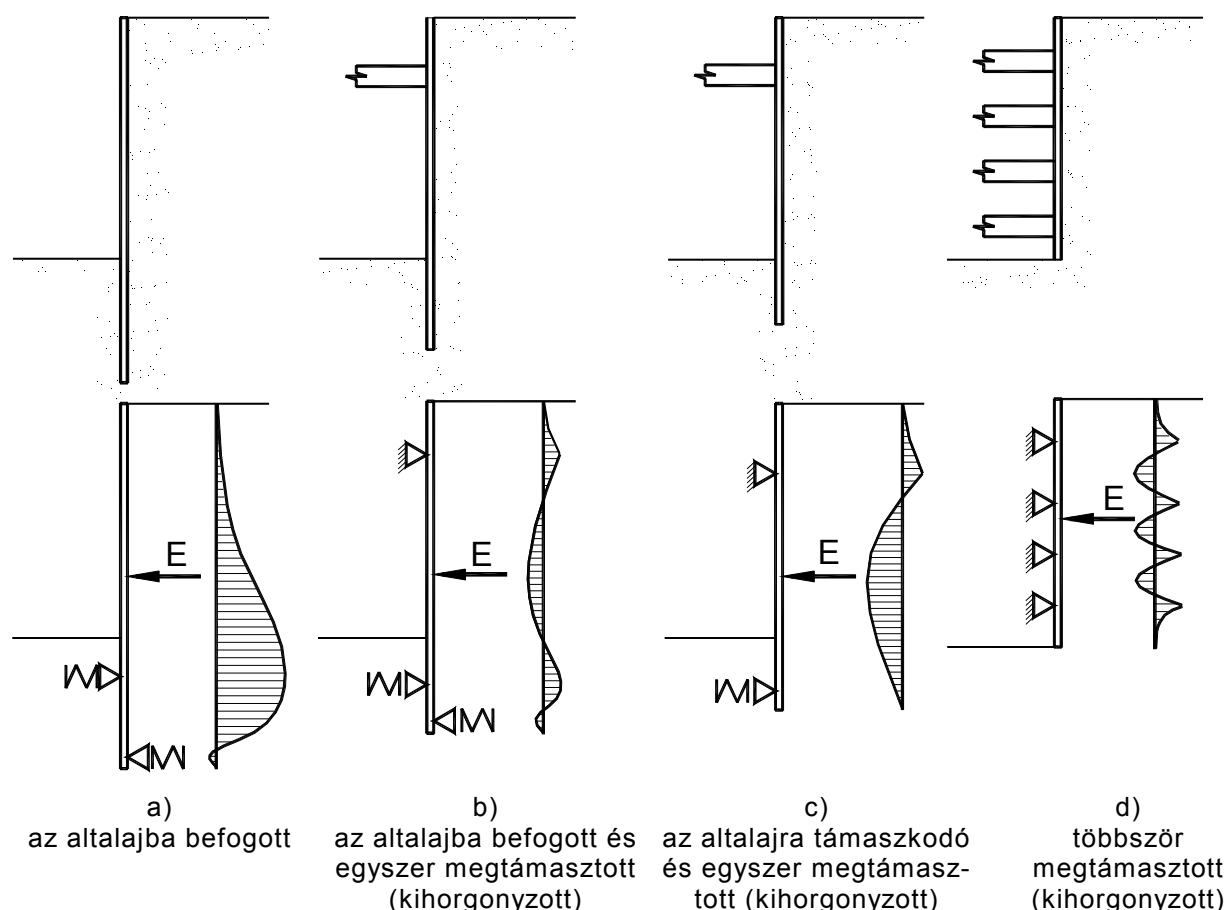
- a horgonyok a fejgerendához csatlakoznak,
- mindegyik vasalt cölöpöt átfúrnak egy horgonnyal,
- két-két cölöp közé kerül egy horgony, s ezeket hevedergerenda kapcsolja össze.

A cölöpfalakat a 8.2.4. pont szerint kell tervezni, illetve hézagos elrendezéskor a berlini dúcolatnál említett megoldásokat lehet alkalmazni.

8.2.4. A befogott és hátrahorgonyozott vagy megtámasztott szerkezetek méretezése

A szád-, a rés- ill. cölöpfalak a **8.14. ábrán** bemutatott **statikai szerkezetekként** alakíthatók ki. Említendő, hogy

- a b) típus esetén nincs "igazi befogás", az altalaj csak megtámasztást nyújt,
- a b) és a c) típus közötti átmeneti szerkezeteket részleges befogásúnak nevezzük,
- a d) típus tulajdonképpen dúcolatnak tekinthető.



8.14. ábra. A szád- (rés- és cölöp-) falak statikai viselkedése.

Mindegyiknek van létjogosultsága, mivel különböző előnyöket (ill. hátrányokat) mutatnak fel. Pl. az első megoldás esetén nincs szükség megtámasztásra vagy horgonyra, viszont hosszú és nagy nyomaték bírású falelem kívánatuk. Általában a c) változat bizonyul a leggazdaságosabbnak.

Az a) és b típus statikailag határozott szerkezet, a c) és d) statikailag határozatlan.

Ezek a szerkezetek az alábbi **modellekkel méretezhetők**:

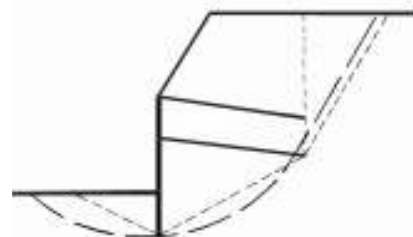
- a falra ható földnyomásokat (Blum nyomán, a fal feltételezett mozgásai alapján) az aktív és/vagy a passzív földnyomási határértékként vesszük fel,
- a Winkler-féle rugalmas ágyazás alapján, a lemezalapokhoz hasonlóan, de vízszintes rugókat képzelünk a fal mellé,
- kombinált eljárással, a Winkler-elv szerint az elmozdulással arányos földnyomásokat vesszük fel az aktív és a passzív határértékek között.

A legutóbbi tartható a legjobb, mert az első eleve földnyomási határállapotokat tételez fel, a második pedig - éppen ellenkezőleg - nem korlátozza le a földnyomásokat a határállapotokkal. A méretezés végrehajtásához ma már számos ilyen modellekkel dolgozó számítógépes program használható. A talajt modellező rugók állandóját általában az összenyomódási modulussal azonos számértékkel lehet felvenni.

A munkatérhatároló szerkezeteket egyre gyakrabban méretezik az 5.5. fejezetben bemutatott véges elemes programokkal, azoknak egyik legígéretesebb alkalmazási területe éppen ez a feladat. Nagy előnye e számításoknak, hogy a gödör menti mozgásokról is reális képet adnak, míg a rugalmas ágyazás elvén dolgozó módszerek e tekintetben kétségesek. A FEM-programok különösen akkor adnak valós eredményt, ha felkeményedő talajmodellel használjuk őket, mert ez a munkagödörkiemelés okozta tehermentesülést is jól modellezi.

Akármilyen számítást végzünk, a talajok mechanikai jellemzőit az Eurocode 7 nemzeti melléklete szerint a karakterisztikus értékükkel kell figyelembe venni, így a kiadódó nyomatékok, támasz- és horgonyerők is karakterisztikus értékek lesznek. Őket a parciális tényezővel felszorozva kapjuk a tervezési értékeiket, s ezekre kell méretezni a falat, a támaszokat és a horgonyzást az anyaguk szerinti Eurocode szerint.

A **munkatérhatárolások** tervezésekor mindig ellenőrizni kell a munkatér és környezetének **általános állékonyságát**, például a **8.15. ábrán** látható törési mechanizmusoknak az 5.2. fejezetben megismert módszerekkel való vizsgálatával.



8.15. ábra. Felül rézsús, alul kihorgonyzott résfalás munkatérhatárolás esetén fenyegető általános állékonyságvesztés lehetséges csúszólapjai.

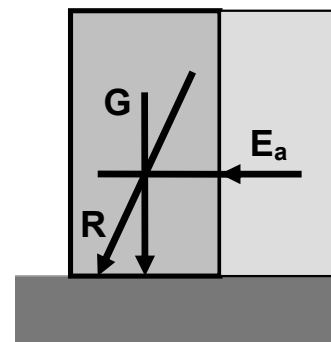
8.3. Támfalak

A támfalakat többnyire végleges tereplépcsők kialakításakor, rézsű helyett, helymegtakarítás céljából építünk. Sokféle típusukban az a közös, hogy a földfal nyomását alapvetően a szerkezet saját vagy a földfal egy részének erre felhasznált tömegével ellensúlyozzuk.

8.3.1. Súly- és szögtámfalak

A **súlytámfal** a támfalak alaptípusa, ilyet már ősidők óta építenek. **Lényegét**, mely (az előbbieik szerint) tulajdonképpen a további típusok alapelvét is jelenti, a **8.16. ábra** érzékelteti.

A megtámasztott föld "E" földnyomásához a fal a saját "G" súlyát adja, s így olyan "R" eredő keletkezik, mely nem "túlzótan" ferde, és a fal alapsíkján a sarokponttól elég távol hat. Mint az 5.3. fejezetben láttuk, és itt a továbbiakban pontosítjuk, e két követelménynek kell teljesülnie ugyanis ahhoz, hogy a fal (és vele a háttöltés) állékony maradjon.



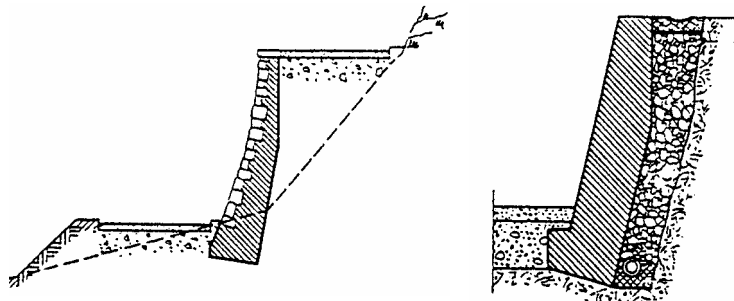
8.16. ábra. A súlytámfalak erőjátéka.

Jellegzetes **támfalkeresztszmeteket** mutat a **8.17. ábra**.

A súlytámfalak **anyaga** lehet:

- terméskő, előregyártott betonelemek betonhabarcsba (esetleg szárazon) rakva,
- monolit beton, esetleg gyenge vasalással.

Az előbbi általában esztétikusabb, az utóbbi általában olcsóbb.



8.17. ábra. Súlytámfalak.

Építése viszonylag egyszerű. 6-10 m hosszú vízszintes szakaszokban készül, hogy egyszerre ne legyen nyitva hosszabb megtámasztatlan földfal, de a hőmozgások is indokolják a szakaszolást. Ezért a szakaszok között mozgást lehetővé tevő hézagolás szükséges. Ha terméskővel dolgoznak, akkor alul-

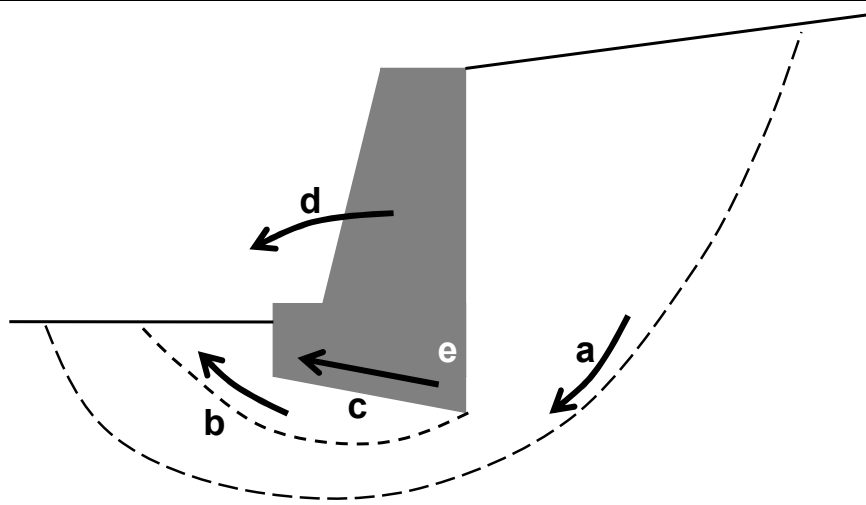
ról felfalazzák a falat, beton esetén zsaluzat készül. Nagyon fontos a **háttöltés gondos víztelenítése**, mert ki kell zárni a víznyomás fellépésének lehetőségét. Víznyomásra ugyanis nem szabad méretezni a falakat, mert abból óriási méretek adódnának. A hagyományos megoldású hátszivárgó úgy készül, hogy alulra, a bedöngölt agyagra egy betonfolyóka vagy egy perforált műanyagcső kerül. Erre töltik a kavicsotestet, melyet geotextíliával választanak el a teremt, ill. visszatöltött talajtól. Sok helyütt szűrőbeton elemekből építik fel a szivárgótestet is. A háttöltés egy része mindig visszatöltéssel készül, ennek a gondos tömörítésre nagy gondot kell fordítani, de el kell kerülni a túltömörítést, hogy ne lépjenek fel jelentős tömörítési nyomások.

A **statikai tervezés** szempontjait a **8.18. ábra** foglalja össze.

Általában célszerű felvenni valamilyen méretet és alakot, amihez a 8.17. ábra mutat irányt. Ezután kell a fal terhét, a földnyomást az 5.1. pontbeli módszerekkel meghatározni.

A támfal méreteinek, különösen az alapozási mélységnek akkorának kell lenni, hogy a fal teljes tereplépcső állékonyságát biztosítsa, azaz bármely **mélyebb csúszólapon való elmozdulással (a) szemben** is kellő biztonságuknak kell lennie. Ez az 5.2. fejezetben tanult módszerekkel vizsgálható. Ha nem elégséges a biztonság, akkor mélyebbre kell vinni a falat, hogy ezzel a mértékadó csúszólapot lejjebb kényszerítsük, ahol már geometriailag jobb a helyzet, vagy a talaj.

	károsodási veszély	vizsgálati módszer	szerkezeti változtatás
a	általános stabilitásvesztés	részűállékonyság	a fal mélyítése
b	alaptörés	síkalapterherbírás	alapszélességnövelés
c	elcsúszás	erők egyensúlya	alapsík hátradöntése
d	elbillenés	nyomatéki egyensúly	forgáspont előretolás
e	falszerkezet repedése	feszültségeloszlás	szélesítés előre és lefelé



8.18. ábra Súlytámfalak statikai méretezése.

Vizsgálandó, hogy a külpontos, ferde **R eredő** nem okoz **törést az altalajban**. Ennek módszerét az 5.3. fejezet ismertette. Általában nem az erő nagysága, hanem ferdesége és külpontossága a gond, de megfelelő alakkal: a fal hátradöntésével és lefelé való szélesítésével a veszély könnyen csökkenthető.

Az alapsíkon való elcsúszás is ellenőrizendő a 6.3. fejezet szerint, s ha nem elégséges a biztonság az alapsík megdöntésével érhetünk célt. 10° -nál meredekebb sík helyett viszont már inkább fogazva kell kialakítani az alapfelületet, s többnyire vasalni is kell a fal alját.

A **billenés** (kiborulás) is a 6.3. szerint vizsgálendő. Elégtelen biztonság esetén a fal elülső vonalát, a forgáspontot kell előre vinni, így növelhető a súly stabilizáló nyomatéka, miközben a földnyomás billentő nyomatéka változatlan marad.

Mindezen követelmények, ill. a belőlük adódó geometriai változtatások nyomán alakulhatnak ki a 8.17. ábrán vázolt formák. E megoldásokkal biztosítható a fal ún. **külső stabilitása**.

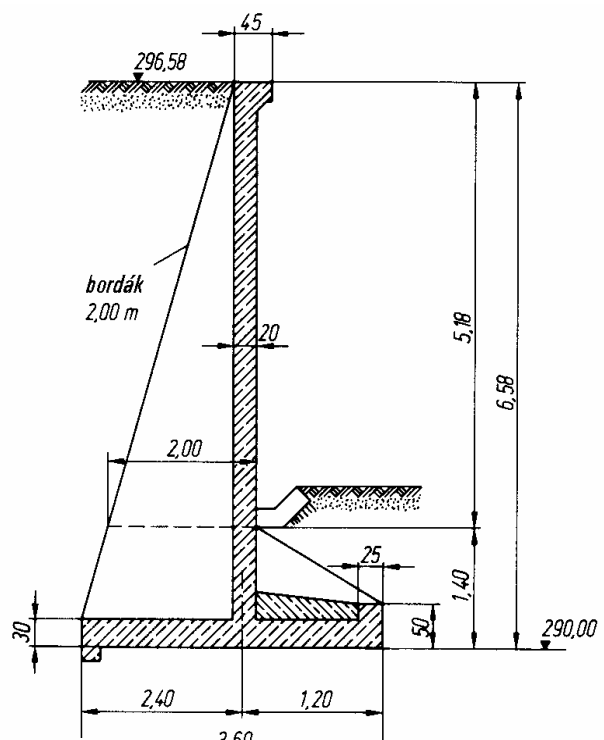
A **belső stabilitást**, hogy a fal, mint szerkezet elviseli a ráháruló igénybevételeket, viszonylag egyszerű igazolni. A vízszintes keresztmetszetek külpontos nyomóigénybevételt kapnak. Számítás nélkül is bizonyos, hogy akár betonról, akár kőfalról van szó, a nyomófeszültséget elbírják, a húzófeszültségeknek viszont alig állnak ellent. Ezért elég igazolni, hogy az eredő nem lép ki a keresztmetszetek belső magjából. Ezt külön általában csak a legalsó keresztmetszetre vonatkozóan mutatjuk ki, a feljebb lévőkre való teljesülését a 8.16. ábra szerinti alakokkal biztosítjuk.

Megjegyezzük, hogy súlytámfalakat ma már csak 2-3 m magasság esetén építenek, mert anyagfelhasználása gazdaságtalan, esztétikai megjelenését pedig csak a gondos élőmunkát igénylő kőburkolással lehet a mai követelményekhez igazítani.

Szögtámfalakat is régóta építenek, és ma már ezek inkább kiszorulóban vannak. Viszonylag **vékony, vasbeton** szerkezetek (8.19. ábra), melyek gyakorlatilag csak **töltések megtámasztására** épülnek. A stabilitásukat nagy részben a vízszintes talp fölé visszatöltött földtömeg súlya biztosítja. Merevítés céljából a függőleges és a vízszintes elemeket azokra merőleges bordákkal kapcsolják össze. Háttöltését szemcsés anyagból készítik, ezért vízteleltetésére elegendő egy perforált csövet a két falrész szegletébe fektetni, s annak esését, ill. szakaszosan a falon való átvezetését megoldani.

Tervezése két részből áll:

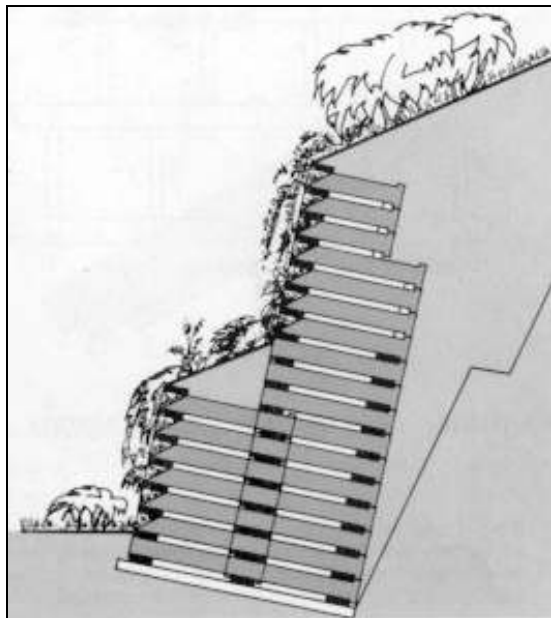
- a külső stabilitást úgy kell vizsgálni, hogy a falat és a ráépített földtömeget együtt egy súlytámfalnak tekintjük, amihez az ún. "helyettesítő hátlapot" a vízszintes falrész széléről indított függőleges vagy az ugyanonnan a függőleges falrész tetejéhez húzott ferde vonal (az ábrán a borda vonala) jelöli ki,
- a belső stabilitásvizsgálat a vasbeton falelemek vasalásának méretezéséből áll, amihez a falsíkokra ténylegesen ható nyomásokat számíthatjuk.



8.19. ábra. Példa vasbeton szögtámfalra.

8.3.2. Máglya- és gabionfalak

A **máglyafalak** különösen Ausztriában terjedtek el, de már idehaza is épült néhány ilyen fal. Nemcsak földmegtámasztó szerkezetként, hanem zajszigetelő falként is alkalmazzák őket. Elterjedésük fő oka környezetbarát, esztétikus megjelenésük, ami az utóbbi időkben nagy jelentőséget kapott, különösen a hegyvidéki tájakon (8.20. ábra).



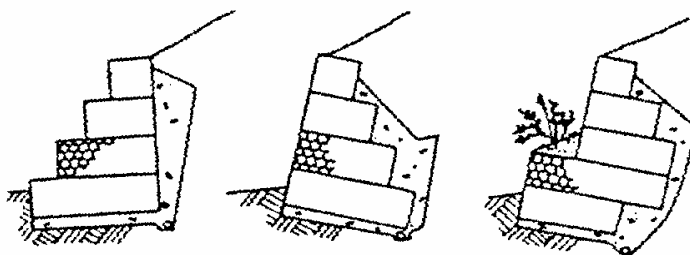
8.20. Máglyafal.

Előregyártott vasbeton (esetleg fa) **elemeket máglyaszerűen** raknak egymásra, és az elemeket csapolással vagy tüskézéssel kapcsolják össze. Az így kialakuló térbeli rácsszerkezetet belsejébe szemcsés földanyag kerül, illetve ennek elülső részébe **növényzetet telepítenek**. A terepadottságokhoz jól illeszthető, s ha magas fal szükséges, akkor két sorban is építhető. Kivitelezése rendkívül egyszerű, a háttöltést nem kell vízteleníteni, hiszen a szabad felületen a víz kiléphet.

Méretezésének az az **alapelve**, hogy a földdel kitöltött szerkezetet a külső stabilitásvizsgálat szempontjából egyetlen súlytámfalnak tekintik, a belső stabilitásvizsgálatnak pedig az elemek hajlítási vizsgálatára és a kapcsolatok ellenőrzésére kell kiterjednie. Ez utóbbi számításokban azt tételezik fel, hogy a háttöltés felől aktív, a belső földtömeg felől viszont silónyomás hat.

A **gabionfalak** esetében a fal tömegét **kőanyag** adja, azt **acélhálóból készült kosár** fogja össze (8.21. ábra). Egy-egy elem $\sim 1 \times 1 \times 2$ m nagyságú, s ezeket rakják egymásra. Az acélt horganyzással vagy műanyag-bevonattal védik a korrózióval szemben, és speciális kötés biztosítja, hogy a háló szemei ne tágulhassanak ki, nehogy a kőanyag kicsúszhasson. A kőanyag általában helyi anyag lehet, egyetlen kikötés: mállásra ne legyen hajlamos.

Ezzel is jól lehet alkalmazkodni a terepadottságokhoz, a megjelenése is előnyös, s a felülete ennek is "bezdíthető". A kész acélkosarak kereskedelmi termékként kaphatók, kőanyagként a helyre jellemző kőzeteket célszerű választani. Kivitelezése egyszerű, de munkaigényes, mert szép homlokfelület csak a kőanyag kézi elrendezésével biztosítható.



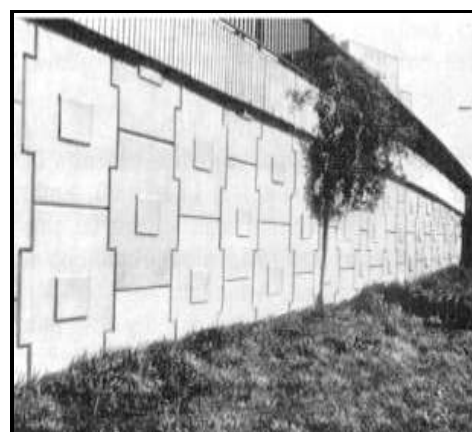
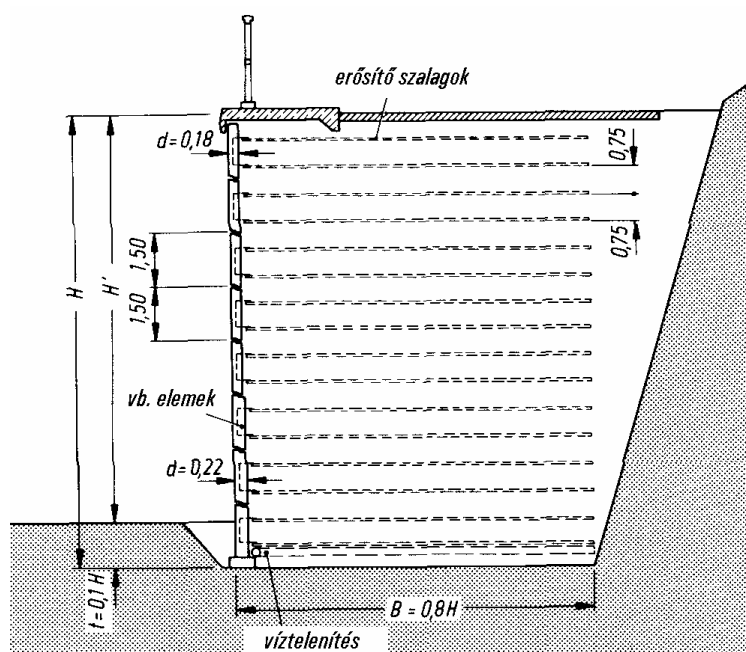
8.21. ábra. Gabionfalak.

Tervezése hasonló a máglyafalakéhoz, csak ez esetben a háló szakadását kell ellenőrizni a gyártók által közölt adatok alapján.

8.3.5. Vasalt-föld támfalak és szegezett falak

A **vasalt-föld támfalakat** töltések megtámasztására építik. Az elmúlt 20 évben rendkívüli mértékben elterjedtek, különösen mióta változatos és esztétikus homlokfelületeket alkottak. Legfőbb előnyük az olcsóság és az egyszerű kivitelezés. Előszeretettel alkalmazzák őket hídfőkben is, hazánkban főleg ez az alkalmazási mód jellemző.

A szerkezet lényegét a 8.22. ábra szemlélteti. A vékony 15-25 cm vastagságú **homlokfal** szinte mindig előregyártott vasbetonelem, bár próbálkoztak acélprofilal és ideiglenes jelleggel geotextíliával is. A vb. elemek általában kereszt alakúak, egymáshoz hornyolással és tüskézéssel is kapcsolódnak. Egy-egy elem hátlapjához a **talaj vasalásaként** általában négy db acél-, esetleg műanyag szalag csatlakozik, s ezek kötik be a falelemeket a háttöltésbe. (Szalagok helyett georács, esetleg geotextília is szóba jön.) A fal legkritikusabb eleme a szalagok korróziója, amit részben nagyobb vastagsággal, részben felületvédelemmel ellensúlyoznak. A **háttöltést** tömöríthető, szemcsés, mállásra nem hajlamos talajból kell készíteni. Építése egyszerű, a homlokfalat vályúszerű alapba állítják, majd megkezdődik a háttöltés építése, melyre a tervezett szinteken mindig lefektetik a szalagokat és végüket általában csavarosan a falelemekhez kapcsolják.



8.22. ábra
Vasalt-föld támfalak.

A jól tervezett szerkezet üzemi állapotban egy vasbeton testhez hasonlóan, összefüggő **tömbként viselkedik**. A vasalás a háttöltést húzóerő felvételére is képessé teszi, a homlokfalra kicsi nyomások hatnak. A föld és a szalagok együttlőzését a köztük fellépő súrlódás biztosítja. Határállapotként azt szokás feltételezni, hogy a homlokfalra (vízszintes) aktív nyomás hat, s azt a szalagok ellensúlyozzák. E húzott elemek az aktív állapot csúszólapja mögé nyúló szakaszon horgonyzódnak le, s a háttöltés e részére adják át a töltés elülső szakaszából ható erőket.

Méretezése - mint a többi falé - két részből áll. A külső stabilitásvizsgálatot úgy végezzük el, hogy a szalagok végénél veszünk fel egy „helyettesítő” hátlapot, és az így lehatárolható együttlőző földtömegről mutatjuk ki, hogy az súlytámfalként megfelel. A belső stabilitásvizsgálat során azt kell kimutatni, hogy a húzott elemek egyenként és együtt is képesek a húzóerő felvételére, nem szakadnak el, és nem szakadnak ki a talajból. (Ekkor a támfalhátlap a homlokfal hátlapja, és a lehorgonyzó szakasz a csúszólap mögé eső szalagszakasz.) A közös tönkremenettel szemben nagyobb biztonságot várunk el, mint a szalagok egyenkénti károsodásával szemben. A rendszer tervezésekor a homlokelemeket, mint vasbetonszerkezeteket és a falszalag kapcsolatokat általában úgy méretezik, hogy a teherbírásuk mindig nagyobb legyen, mint a szalagoké. A falelemek kapcsolatát pedig úgy kell tervezni, hogy az kizárja a progresszív tönkremenetel lehetőségét.

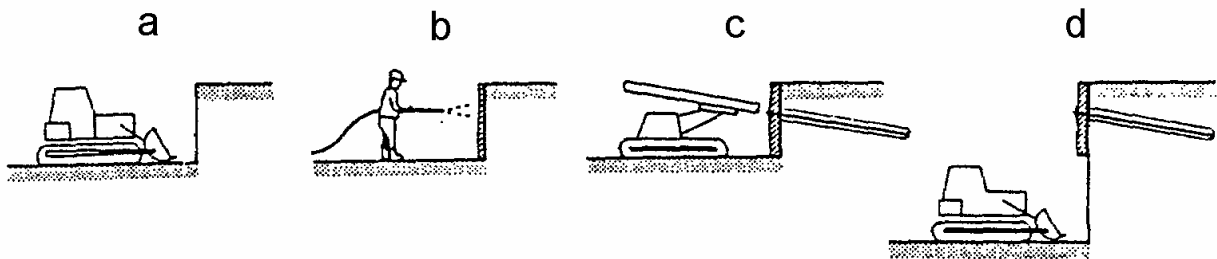
A **szegezett falak** a vasalt-földfalak "testvérei", de míg az előbbiek töltések, ezek bevágások megtámasztására szolgálnak.

Szerkezeti kialakítása és alkalmazási köre többféle lehet:

- önmagában, a kötött talaj burkolófal nélkül is erősíthető szegekkel, s az így létrejövő együttműködő, súlytámfalszerű földtömegeggyel munkagödörket lehet ideiglenesen, vagy részüket véglegesen stabilizálni,
- lövellt betonzárással kombinálva elsősorban munkagödör határolására használják, ahol a beton a talaj kipergését és kiszáradást is megakadályozva biztosítja ideiglenesen a földfalat,
- lövellt betonnal kombináltan végleges falként csak valamilyen esztétikai célú burkolással (pl. vékony máglyafallal) épülhet, mert a lött betonfal képe zavaró,
- esetleg monolit betonfallal is kombinálható végleges falként, ekkor előlről zsaluznak,
- végleges falként a leggyakoribb az előre gyártott vb. elemekkel való építés, ahol is a talajtól függően zártan vagy hézagosan fektetik a kissé ferde falra az elemeket.

Technológiáját a leggyakoribb lövellt betonos eljárás esetére a **8.23. ábra** mutatja. A munkafolyamat lépései:

- a) szakaszos földkiemelés mélyásó kotróval,
- b) a földfalra egy- (esetleg két-) soros acélhálót fektetnek és azt száraz v. nedves lött betonos eljárással, 5-20 cm vastag betonréteggel vonják be,
- c) ~1,0 m-enként a falmagasság kb. 60 %-ának megfelelő mélységig ~ ϕ 32 mm betonacélokat vernek be a talajba, vagy fűrt lyukba cementlével kötik be őket,
- d) megkezdik az újabb lépcső mélyítését.



8.23. ábra. Szegezett, lött-betonos talajtámfal.

A talajból a fal felé szivárgó vizek levezetésére a lött beton alá gyakran textíliát is fektetnek (**8.24. ábra**), vagy 2...4 m-es rászterben 1..2 m hosszú közel vízszintes furatokat készítenek, azokba drén-csőveket helyeznek s átvezetik őket a falon.

E fal legfőbb értéke, hogy egyszerre csak kicsi földtömeg marad megtámasztatlanul, de előnyös az is, hogy rugalmasan, könnyen módosítható, egyszerűen s viszonylag olcsón kivitelezhető.

Mechanikai viselkedése és tervezése a vasaltföld támfallal lényegében azonos, de az építés közbeni állapotokat is ellenőrizni kell.

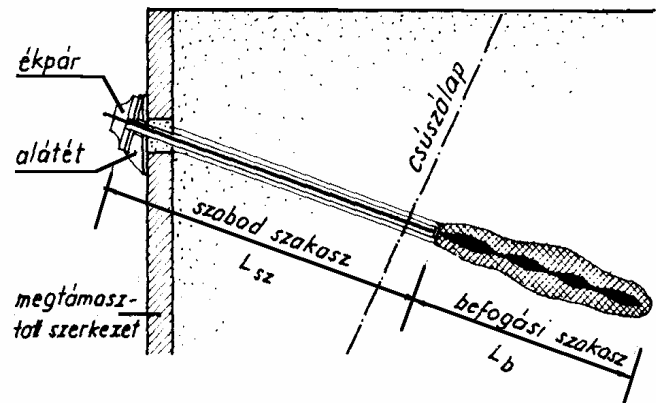


8.24. ábra. Talajszegezés a lött beton alá fektetett textíliával fedett földfalon

8.4. Horgonyzott földmegtámasztó szerkezetek

A horgonyzott szerkezetek működési elvének az a lényege, hogy horgonyokkal az aktív csúszólap mögötti talajzónára hártjuk a megtámasztó falra ható földnyomást. A horgonyzás alapvetően különbözik tehát a talajvasalástól és a talajszegezéstől, mert a horgonyok (8.25. ábra)

- első szakasza nem érintkezik a talajjal, ott a talaj együttdolgoztatásáról tehát nincs szó,
- mérete jóval nagyobb, 12-20 m hossz és 10-20 cm átmérő a jellemző,
- teherbírása is közel egy nagyságrenddel nagyobb,
- általában előfeszítik, így nemcsak a talajmozgások után kezdenek dolgozni.



8.25. ábra. Horgonyzott szerkezet részei.

8.4.1. Horgonyzott szerkezetek típusai, alkalmazási körük, tervezésük

Régebben a megtámasztott szerkezettől elég távol lemélyített, párhuzamos falhoz, horgonylaphoz, cölöpökhöz rögzítették a horgonyokat. Ezek a változatok ma már egyre ritkábbak, mert drágák, az építési területtől távolabb levő területek igénybevételét is megkívnák, és a horgonyok helyzetét is megkötik, mert a felszínről építve túlságosan mélyre nem vihetők. Néha azért még alkalmazzák az ilyeneket partfalakhoz, főleg ha mögéjük magasabb feltöltés készül.

Újabban szinte kizárólagosan **fúrt, injektált, előfeszített horgonyokat** készítenek. Van ideiglenes, vagyis 2 évnél rövidebb ideig használt, illetve tartós változatuk. A kettő elsősorban abban különbözik, hogy tartós horgonyt fokozott korrózióvédelemmel kell ellátni.

A horgonyzott falszerkezet alapvetően kétféle lehet.

a) A **befogott falak** (berlini-, rés-, szád-, cölöpfal) esetében a horgonyok támasz helyett készülnek, egy vagy több sorban, és a befogással együtt biztosítják a fal egyensúlyát. A fal és a horgony közti erőátadást vagy úgy oldják meg, hogy

- kellően sűrű horgonykiosztással, kisebb horgonyerőkkel dolgoznak és így a fal külön erősítése nem szükséges,
- a horgonyt a falra kívülről támaszkodó hevederhez, esetleg a falon belüli rejtett bordához rögzítik (8.26. ábra).



8.26. ábra. Kihorgonyzott berlini dúcolat U-tartókból és acél szádlemezekkel.

b) A horgonyerőt **előregyártott elemekkel** adják át a talajra, és egy-egy horgony a teherközvetítő elemmel önálló egységet képez. Az elemek lehetnek

- lapos négyszög alakú elemek, zártan vagy hézagosan elhelyezve (**8.27. ábra**);
- gerendák, függőleges bordaként vagy vízszintesen a felszínre fektetve (esetleg ilyenkor közéjük lött beton, vagy előttük burkolófal készülhet).

Az alkalmazási területek közül hármat érdemes kiemelni.

a) **Munkagödrök megtámasztásakor** a belső támaszok helyett alkalmazzák, mert így teljesen szabad marad a munkatér. Ha van szomszédos épület, akkor különösen előnyös, hogy az előfeszítéssel minimalizálható a falmozgás, ezzel elkerülhetők az épületkárok. Elsősorban szemcsés talajba célszerű bekötni, mert abban nagyobb horgonyerő biztosítható.



8.27. Elemes horgonyfal.

b) **Lejtőstabilizáló támszerkezetként** alkalmazva felülről, lépcsőkben bontható ki a föld, így építés közben sincs magas szabad földfal. Emellett előny, hogy a változókéony földterhekhez és geometriai adottságokhoz rugalmasan módosítható szerkezet alakítható ki és ellenőrizhető a horgonyerő. Főleg szilárd kőzet feletti lejtőtörmelék "megfogására" alkalmazzák, mert a horgony a kőzetbe beköthető, s így nagy horgonyerő érhető el.

c) **Meglévő szerkezetek erősítésére** is jól használhatók a horgonyok. Elsősorban régi támszerkezetek (part-, tám-, várfalak) erősítésére kisebb kiegészítő elemekkel, de pl. épületalapok aláfalazásakor is célszerű lehet ezekkel felvenni a vízszintes épületterheket.

A horgonyzott szerkezetek tervezésekor a felveendő horgonyerőből kell kiindulni, melyet a horgonyzott fal statikájából vagy a lejtőállékonyság vizsgálata alapján lehet meghatározni. A méretezés során biztosítani kell, hogy

- a horgonyszár a húzóerő felvételére képes legyen, ehhez az acélszerkezeti szabványok alapján kell meghatározni a keresztmetszetét,
- a befogási szakaszon a horgonyerő átadódhasson a talajra, ehhez ennek hosszát kell felvenni a tapasztalati fajlagos ellenállásadatok alapján,
- a teljes (fal-horgony) rendszer (külső) stabilitása meglegyen, amihez a teljes horgonyhosszat kell megfelelő hosszúságúra választani (l. 8.15. ábra)

8.4.2. Fúrt, injektált, előfeszített talajhorgonyok

Az ilyen horgonyok a **következő szerkezeti részekből** állnak.

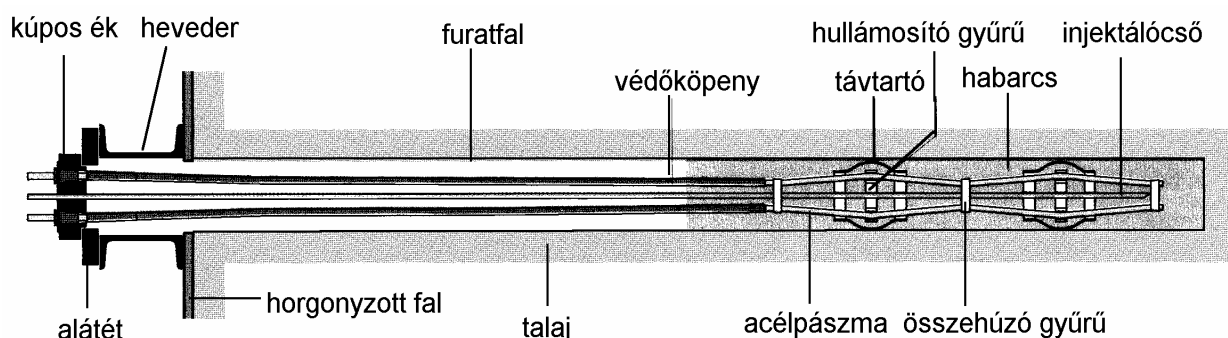
a) **A horgonyfej** feladata a fal és a szár közötti kapcsolat biztosítása. A falra egy alátét fekszik fel, melynek külső lapja megfelel a horgonyok irányának. Ehhez a horgonyszárat csavarral vagy kúpos ékkel rögzítik. Előfeszítés esetén inkább az utóbbi szokásos. Pásmás horgonyszárat egyenként és együtt is lehet rögzíteni. Tartós horgonynál ezeket az elemeket védősapka fedi, melynek belső terét korrózióvédő anyaggal töltik fel.

b) **A horgonyszár** közvetíti az erőt a fej és az injektált test között. Készülhet egyszerű betonacélból, de inkább a nagyszilárdságú Dywidag-rúdak vagy az acélpásmák használata-

tosak. A szabad hosszon védőcsőben van, s a cső és a szár közötti teret korrózióvédő anyag tölti ki. A befogási szakaszon távtartók biztosítják, hogy a szárat a cementhabarcs mindenütt körbe vegye. Ugyanitt gyűrűkkel hullámosítják is a szárat, mert ezzel növelhető a horgony ellenállása.

c) **Az injektált test** feladata az erő közvetítése a horgonyszárról a talajra. Az injektálás a szár mellett végigfutó mandzsettás injektálócsővön keresztül történik. A nagy nyomással bejutó cementhabarcs a szemcsés talajokba behatol, míg a kötött talajokba csak befekszik. Ennek megfelelően a szemcsés talajokban jóval nagyobb lehet a horgonyteherbírási.

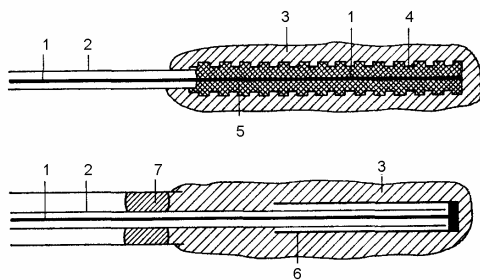
Az ideiglenes horgonyoknál (8.28. ábra) a húzóerő átadása az injektált test elejétől indul és a köpeny, ill. a talaj közt ébredő nyíróerők csökkentik le, a horgony végső szakaszán üzemi állapotban esetleg nincs is erő. Így az injektált testben húzás keletkezik, ezért berepedezik, kellő védelem híján az acél korrodálhat.



8.28. Ideiglenes, pászmás, fűrt, injektált, feszített horgony.

A tartós horgonyokat ezért valamelyest másként alakítják ki (8.29. ábra).

a) **A nyomócsöves szerkezetben** a horgonyszár az injektált testen belül sem érintkezik a cementtel, egy csőben halad. A cső az injektált test végétől adja át a húzóerőt a testre, s az erő a testben a köpeny-ellenállás révén a horgonyfej irányában csökken. Így az injektált test nyomott lesz nem repedezik be, a nyomott cső és benne a szár sem korrodálhat.



- 1 horgonyszár
- 2 műanyagcső
- 3 injektált test
- 4 bordás PVC-cső
- 5 belső cementkitöltés
- 6 acélső
- 7 zárótest

8.29. ábra. Hullám- és nyomócsöves tartós horgonyok kialakítása.

b) **A hullámcsöves szerkezetben** a horgonyszár egy hullámos PVC-csőben van, s az injektált test e csővön kívül készül. A cső és a szár közötti tér is ki van öntve cementhabarccsal, ami biztosítja az erőátadást a szár és a cső között. A horgonyszár így többszörös védelmet kap a korrózióval szemben.

A horgonyzás **technológiai lépéseit a 8.30. ábra** mutatja be.

a) A fúrás során a fúrószárat és -fejet általában ütve-forgatva hajtják le, de használnak végtelen spirált is. A furatot a talajtípustól függően bélésűvel vagy fúróiszappal (esetleg cementlével) támasztják meg. A furadékot a fúróiszap vagy víz vagy levegő hozza ki.

b) A horgony bevezetésével együtt cementhabarccsal kell kitölteni a furat befogási szakaszát. Bélésűcsővezetés esetén a horgony a bélésűcsőbe kerül és ezután a bélésűcsővön át, annak visszahúzása közben, nyomás alatt történik a kitöltés. Bélésűcső nélküli furatban a fúrás végén a vízzel, cementlével vagy levegővel kitisztított furatot gravitációsan töltik fel cementhabarccsal, s a horgonyszárat előtte vagy utána is behelyezhetik.

c) A befogási szakaszt a fúrószár mellett bevezetett injektáló csövön keresztül nagy nyomáson injektálják, szükség esetén több lépcsőben is, mindig a megfelelő nyomásemelkedésig érve.

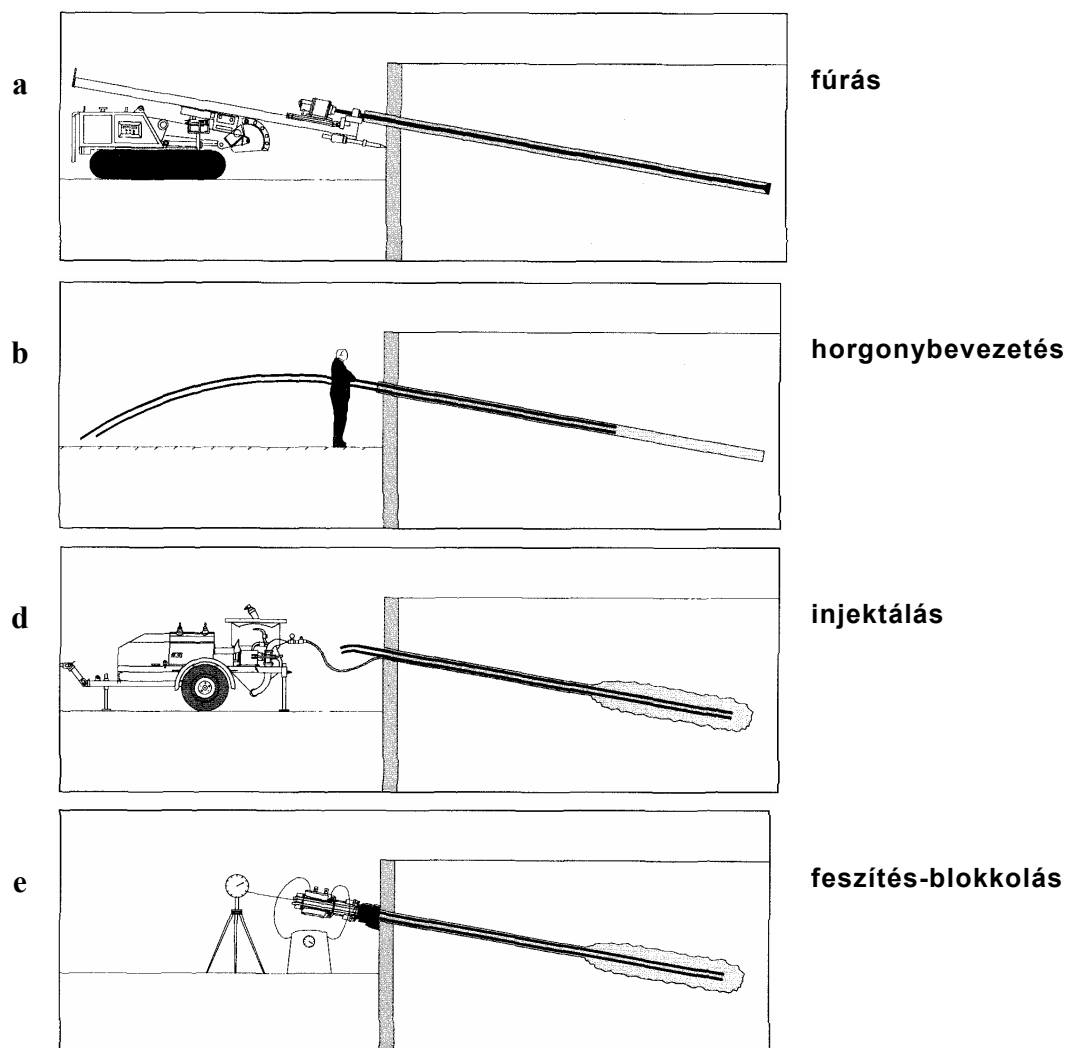
d) A horgony feszítése tulajdonképpen próbaterhelés, általában a tervezett erő 10-25 %-val feszítik meg a horgonyokat, majd kissé visszengedve blokkolják őket.

A teherbírás szempontjából nagyon fontos, hogy

- a fúróiszapot gondosan cseréljék ki cementhabarcsra, mert a benmaradó bentonitos fúróiszap csökkentené a nyírési ellenállást,
- az injektálás megfelelően befeszítse a befogási szakaszt a talajba.

A horgonyzási munkák egy vagy több ún. alkalmassági próbahorgonyzással kezdődnek, melynek révén megállapítják, pontosítják, hogy az adott talajban a kívánatos horgonyerő milyen technológiával érhető el. Ezek során a tervezett horgonyerő kb. másfélszereséig feszítik a horgonyokat. Az egyes horgony feszítése tulajdonképpen szintén próbaterhelésnek tekinthető, ezzel mindegyik horgony teherbírása ellenőrizhető.

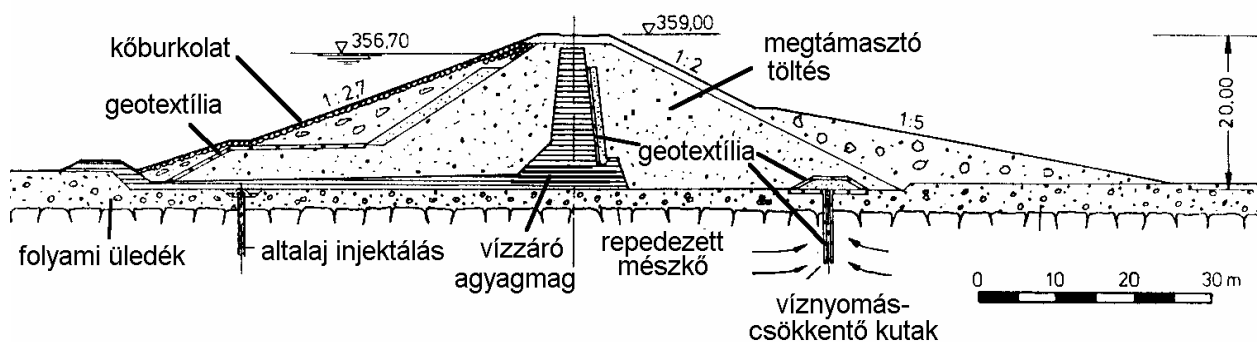
A horgonyerőt építés közben és után is indokolt ellenőrizni, mivel az a földkiemelések, illetve egyéb hatások (terhek, hőmérséklet, ernyedés, stb.) következtében változhat. Szükség esetén póthorgonyokat kell beépíteni, ami viszonylag könnyen megoldható, s ez a horgonyozott szerkezetek egyik nagy előnye.



8.30. ábra. A horgonyok készítésének munkafázisai.

9. Földművek, földmunkák

A természetes terep célirányos átalakítására régóta épülnek **földből töltések, gátak**, ill. mélyítünk a felszín alá **bevágásokat, gödröket, árkokat**. A földmunka ősi tevékenység, a földanyag a legtöbbet használt építőanyag. Ma hatalmas földműveket építenek, egyrészt mert az igények (pl. az utak vonalvezetése) megkívánják, másrészt, mert a gépesítés fejlődése lehetővé teszi. A nagy földművek viszont veszélyeztethetik a környezetet (pl. állatok szegregációja), ezért megfelelő védelmi műveket (pl. vadátvezetőket) is kell építeni. Nehezíti a földműépítést az is, hogy mind gyakrabban kell kedvezőtlen adottságú területeken (pl. puha altalajon) építeni, mert azok maradtak - éppen rossz adottságaik miatt - beépítetlenül, ill. műveletlenül. Ezért a földmunkákhoz ma gyakran kapcsolódik az előbbieken tárgyalt földmegtámasztó szerkezetek építése, ill. az altalaj következőkben tárgyalandó javítása, s gyakori az is, hogy a töltések földanyagát is megerősítik (pl. műanyagráccsal). Így a földművek mind komplexebb mérnöki szerkezetekké válnak, s akként is kell tervezni és építeni őket. Példaként a **9.1. ábra** egy közelmúltban épült árvédelmi töltést mutat.



9.1. ábra. Egy korszerű földgát mintakeresztmetszelve.

9.1. Alapismeretek

9.1.1. A földművek fajtái és a földmunkák elemei

Földművet sokféle célból kell építeni, s bár sok bennük a közös, a **funkció** meghatározó a földművel szemben támasztott igények tekintetében. A következő rendeltetések ismertek:

- közlekedési pálya: út, vasút, repülőtér,
- vízepítési földmű: gát, csatorna, árok, tározó, folyószabályozás, partrendezés,
- felszín alatti munkatér (gödör, árok) épületalozás, műtárgy, közmű részére,
- területrendezés: terepfeltöltés, tereprendezés, földalatti terek kialakítása,
- bányászat: anyagnyerőhely, külfejtés,
- hulladéklerakás: lerakók, szeméttelpek, meddőhányók (**9.2. ábra**).

A **terephez viszonyított helyzet** a végzendő tevékenység és a szükséges gépi eszközök miatt lényeges. Megkülönböztethetjük:

- a töltéseket,
- a bevágásokat (gödröket),
- a egyes szelvényeket és
- a terepengetést.



9.2. ábra. Hulladéklerakó szigetelő aljzatának építése geoműanyagok alkalmazásával.

A helyszínrajzi kiterjedés szerint

- pontszerű,
- vonalas,
- területi (széles)

földmunkát szokás megkülönböztetni, aminek jelentősége az építésszervezés és a költségelés szempontjából van.

A **9.3. ábra** néhány földművel kapcsolatos fogalmat értelmez.

A **földmunkák** következő munkatípusai különíthetők el:

- az előkészítő munkák,
- a fő munkák,
- a speciális munkák,
- az utómunkák.

Az **előkészítő munkák** elsősorban

- a geodéziai munkák (kitűzés, kibiztosítás, folyamatos ellenőrzés),
- a növényzet eltávolítása (humuszleszedés, bozót- és fakitermelés),
- egyéb terepelőkészítés (épületbontás, egyéb akadályok eltávolítása, közműkiváltás, régészeti feltárás),
- felvonulás (géptelep, raktárterület berendezése, felvonulási utak építése)

A **főmunkák** teszik ki a munka meghatározó részét, s egy-egy feladatnál valamelyik biztosan, de a legtöbbször mindegyik előfordul. Ide tartoznak:

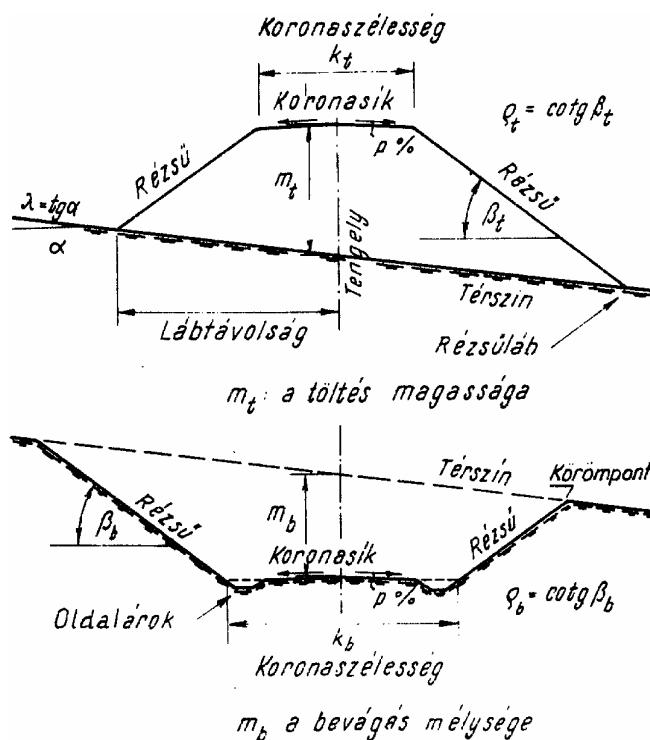
- a fejtés-felrakás bevágásokban, csatornáknban, gödrökben, anyagnyerőkben,
- a földszállítás az építés helyén, illetve (szállító) utakon,
- a beépítés, mely az elterítésből, a tömörítésből és a felületalakításból áll.

A **speciális munkák** egy része nem minden esetben jelentkezik, volumenben kisebbek, viszont általában több szaktudást igényelnek. Időben - a munka céljától függően - a főmunkák előtt, után és közben is készülhetnek. Ide sorolhatjuk:

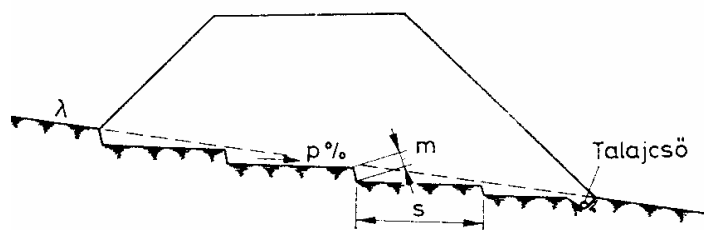
a) a **töltésalapozást**, melyre szükség lehet

- lejtős terepen (fogazással vagy lépcsőzéssel) a lecsúszás megakadályozása végett (l. **9.4. ábra**),

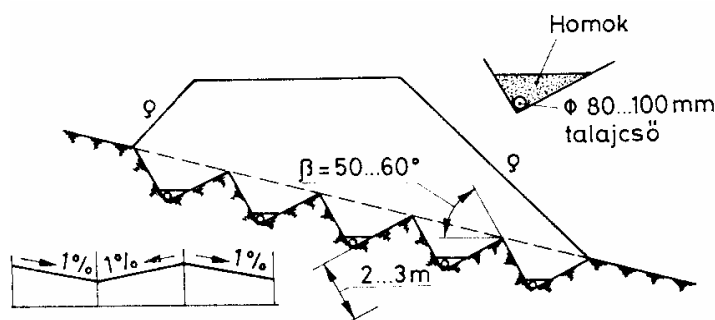
- gyenge altalajon a süllyedés, annak elhúzóódása, ill. alaptörés ellen, ami talajcserével, előzetes talajjavítással (10. fej.), a töltésszerkezet ésszerűsítésével (kedvezőbb geometria és méret, könnyű anyag, talperősítés geoműanyaggal), előnyös építésszervezéssel (lépcsős építés, magassági túltöltés) oldható meg,



9.3. ábra. Földművekkel kapcsolatos fogalmak



lépcsőzés $0,1 < \lambda < 0,25$ terephajlás esetén



fogazás $\lambda > 0,25$ terephajlás esetén

9.4. ábra. Töltésalapozás lejtős terepen.

b) a víztelenítést, mely

- a felszín alatti vizek szivárgókkal, tárókkal, drénekkal, kutakkal, furatokkal történő elvezetését, nyomáscsökkentését szolgálhatják (l. 10. fejezet),
- a felszíni vizek árkok, folyókák, surrantók, átereszek segítségével való elvezetését jelenti (10. fejezet);

c) a lejtőstabilizálások támszerkezetekkel való biztosítását (l. 8. pont).

Az utómunkák a földművek végleges képe és fenntartása miatt fontosak. A feladatok:

- felületrendezés a rézsún, a padkán és a tükörben,
- burkolások növényzettel, textíliával, fóliával, kőszórással vagy betonburkolattal,
- átadás-átvétel mennyiségfelvétellel és minősítéssel, esetleg pótlásokkal és javítással.

9.1.2. A földművek tervezésének szempontjai, követelményei

Elsődleges a **funkcionális igények teljesítése**, annak biztosítása, hogy a földmű alkalmas legyen arra a speciális célra, amelyért épül. Így pl. egy vasúti pálya földművét alapvetően a vonalvezetési igények szabják meg, ezért ma már a pálya szinte „elszakad” a tereptől. A technikai lehetőségek ugyanis már szinte bármilyen földmű építését lehetővé teszik, ill. ha kell alagútba, vagy hidra kerül a pálya. Hasonlóan: pl. egy csatorna méretét, alakját a hidraulikai szempontok szerint vesszük fel, egy munkagödör esetében pedig meghatározó a belé kerülő műtárgy mérete.

Míg a **kivitelezhetőség** szempontja általában kevésbé korlátoz, a **tartósságra és a fenntarthatóságra**, a romlások elkerülésére, az erősítés lehetőségére már az építéskor is gondot kell fordítani, mert a földművek karbantartása, javítása általában nehézkes, költséges, sok élömunkát igényel.

A földtani adottságok meghatározók lehetnek. Főként a következőkre kell koncentrálni:

- terepadottságok: lejtőhajlások, járhatóság,
- talajadottságok: rétegződés, talajmechanikai jellemzők, beépíthetőség,
- felszíni vizek: lefolyó csapadék, megközelített élővizek,
- felszín alatti vizek: szintjeik, mozgásaik.

A környezeti szempontok jelentősége ma egyre fontosabb. A lakosság a földművek létesítésére nagy figyelmet fordít, mivel azok a természet átalakításának egyik legszembeötlőbb, bár aligha a legveszélyesebb formái, és mindenféle építési tevékenység első fázisát is jelentik, amikor a környezetvédelmi kérdések még gyakran nem tisztázódnak megnyugtató módon. Az előbb említett földtani adottságok környezetvédelmi vonatkozásain túl a következőkre kell az gondolni:

- a területhasználat: a táj, a mezőgazdaság védelme, a felhagyott helyek rekultivációja,
- a növényzet védelme: a fák mentése, humuszhasznosítás, növénytelepítés,
- az állatok védelme: a földmű elkerítése, a vadátvezetés lehetőségének megteremtése,
- az épített környezet védelme: szomszédos építmények megóvása.

A földművek valójában teherviselő mérnöki szerkezetek is, csak anyaguk sajátos. Ennek megfelelően általában a következő **statikai és hidraulikai követelmények** teljesítésével kell tervezni őket:

- az állékonyság biztosítása: a töltés- vagy bevágási rézsűk csúszásának elkerülése, a töltések terepen való lecsúszásának kizárása, a töltések alatti alaptörés megakadályozása,
- a mozgások korlátozása: a töltéssüllyedések nagyságának és időbeli alakulásának, valamint elsősorban a munkagödörök oldalirányú mozgásainak elfogadható szinten tartása,
- a földműfelszín teherbírásának biztosítása: az utak és vasutak alépitményének megfelelő rugalmassági (E_2) modulusának szavatolása,
- a kívánatos áteresztőképesség biztosítása: víztelenítő berendezésekben, árvédelmi gátakban, hulladéklerakókban, stb.

A nagyobb földmunkák általában rendkívül költségesek, s miközben általában nem maga a földmű nyújtja a használati értéket, károsodása veszélyezteti az egész mű használatát. Ezért mindig alapos elemzést kíván a **kivitelezés gazdaságossága**. Elsősorban a következőkre kell gondot fordítani:

- az anyagnyerés lehetősége (megfelelő anyag a bevágásból, anyagnyerőből, esetleg javítással meddőkből, hulladékokból, stb.),
- az alkalmazható gépek, technológiák (a feladat jellege, volumene, a helyi adottságok alapján optimálisan összeállított gépláncok alkalmazása, próba után, üzemszerűen),
- munkaszervezés (az időjárás, a határidő, a kapacitás, a finanszírozás összehangolása),
- minőségbiztosítás (előzetes terv alapján, megfelelő vizsgálatokkal, hiteles tanúsítással, szakértői értékeléssel, hosszútávú monitoringgal).

A földművek gazdaságosságát általában önmagában nem lehet értékelni, mert a haszon a funkcióból eredő használatból származik. Ezért inkább csak a területfoglalás, építés, fenntartás költségeit lehet külön számba venni.

A **földművek tervrajzai** a töltések és a bevágások geometriáját felülnézettel és metszetekkel ábrázolják. A felülnézetet helyszínrajznak hívjuk, míg a vonalas földművek esetében a tengelyvonalban felvett metszetet hossz-szelvénynek, a tengelyre merőleges szelvényt kereszt-szelvénynek nevezik. A szerkezeti megoldások részleteit mintakereszt-szelvények mutatják (l. pl. 9.1. ábra). A földművek speciális elemeire külön tervet célszerű készíteni, így például a töltésalapozásokra, a támszerkezetekre és a víztelenítésre. A földművek kritikus része a hidakhoz csatlakozó szakaszuk (hát- és előtöltés), ezek geotechnikai tervét a híd tervének részeként célszerű kiadni. A tervezés bizonyos részletei csak a kivitelezés kezdetén véglegesíthetők, így a földművek anyagának megválasztása, az építési technológiák, minőségellenőrzési műveletek, töltésalapozási módszerek. Ezek meghatározásához érdemes próbabeépítéseket végezni.

9.2. A földművek anyaga

9.2.1. A földanyagok elvárt jellemzői

A földművek anyaga bevágásból vagy anyagnyerőből eredhet. Általában törekedni kell arra, hogy a **bevágásokból** kitermelt anyagokat építsük be, ezért a bevágásokat ebből a szempontból is vizsgáljuk, a beépíthetőségüket kizáró tulajdonságokat ellenőrizzük. Ha a bevágások nem biztosítanak elegendő megfelelő anyagot, akkor **anyagnyerőhelyeket** nyitunk. Ilyenkor már inkább az a vizsgálat célja, hogy optimális tulajdonságú anyagot találjunk, de a választáskor természetesen a szállítási költségeket is figyelembe kell venni.

A földműépítés szempontjából a következő tulajdonságokat kell vizsgálni.

A **talajösszetétel állandósága** fontos, hogy később se következzenek be a földmű viselkedését kedvezőtlenül befolyásoló változások. Elvárjuk, hogy az anyag

- **mállásra** ne legyen hajlamos és
- **szerves-anyag** tartalma kicsi legyen

A **talajállapot állandóságát** is biztosítani kell, mert hiába építenénk be kedvező tömörségűre, szilárdságúra, stb. a talajt, ha annak állapota a külső hatásokra idővel romolhat. Kedvezőtlen tulajdonságok ilyen szempontból:

- a **duzzadás** (a vízfelvétel miatti tömörségcsökkenés) a kövér agyagok esetében akkora, lehet, hogy még a magas töltések aljába való beépítésük is kritikus lehet, a közepes agyagok viszont általában már csak a felső 1 m-ben duzzadhatnak, s az a "nedves oldali" tömörítés után (l. Proctor-görbe) kisebb;

- a **víz- és erózióérzékenység** a finom homokokra és iszapokra jellemző, víz hatására erodálódhatnak és folyósodhatnak, ami ellen a jó tömörség és a lefolyást biztosító felület elegendő védelmet nyújt, beépítésüket tehát nem kell kizárni, csak gondosságot kívánnak;
- a **fagyveszélyesség** szintén főleg a finom homok és az iszap, kevésbé az agyag talajokra jellemző, ezért ezek nem kerülhetnek a felső 50 cm-be, illetve föléjük szemcsés fagyvédőréteg kell.

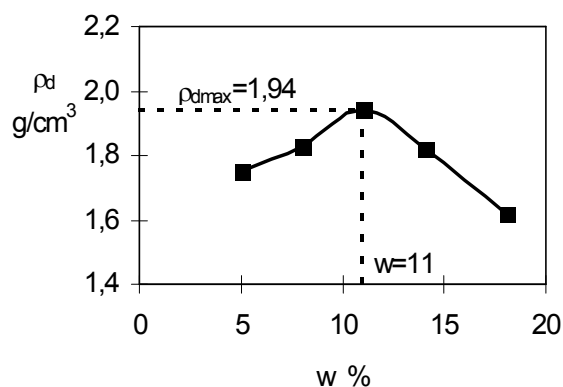
Az építési szempontok elbírálása a rendelkezésre álló eszközök és a költségek miatt fontos, mert bár szinte minden talaj alkalmas lehet, de esetleg csak különleges eljárásokkal, illetve kiegészítő anyagokkal. Értékelendő

- a terep, a feltalaj **járhatósága**, melyre az úttervezés 4 kategóriát azonosít,
- a **fejthetőség**, melynek elbírálására hazánkban fejtési osztályokba (I-VII-ig) soroljuk a talajokat a kézi megmunkálhatóság alapján,
- a **tömöríthetőség** jelentősége nyilvánvaló, ennek elbírálására pl. az útépítésben egy szabványosított tömörítési osztályozási rendszer használatos, általánosságban a következők vehetők figyelembe:
 - **kötött talajok** esetében követelmény, hogy $\rho_{dmax} > 1,55 \text{ g/cm}^3$ legyen, tömörítésük, $8 < I_C < 1,5$ esetén lehetséges, míg $I_p > 30\%$ esetén kezelés nélkül általában már nehéz,
 - **szemcsés talajok** esetében $\rho_{dmax} > 1,75 \text{ g/cm}^3$ legyen, tömörítésük $3 < C_u < 7$ esetén lehetséges, de nehéz, $C_u < 3$ esetén pedig kezelés nélkül általában lehetetlen.

Az alkalmasság elbírálásához általában az alábbi **vizsgálatokat** kell elvégezni:

- azonosító (szemeloszlási, plaszticitási) vizsgálatok,
- víztartalom meghatározása (főleg kötött talaj esetén),
- Proctor-vizsgálat (tömöríthetőség, ρ_{dmax}),
- célvizsgálatok a földmű funkciójától függően (CBR, k, ϕ , c, E_2 , stb.).

A már korábban megismertek mellett a **Proctor-vizsgálatot (9.5. ábra)** kifejezetten a földműépítéshez fejlesztették ki. Lényege a következő. A vizsgálandó talaj öt, különböző víztartalmú mintáját meghatározott ütőmunkájú döngöléssel adott méretű hengerbe tömörítjük. Megmérjük a minták száraz térfogatsűrűségét és ábrázoljuk az összetartozó $w \dots \rho_d$ pontokat. Az így nyert pontokat összekötő ún. Proctor-görbéről leolvasható az elérhető legnagyobb száraz térfogatsűrűség, a már említett ρ_{dmax} -érték, mely egyrészt tájékoztat a tömöríthetőségről, másrészt viszonyítási alap a tömörség megítéléséhez. (Fontos tudni, hogy a nemzetközi gyakorlatban általában az ún. eredeti Proctor-eljárást használják, melynek ütőmunkája $0,6 \text{ MJ/m}^3$. Nálunk és néhány más országban viszont inkább a $2,65 \text{ MJ/m}^3$ munkával dolgozó, ún. módosított eljárás a szokásos. A tömörség előírásakor és ellenőrzésekor egyértelművé kell tenni, hogy melyik szerint kell minősíteni, mert talajfajától függően 5-10 %-kal nagyobb ρ_{dmax} -értéket eredményez a nagyobb ütőmunka.)



9.5. ábra. Proctor-vizsgálat eredménye.

Az említett **CBR- és E_2 -vizsgálatok a teherbírásról** tájékoztatnak. Az első esetben az a Proctor-tömörítéssel készített mintákba egy terhelő berendezéssel egy dugattyút nyomunk, s mérjük az összetartozó erőt és benyomódást. A CBR-értékkel az így nyert adatok alapján egy etalonhoz (egy makadámút teherbírásához) viszonyítjuk a talaj teherbírását. Az E_2 -érték terepi méréssel (l. 9.20. ábra) megállapított erő...süllyedés görbéből számított rugalmassági modulus. A két jellemző között egyébként a tapasztalatok szerint az $E_2 = 10 \cdot \text{CBR}^{2/3}$ összefüggés van, melyben az E_2 MN/m²-ben, a CBR-szám %-ban értendő.

9.2.2. Egyéb anyagok

Mint említettük, a földműépítések során ma már sokféle ok miatt sokféle anyagot használnak. Részletesebb magyarázat nélkül tekintsük át, milyen anyagok és milyen céllal jöhetnek szóba.

Bányatermékek közül a **kavicsok és kőanyagok** beépítése lehet indokolt. A bányakavicsokat elsősorban a közlekedési pályák földműveinek felső részébe célszerű beépíteni, mert ellenőrzött szemcseösszetételük teherbírasi és fagyvédelmi szempontból is garanciát jelenthet. A kevésbé jó tulajdonságú kőanyagok rézsűburkolatként, esetleg padkába kerülhetnek be. A drágább útépítési kövekre ritkán gondolhatunk, inkább mészkövek, dolomitok jöhetnek szóba, de ezeket a mállásuk miatt csak olyan helyre szabad beépíteni, ahol abból nem származhat baj.

Hulladékok beépítésével régóta próbálkoznak, de jelentős eredményeket még nem értek el. Várható azonban, hogy a hulladékelhelyezési nehézségek miatt a jövőben mindenütt támogatást fog kapni a felhasználásuk. Elsősorban az **építési törmelék** esetében valószínű nagy változás, mert ezek előzetes kezelésében nagy a fejlődés. Bizonyos aprító- és osztályozó gépekkel a szemeloszlásuk is a kívánatosra alakítható. A **kohósalakokkal** már eddig is jó eredményeket értek el, hiszen ezek még kötőanyagként is használhatók. Újabban azonban megtorpant a használatuk a bennük levő nehézfémektől és/vagy a korrozív anyagoktól való félelem miatt. A hatalmas **meddőhányók** anyaga mindig egyedi elbírálást igényel, általában csak környezetvédelmi indítékú pénzügyi támogatás mellett lehetnek versenyképesek. Jó eredményeket értek el az erőművi pernyékkal, melyek előnye, hogy csak 1 g/cm^3 a sűrűségük.

Stabilizáló anyagokat általában a közlekedési pályaszerkezetek alsó részében használnak, de célszerű lehet az alkalmazásuk a földműépítésben is, elsősorban az egyébként alkalmatlan talajok vagy az előbbieken említett hulladékok esetében. Bizonyos körülmények között - főleg az említett környezetvédelmi szempontok miatti támogatásokkal - az ilyen anyagok adhatnak optimumot. A talajfajtától függően általában az alábbi kötőanyagokkal lehet próbálkozni:

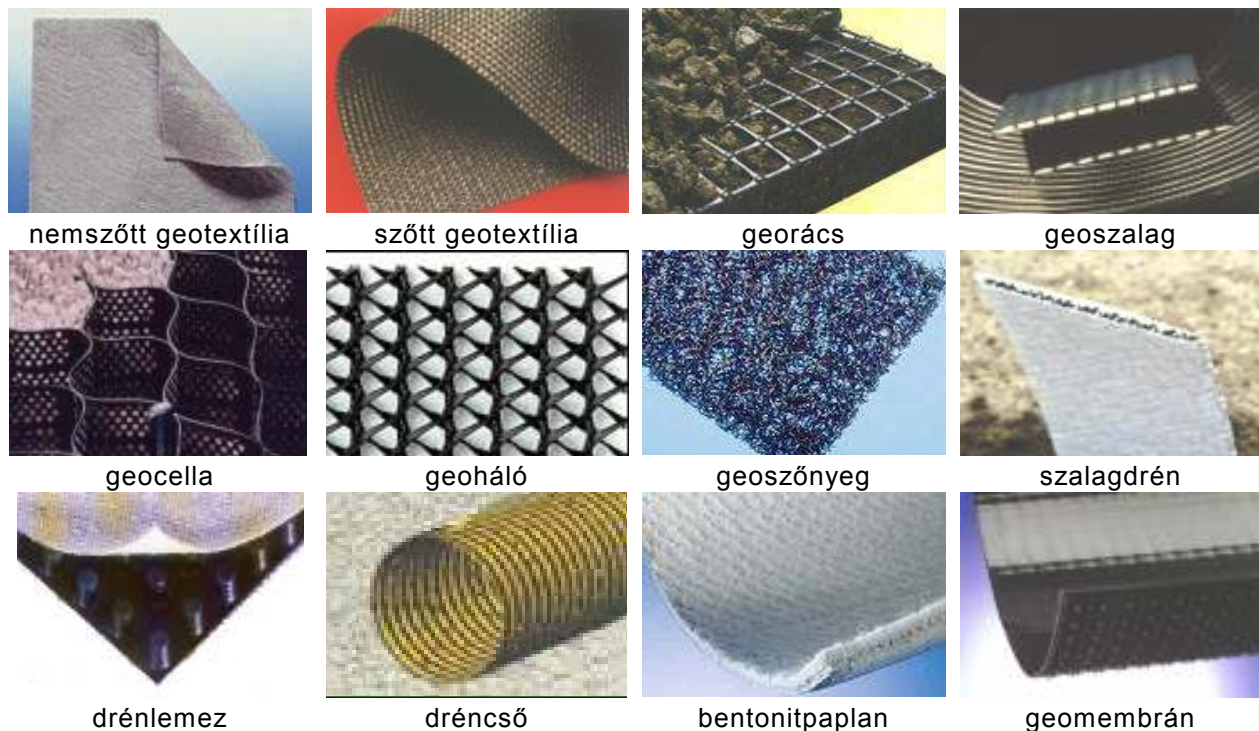
- szemcsés talajokhoz **cement**,
- agyagokhoz **mész**,
- iszapokhoz **bitumen**,
- bármely talajhoz **szintetikus kötőanyagok**.

E keverékeket általában előzetes laboratóriumi vizsgálatok alapján kell tervezni, amihez a hidraulikus kötőanyagú útpályaszerkezetek tervezési szabályai szolgáltathatnak alapot. Többnyire elegendő különböző kötőanyagtartalmú, Proctor eljárással tömörített minták egyirányú nyomószilárdsága alapján meghatározni a keverési arányt és a víztartalmat. Általában 2-8 % körüli kötőanyag-tartalommal érdemes próbálkozni. Sokat fejlődött az utóbbi időben a túlzottan nedves agyagok beépíthetőségét lehetővé tevő meszes kezelés.

Geoműanyagok valamely hiányzó talajtulajdonság pótlására kerülnek a földmübe. A 90-es évek óta rendkívüli mértékben elterjedtek a következők (l. **9.6. ábra**):

- a **geotextiliákat** (szótt, nem-szótt) elsősorban a különböző talajrétegek elválasztása, ill. az áramló, szemcséket szállító víz szűrése céljából (l. 9.1., 9.2. és 9.8. ábra), másodsorban a síkjukban való vízvezetés és pl. rézsűk vagy szigetelő membránok felületvédelmének biztosítására építik be, szótt változataik pedig talajerősítésre is alkalmasak,
- a **georácsok** a talaj erősítését, "vasalását" szolgálják: húzóerők felvételére teszik képessé a talajt, s így a töltések állékonyságát biztosíthatják meredekebb hajlások és rossz altalaj esetén is (**9.7. ábra**), illetve támszerkezetekben,
- a **geoszalagok** szintén talajvasalási céllal készülnek, elsősorban a vasalt földtámfalas szerkezetekben, de másutt is,

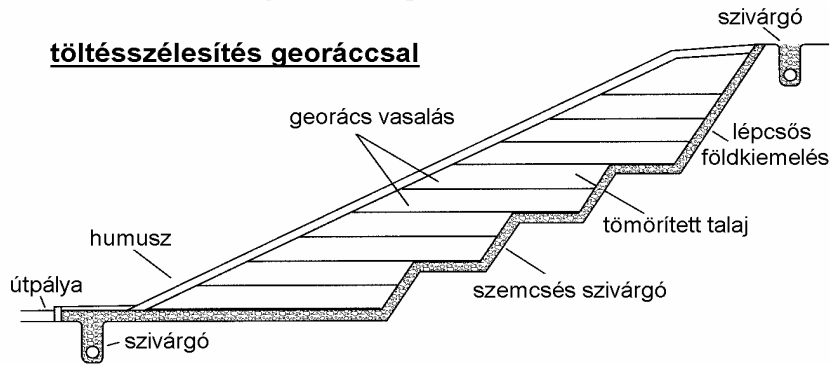
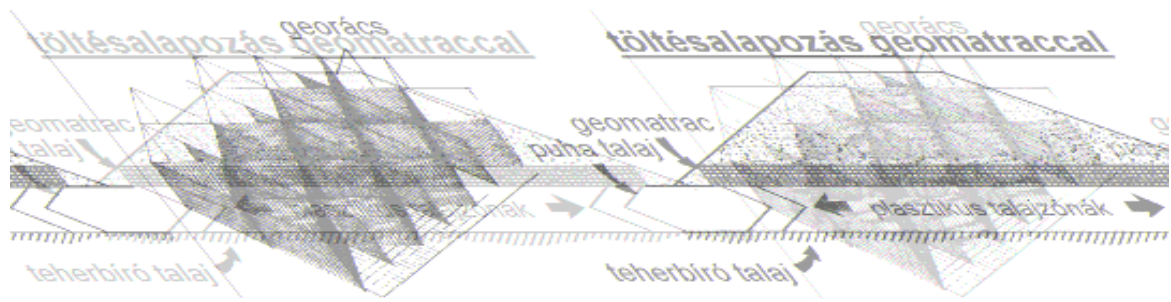
- "**végtelen**" **műanyagszálakkal** is próbálkoznak: keverőgépben összekeverik a talajt a műanyaggal, s az így képződő vályogszerű anyagot építik be,
- a **geohabok** 0,2 g/cm³ sűrűségű, 0,5-1,0 m oldalméretű testek, melyekből könnyű töltés építhető,
- a **geocellákat** a koronaélnél leszögezve a cellákat humuszréteggel kitöltve építik be a rézsúk erózióvédelmére, de erősebb változataik a terep járhatóságát is javíthatják, illetve a töltések talperősítését is szolgálhatják,
- a **geohálók** egymást keresztező lágy műanyagrudak gyenge összehegesztésével készülnek, (szilárdságuk ezért gyenge,) erózióvédelemre és geotextíliával egybeépítve drénezésre használatosak,
- a **geoszőnyegek** műszálak véletlenszerű összegubancolásával és összepréselésével készülnek erózióvédelemre és geotextíliával egybeépítve drénezésre,
- a **drénszalagokat** vagy a **drénlemezeket** drénezési funkcióra készítik geotextília rétegekből és a távtartásukat biztosító elemekből (l. ábra),
- a **bentonitpaplan** két geotextília közötti bentonitpor, mely megduzzadva szigetelésre alkalmas elemet eredményez,
- a **geomembránok, -fóliák** mindenekelőtt hulladéklerakók, mesterséges tavak szigetelőrétegeként, esetleg bizonyos talajzónák lezárására kerülnek be a földművekbe.



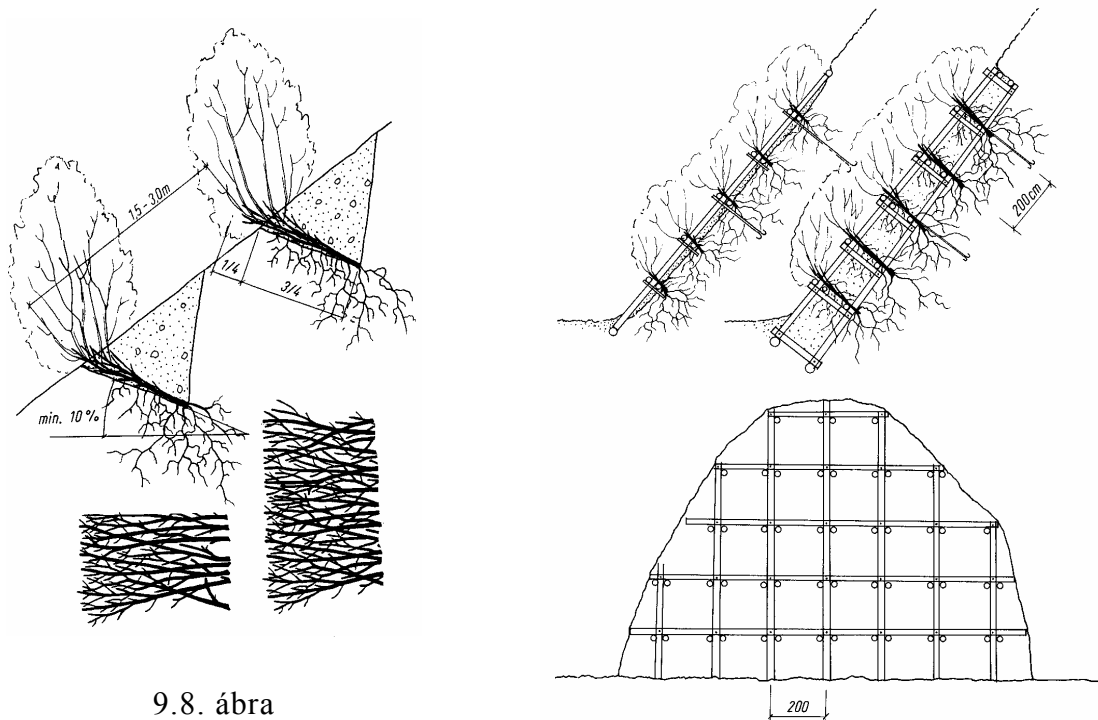
9.6 ábra. A geoműanyagok jellegzetes típusai.

A rézsúk védelmére az említett geoműanyagok mellett más **burkolóanyagok** is szóba jönnek, így pl.

- **monolit beton** (lőtt beton, cementtejes bevonat): inkább csak gyors kármegelőzőként, ideiglenes megoldásként, mert esztétikailag elfogadhatatlan,
- **betonelemek** (lapok, "fübeton", nagyobb bordás elemek) homokos kavicsba és/vagy sovány betonba fektetve adnak kevésbé merev burkolatot, de költségeik és a fagykár veszélye miatt kizorulóban vannak,
- **kőburkolat** (habarcsba rakva, gabionhálóba fektetve, csak ömlesztve): tájba illő megoldás lehet, de élők munkáigénye és fenntartási nehézségei miatt ez is csak egyedi esetben (pl. helyhiány miatti nagyon meredek rézsú esetén) indokolt.



9.7. ábra. Georácsok alkalmazása kritikus töltésépítési feladatokra.



9.8. ábra
Rézsűvédelem növénytelepítéssel.

Élő "anyagokat" is használnak - örömteli módon - egyre nagyobb mértékben és egyre ötletesebben. A felületvédelemnek, a burkolásnak is ezek a legjobb eszközei, de természetesen a tájesztétikát is szolgálják. Az alkalmazott "anyagok":

- humusz száraz vagy nedves eljárással végzett füvesítéssel,
- fűtakaró gypszyonyegként, gyeptéglaként, ill. fűmagos textíliaként leterítve,
- rőzseanyagok a földmübe ültetve,
- cserjék, bokrok, facsometék.

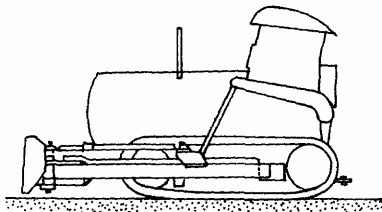
A földművek növényekkel történő betelepítése mindenképpen a legjobb válasz az építési tevékenységeket érő támadásokkal szemben. Néhány jó példát mutat a **9.8. ábra**.

9.3. Földmunkagépek és alkalmazásuk

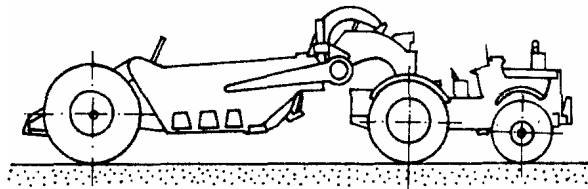
9.3.1. Földmunkagépek

A földmunkagépek egy része többféle feladatot old meg, másik részüket egyetlen művelet teljesítésére konstruálták.

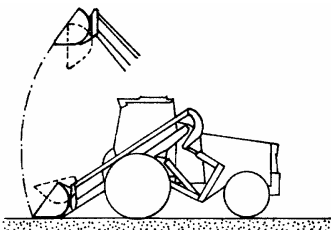
Az **univerzális gépek** (9.9. ábra) általában fejtik, szállítják, elterítik a talajt és - esetleg, részben - tömörítik is.



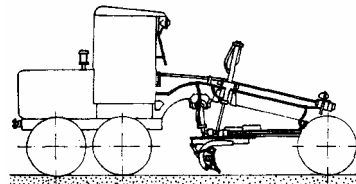
dózer (tológép)



szkréper (nyesőláda)



homlokrakodó



gréder (földgyalu)

9.9. Univerzális földmunkagépek.

A **dózer** (tológép) önállóan a terepegyengetés eszköze, alkalmas lapos rézsű rendezésére is. Csak 60-100 m távolságra érdemes vele "szállítani", leginkább gépláncon, a föld terítésére célszerű használni.

A **szkréper** (nyesőláda) bevágás fejtésére, 100-2000 m távolságon történő szállításra és a földanyag terítésére alkalmas. Az egyik földműépítési alaptéchnológia vezérgépe. Önjáró, vontatott és "vonatba kapcsolt" változatban is dolgozhat. Vannak 10 m³-es puttonyú szkréperek is, s ezek esetében a földanyag kitolását egy belső tolólap segíti.

A **homlokrakodó** is e gépek közé sorolható, bár gyengébb az előbbieknél, fejteni csak laza anyagot (inkább csak depóniát) tud. Rövid, 5-10 m távolságra érdemes csak "szállítani", vagyis rakodni vele. Elsősorban a keverőtelepek munkagépeként használatos.

A **gréder** (földgyalu) "finom" földmunkára alkalmas. Kése állítható és korszerű változatai lézerrel is irányíthatók. Szállításra csak néhány tíz méterre célszerű.

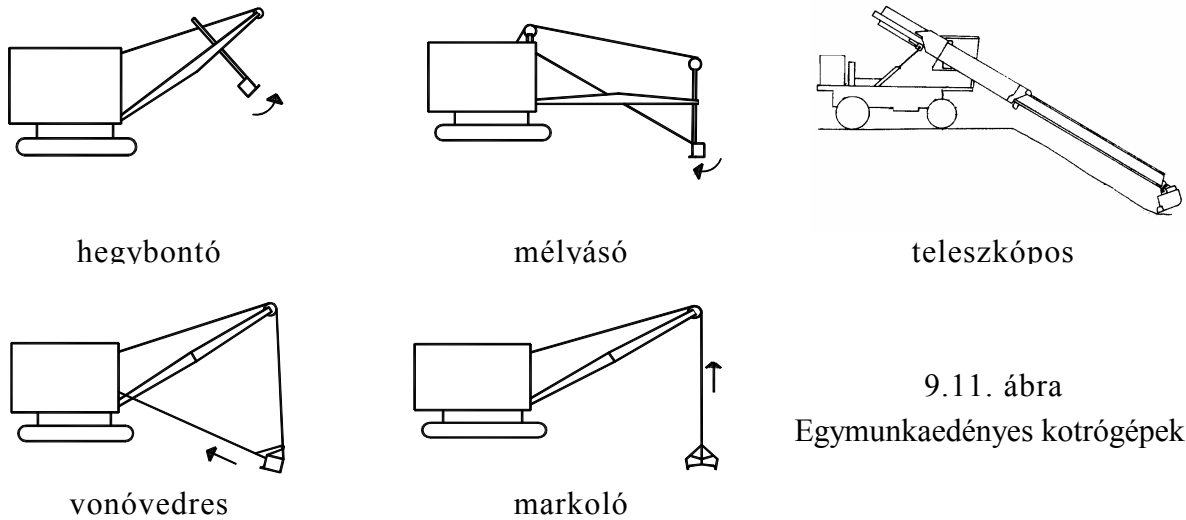
A **fejtés legfontosabb célgépei** a kotrók (9.10-11. ábra)

Az **egymunkaedényes kotrók** lánctalpon vagy gumikeréken járnak, felépítményük a függőleges tengely körül 360°-ban elforgatható, hidraulikus vagy mechanikus erőátvitellel működnek. Sokféle szereléssel elláthatók: a hegybontó a járósíknál felett, a mélyásó a járósík alatt fejt, míg markoló szereléssel függőlegesen lenyúlva pl. akna is kialakítható. A vonóvedres kotró a



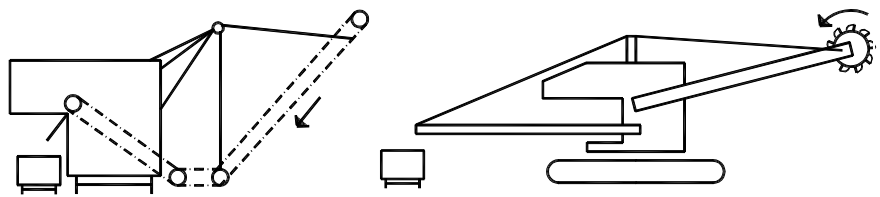
9.10. ábra. Mélyásó minikotró.

géptől nagyobb távolságban és víz alól is képes fejteni, ill. szabályos rézsű képzésére is alkalmas, a teleszkópos kotrót kifejezetten erre alakították ki. A nagyméretű edénnyel bíró, rendkívül erős, ill. a kicsi, mozgékony kotrók között széles választékból lehet a megfelelő gépet kiválasztani.



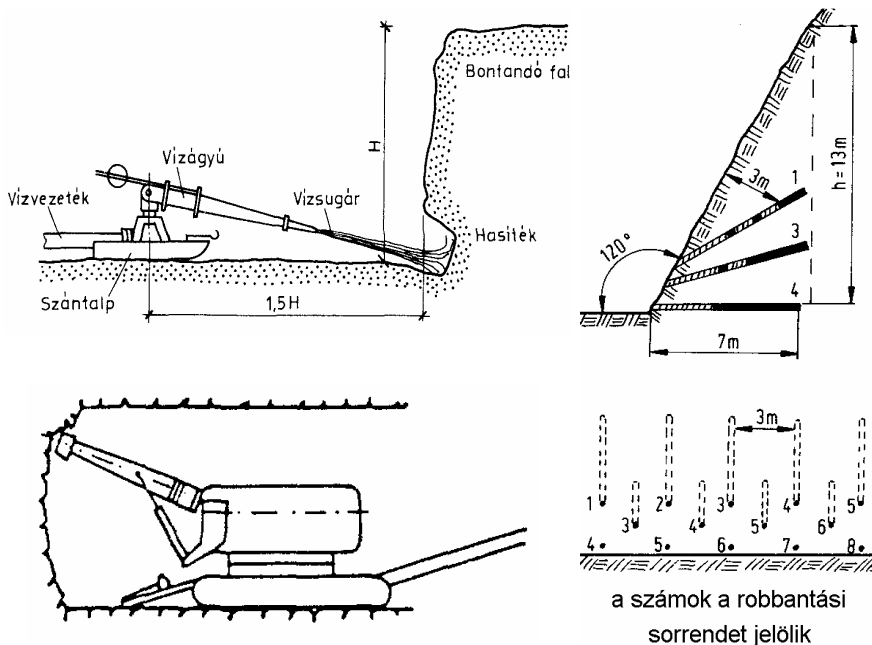
9.11. ábra
Egymunkaedényes kotrógépek.

Az ún. **többszámú edényes kotrókat** (9.12. ábra) inkább csak speciális munkákra alkalmazzák. A marótárcsás és vedersoros kotró elsősorban külfejtésekben használatos, s fejtőelem mellett szállítószalagja is van a monumentális gépek. A merítéklétrás kotrót csatornaépítéshez alkalmazzák,



9.12. ábra. Többszámú edényes (merítéklétrás és marótárcsás) kotró.

Bizonyos munkák **speciális fejtési eljárásokat és gépeket kívánnak** (9.13. ábra).



9.13. ábra. Speciális fejtési eljárások (vízágyú, marófejes bontóeszköz, robbantás).

Az ún. **hidromechanizációs földmunka** terpfeltöltéskor jön szóba, s ehhez a laza talajokat vízágyú fejt. (Így töltötték fel az Egyetem területét.) A szilárdabb talajok - pl. alagútépítéskor - viszont speciális **bontógépeket** kívánnak, s ezekhez is kapcsolódik szállítószalag. A sziklák gyakran csak **robbantással** fejthetők pl. a vázolt furatrendezéssel. Ehhez mindig robbantási szakértőt kell alkalmazni.

Szállításra az előbbi univerzális eszközök mellett a kotrókhoz kapcsolódva a **dömperek (9.14. ábra)** vagy billenős teherautók, esetleg szállítoszalag, illetve csille, vagon használható. A víz-ágyúval kitermelt zagy vályúban vagy csőben továbbítható.

A **tömörítőgépeket (9.15. ábra)** a tömörítendő talajfajtához igazodóan kell kiválasztani.

A szemcsés talajokat **vibrációs eszközökkel** lehet tömöríteni. A nagy tömegű, széles önjáró vagy vontatott hengerek kb. 40 cm vastag rétegeket 6-8 járatlal tudnak tömöríteni. A kisebb ún. padkahengerek keskenyebb sáv és vékonyabb réteg tömörítésére képesek, míg a vibrolapok és -döngölők mérete és mélységi hatása a legkisebb. Az utóbbi főleg árkok visszatöltésére használatos.

A kötött talajokat **gyúró hatású** gépekkel lehet szintén 25-40 cm vastagságban 6-8 járatlal tömöríteni. A legtöbbet a gumihengereket alkalmazzák, melyek modernebb változatainak hatékonyságát növeli, hogy a kerekek egymástól függetlenül vannak felfüggesztve és a keréknyomás változtatható. A (kövérebb) agyagok esetében előnyösebbek lehetnek a juhlábhengerek, melyek "bütykeinek" kis felületén igen nagy nyomás adódik át a talajra, s azt gyúrva tömöríti.

Használatosak még az egymás mellé eltolással erősített sokszöglapokból álló poligonhengerek és a rácsos járólappal kialakított rácsos hengerek. Szűk helyen készíthető visszatöltések tömörítésére a döngölők (békák) alkalmasak.



9.14. ábra. Egy korszerű dömper.



9.15. ábra. Vibrációs, juhláb- és gumihenger.

A sima hengerek önmagukban nem alkalmasak hatékony tömörítésre, viszont célszerű lehet az első, ill. az utolsó járatot ilyenekkel végeztetni. A nagyon laza anyagokon ugyanis a korábbiakban említettek bizonytalanul indulnak be, illetve a végén - ha kell - a felület elsimítására és a felső néhány cm-nyi "héj" tömörítése a sima hengerrel oldható meg.

A minőség szempontjából meghatározó tömörítés hatékonyságának javítása céljából a hengereket az utóbbi időben óriási mértékben fejlesztették. A hengerekre gyorsulásmérőt építenek, mely pontosan méri a henger függőleges mozgását, azaz benyomódását a talajba. A gépkezelő erről egy képernyőn tájékoztatást kap, s így célszerűen tudja vezényelni a munkát. A legújabb fejlesztések pedig már azt is lehetővé teszik, hogy a gép a vibrációs paramétereket a mért adatok alapján automatikusan állítja be, illetve korrigálja.

9.3.2. Gépláncok és a technológiák összeállítása

A technológia kialakításakor **sokféle szempontot** kell mérlegelni: a földmunka célját, funkcióját, a munka mennyiségét, határidejét, a talajadottságokat, a járhatóságot és a szállítási távolságot.

Az egyes feladatok megoldására alkalmas gépeket a teljesítőképességüket is összehangolva kell láncba állítva működtetni. Két **alaptechnológiát** szokás alkalmazni:

- a kotró - dömper - dózer - tömörítőeszköz géplánc alkalmazása nagyobb szállítási távolság és speciális fejtési igények esetén ajánlatos, amelyben a dózerrel elterítik a földet,
- szkréper - (dózer) - tömörítőeszköz géplánccal akkor dolgoznak, ha bevágásból töltésbe szállítják a talajt max. 2 km távolságból, s a dózer ilyenkor nem is mindig kell.

E technológiáknál fontos a **szállítóeszköz pályájának** megtervezése is. Egyrészt, hogy ne zavarják egymást, másrészt, hogy tömörítő hatásuk egyenletesen hasznosuljon. (Körpályán, kigyó- és nyolcasvonalon szokás járattatni őket.) A szállítópályák karbantartására érdemes nagy gondot kell fordítani, hogy a járművek gyorsabban közlekedhessenek és sérülésüket elkerüljük.

Vegyes-szelvényt keresztiszállítással, egyetlen eszközzel is ki lehet alakítani, kisebb szélesség esetén forgókotróval, nagyobb szélesség esetén dózerrel,

A tömörítési technológiát célszerű **próbatömörítéssel** kialakítani. Az eszközt általában a talajfajta alapján is ki lehet választani, ehhez nincs szükség próbára. A korszerűbb gépeken viszont mód van a paraméterek változtatására is. Ehhez, illetve a járatszám, a rétegvastagság és víztartalom "beállításához", optimális kombinációjuk megtalálásához adhat útmutatást a próbatömörítés.

A töltések kritikus része, a **töltésváll**, ill. a **rézsűfelület**. Tömörőségüket hazánkban általában a következőképpen biztosítják. Kb. 1,5 m-rel szélesebb töltés készül, a nehéz tömörítőeszközök a mindenkori koronaélet kb. 1 m-re megközelítik, így miután a felesleget lenyesik, tömör rézsút nyernek. Külföldön dolgoznak a rézsűn mozgatott kis hengerekkel is. A rézsűképzés (nyesés, felületrendezés) teleszkópos vagy vonóvedres kotróval, ill. lapos rézsű esetén dózerrel történhet.

A földműépítés közben a gondos tömörítés mellett az **építés közbeni víztelenítésre** kell még különös gondot fordítani:

- legalább 4 % esés és "eléggé" rendezett felület kell ahhoz, hogy a víz lefolyhasson,
- ki kell képezni az ideiglenes oldalárkokokat is,
- a koncentrált vízfolyások meggátolásával óvni kell a meredek rézsűket a kimosódástól.

9.4. A földművek mennyisége és minősége

9.4.1. A földművekkel kapcsolatos mennyiségszámítások

A földmunkákhoz többféle terület- és köbtartalom számítására van szükség. Ismerni kell pl. a kisajátítandó, az elfoglalt, a burkolandó, stb. felületek nagyságát ill. a töltések és bevágások összvolumenének, egyes részeinek mennyiségét a költségeinek meghatározásához, ill. organizációs (tömegelosztás) tervek készítéséhez, az elszámoláshoz.

A leggyakoribb vonalas földművek **mennyiségeinek változásait** általában célszerű a tengelyvonal (a szelvényezés) mentén ábrázolni (**9.16. ábra**). Szokásosak a következők:

- a hossz-szelvény függvényszerűen a töltésmagasság illetve a bevágásmélység változását mutatja,
- a területszelvény (szintén, mint egy függvény) a tengelyre merőleges keresztmetszeti terület változását ábrázolja,
- a tömegösszegző vonal a köbtartalom valamely helytől (szelvénytől) kezdődően összeített változását adja meg.

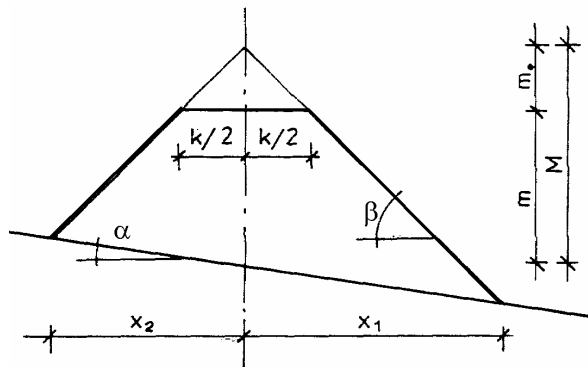
A **területszámításra** a következő módszereket szokás használni.

A **szabályos síkidomok**, illetve szabályos idomokra bontható felületek esetében az ismert geometriai képletekkel lehet dolgozni. Így járunk el pl. az egyik alapfeladat, a töltés- (ill. bevágás) keresztmetszeti területének a **9.17. ábrán** bemutatott számításakor.

A **sávokra bontás módszerét** is alkalmazhatjuk. (Ennek egy sajátos lehetősége az ún. "greifolás", mellyel az előbbi terület úgy határozzuk meg, hogy azonos szélességű sávok középvonalában körzővel folyamatosan összegezve mérjük a magasságot és így közvetlenül a területet kapjuk.) Használhatjuk a függvénytanban tanult számítási szabályokat, ha egy egyenes határolja a felületet, illetve ha egy egyenessel két ilyen részre bontjuk azt. E matematikai módszerek:

- a trapéz-szabály, mely két osztóvonal közt lineáris változást tételez fel,
- a Simpson-képlet, mely három ponton átmenő parabolával számol,
- a Newton-képlet, mely négy ponton átmenő harmadfokú görbének tekinti a határvonalat.

A **hálózás** gyors közelítő területmeghatározásra alkalmas. Egy átlátszó papírra rajzolt hálót fektetünk a felületre, s megszámloljuk (a törtrészek becslésével) a lefedett négyzetes hálózsemekeket. A **teljesen szabálytalan felületek** területe a geodéziában megismert planimetrálással határozható meg a legpontosabban és a leggyorsabban.



keresztmetszvényből vagy helyszínrajzból kereszt- vagy hosszszelvényből

$$T = \frac{x_1 \cdot x_2}{\rho} - \frac{k^2}{4 \cdot \rho}$$

összefüggések

$$\rho = \text{ctg}\beta \quad \lambda = \text{tg}\alpha$$

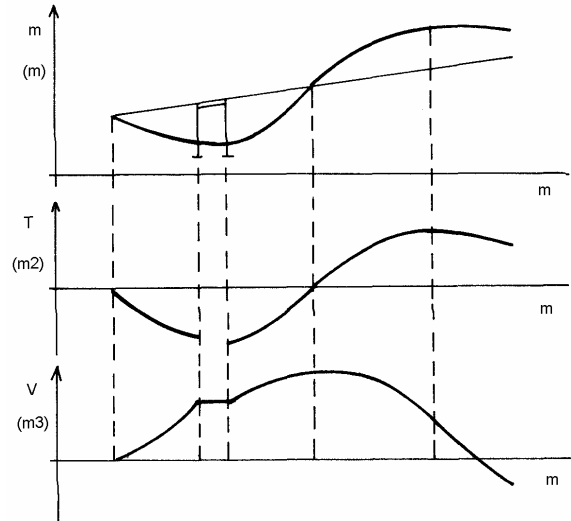
$$m_0 = \frac{k}{2 \cdot \rho} \quad M = m + m_0$$

$$x_1 = \frac{\rho \cdot M}{1 - \lambda \cdot \rho} \quad x_2 = \frac{\rho \cdot M}{1 + \lambda \cdot \rho}$$

$$T = \frac{\rho \cdot M^2}{1 - \lambda^2 \cdot \rho^2} - \rho \cdot m_0^2$$

9.16. ábra. Töltés keresztmetsvényi területének számítása.

A **köbtartalom-számítás** is hasonló módszerekkel oldható meg. Sok esetben célszerűen felvett síkokkal (közelítőleg) **szabályos testekre** (legtöbbször hasáboakra, gúlákra) bonthatók a földtestek, és ekkor az ismert képletekkel lehet dolgozni. Általában "viszonylag nagyvonalú" egyszerűsítéseket, kiegyenlítéseket is megengedhetünk magunknak, hogy megkönnyítsük a munkát. Ilyen pl. a **9.17. ábrán** vázolt ún. **folyópálya** esete, ahol is az egyik keresztmetsvény lábpontjaira fektetett függőleges síkokkal két oldalon egy-egy gúlát, középen pedig egy olyan testet kapunk, amelynek keresztmetszeti területe a szélességgel lineárisan változik. Így a köbtartalom az ábrán megadott képlettel számítható.



9.16. ábra.

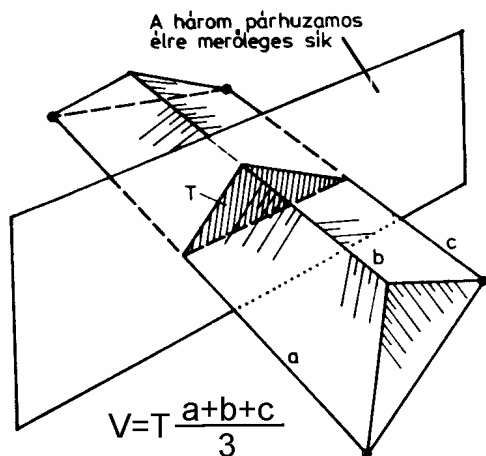
A hossz-szelvény, a területszelvény és a tömegösszegző vonal.

E „hagyományos” módszerekre a tervezéskor általában már nincs szükség, mert a **rajzoló programokkal** könnyen s gyorsan meg lehet határozni akármilyen síkidom területét. A „terepen” viszont még hasznosak lehetnek a változott eljárások.

Sokszor adódik hasonló bontással a **9.18. ábrán** vázolt test, az ún. **kavicsprizma**. E különböző hosszúságú alkotókkal bíró hasáb térfogatát az ábrán látható módon, egyszerűen számíthatjuk.

A szabálytalan testek térfogatát a legegyszerűbben úgy számíthatjuk, hogy

- felvesszünk benne (rajta keresztül) egy tengelyvonalat,
- meghatározzuk kellő sűrűséggel az e tengelyre merőleges szelvények területét,
- előállítjuk a területszelvényt
- meghatározzuk a területszelvény területét, ami a térfogattal azonos.



9.18. ábra. Kavicsprizma térfogata.

tésszakaszokat, ill. a deponálandó alkalmatlan bevágási anyagokat.) E számításokat táblázatos űrlapok, a bemutatott tömegösszegző- ill. elosztóvonal vagy számítógépes programok alkalmazhatók.

Az előbbi számítások helyett használnak ma már olyan **számítógépes programokat**, melyek a terepet a bevitt pontokból felületekkel modellezik, s mennyiségeket e felületrendszer és a beszerkesztett földműfelületek nagyszámú pontjának összevetésével számolják.

9.4.2. A földművek minősítése

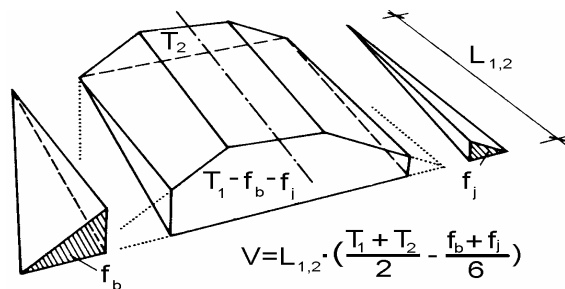
A földműveket - a napjainkban előtérbe került minőségbiztosítási elveknek megfelelően - a kivitelezés közben folyamatosan, valamint kész állapotban is mérésekkel kell ellenőrizni és minősíteni. Ennek szabályozott rendje van, de mégsem végezhető sematikusan.

A **minőségellenőrzés** általában három részből áll:

- a geometriai méretek ellenőrzése,
- a tömörség ellenőrzése,
- a céljellemzők ellenőrzése, mely teherbírás vagy vízzáróság szokott lenni.

A **földmű méreteit** általában csak a munka végén, az átadás-átvétel előtt kell ellenőrizni. Előzetesen egyeztetett ellenőrzési terv szerint mérendő, hogy a terv szerinti méreteket mennyiben teljesítették. A hazai szabványokban megengedett hibák kb. 5-25 cm között vannak. Ellenőrizendő:

- a koronaszint és a rézsűfelszín magassága,
- a koronaszélesség, illetve a láb- és a körömtávolságok (v.ö. 9.3. ábra)



9.17. ábra. Folyópálya köbtartalma.

(Tulajdonképpen tehát kétszeres területszámítást végzünk.) A vonalas földmű esetében kézenfekvő, hogy a földmű tengelyvonalával dolgozzunk. Széles földmű esetén viszont célszerű függőleges tengelyt felvenni, azaz vízszintes metszeteket vizsgálni, mert azok határvonalai a terep, illetve a határoló felületek szintvonalai.

A földmunka szervezésének alapja a **tömegelosztás**, annak meghatározása, hogy a bevágásokból kikerülő anyagokat mely töltésszakaszokba célszerű beépíteni, hogy lehetőleg minden felhasználható anyag beépüljön és, hogy a szállítási távolság optimális legyen. (Meg kell adni a kereszt-, ill. a hosszalítással szállítható mennyiségeket, valamint az anyagnyerőből építendő töltésszakaszokat, ill. a deponálandó alkalmatlan bevágási anyagokat.)

A **tömörséget** azért ellenőrizzük, mert ha a jól megválasztott anyagot megfelelően tömörítjük, akkor megfelelő lesz a szilárdsága, teherbírása, összenyomhatósága, stb., és a töltés utólag nem fog üledni. Az ellenőrzést a munka közben folyamatosan kell végezni, értékelni és szükség esetén újra kell tömöríteni az elégtelen tömörségű zónát. A mérésekre terv készül, általában 1500-2000 m³-enként indokolt vizsgálatot végezni.

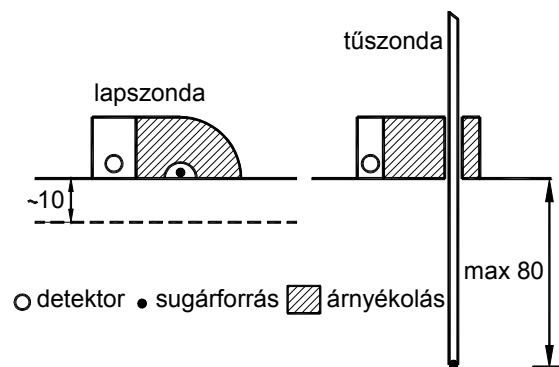
A minősítő paraméter mindenütt a világon a **tömörégi fok**

$$T_{rp} = \frac{\rho_d}{\rho_{dmax}} \cdot 100 \%$$

melyben ρ_{dmax} a Proctor vizsgálattal meghatározható legnagyobb száraz térfogatsűrűség, ρ_d a száraz térfogatsűrűség mért (vagy tervben előzetesen előírt) értéke.

Az aktuális száraz térfogatsűrűség a következő **mérésekkel** határozható meg:

- radiometriás méréssel (**9.19. ábra**), dolgoznak idehaza a legtöbbet, bár valójában csak szemcsés talaj esetében ad reális képet, s veszélyessége miatt másutt kiszorulóban van,
- kiszűrőhengerrel vett mintával, a szükséges laboratóriumi tömeg- és térfogatmérésekkel lehet dolgozni kötött talaj esetén,
- zavart mintát véve, annak tömeg-, a minta-hely térfogatának pedig pl. homokszórásos méréssel dolgozhatunk, ha szemcsés a talaj.



9.19. ábra. Radiometriás tömörségmérők.

Az értékeléskor arra kell törekedni, hogy homogénnek tekinthető vizsgálati szakaszokat határoljunk le, és statisztikai módszerekkel értékeljük. (A tapasztalatok szerint a tömörségi fok normáleloszlásúnak tekinthető.) A kulcskérdés általában az, milyen maximális száraz térfogatsűrűség értéket rendeljünk a mért értékhez. A következők a lehetőségek:

- mindegyik ρ_d értékhez ρ_{dmax} is egyedi vizsgálattal határozandó meg, ha nagyon változékony a talaj, ill. ha vita van, de tudni kell, hogy ez nagyon költséges,
- valamely ρ_d -hoz a ρ_{dmax} azonosító vizsgálat, ill. az azonosító paraméterek és ρ_{dmax} előzetesen megállapított korrelációja alapján vehető fel, ha a talaj trendjelleggel változik,
- valamely ρ_d -hoz ρ_{dmax} közelítő azonosítás, ill. ρ_{dmax} előzetesen közelítőleg felmért változása alapján vehető fel, ha a talaj trendjelleggel kissé változik, s a mű kevésbé fontos,
- a ρ_d és a ρ_{dmax} halmazok hasonlítandók össze, ha véletlenszerűen és nem elhanyagolható mértékben változik ρ_{dmax} is, s ekkor a tömörségi fok a

$$\bar{T}_{rp} = \bar{\rho}_d / \bar{\rho}_{dmax} \quad s_T = \bar{T}_{rp} \cdot \sqrt{\left(\frac{s_{\rho_d}}{\bar{\rho}_d}\right)^2 + \left(\frac{s_{\rho_{dmax}}}{\bar{\rho}_{dmax}}\right)^2}$$

paraméterű normális eloszlás elemzésével értékelhető,

- valamennyi ρ_d értékekhez azonos ρ_{dmax} veendő fel az előzetes Proctor vizsgálatok átlageredményeként, ha gyakorlatilag homogén a talaj és azonos a tömörítési technológia.

A tömörség **közvetve** is ellenőrizhető a következő módon:

- az érdekeltek a próbatömörítés után megegyeznek a technológiában (eszköz, járat-szám, rétegvastagság), s annak betartását ellenőrzik,
- a tömörítőeszközre szerelt gyorsulás-mérővel mért adatban egyeznek meg, s azt ellenőrzik egy vagy több réteg után az utolsó járat során,
- valamely penetrométeres méréssel (dinamikus vagy statikus szonda) vagy a statikus vagy dinamikus tárcsás terheléssel ellenőrzik a megfelelőséget.

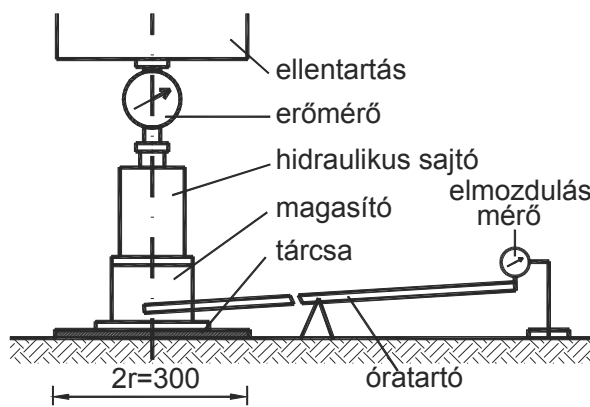
A **tömörségi követelményeket** a tervek rögzítik, amihez ajánlott vagy kötelező előírásokat adnak a különböző szabályzatok. Tájékoztatóként szolgál a **9.1. táblázat**.

A **teherbírást** a közlekedési pályák felső 50 cm-én, ill. alapozáshoz készített feltöltések esetében kell ellenőrizni az ún. **tárcsás terheléssel**. Egy 30 cm átmérőjű tárcsával konszolidáltan, több lépésben terheljük a talajfelszínt. Az erőt hidraulikus sajtóval fejtjük ki, amihez az ellentartást valamilyen jármű biztosíthatja. 300 kPa-ig haladunk, majd tehermentesítés és újrateherelés (2. ág) következik (**9.20. ábra**). Az ezen mért s_2 süllyedésből számítjuk ki az ábra szerinti képlettel $\mu \approx 0,21$ -et elfogadva - az E_2 (rugalmassági) modult, mely 50-60 cm-re jellemző.

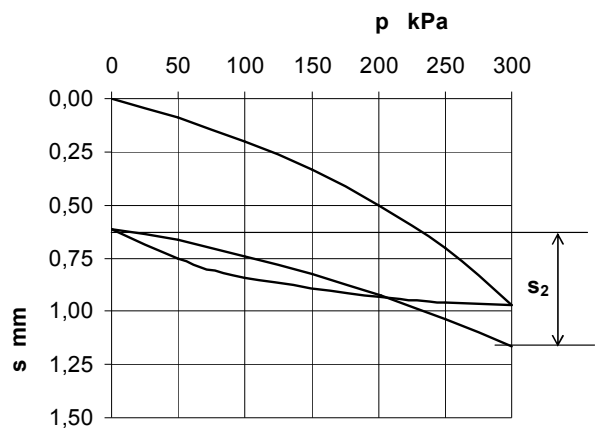
9.1. táblázat

Ajánlott tömörségi követelmények		
építménytípus	földmű zóna	tömörségi fok T_{rr} %
út	altalaj felső 50 cm-e	85
	töltéstart	88
	földmű felső 50 cm	92
	védő-, javítóréteg	96
	padka	96
vasút	altalaj felső 50 cm-e	85
	töltéstart	90
	földmű felső 50 cm	95
	előtöltés	62
árvédelmi töltés	altalaj felső 50 cm-e	85
	töltéstart	85
	agyagmag	90
épület	alap alatti talajcsere	95
	padozat alatti feltöltés	90
közmű	vezeték körüli 50 cm-es zóna	90

Ezt a talajállapottal együtt kell **értékelni**, hiszen az nyilván függ a tömörségtől és kötött talaj esetén a konzisztenciától is. Ha a talajállapot a méréskezihez képest romolhat, akkor mérlegelni kell, hogy a várható romlás után a tervezett teherbírás tartósan meglesz-e. Ez pl. utak esetén 40 MPa, amihez az építés végén legalább 50-75 MPa-t szokás elvárni.



9.20. ábra. A tárcsás terhelés.



$$E_2 = \frac{1-\mu^2}{4} \cdot \pi \cdot p \cdot \frac{2r}{s_2} \approx 1,5 \cdot p \cdot \frac{r}{s_2}$$

Említést érdemel a **dinamikus tárcsás terhelés** is, melynek során egy tömeget egy tárcsára ejtve terheljük a talajt, és hasonló módon a mért süllyedésből számolunk egy "dinamikus rugalmassági modult". Minthogy a közlekedési pályák is dinamikus terhelést kapnak, és e vizsgálat egyszerűbb és gyorsabb, mint a statikus, várható az elterjedése.

A vízepítési földművek, ill. hulladéklerakók esetében a méretek, a talajfajta és a tömörség megfelelőse mellett az **áteresztőképességet** kell ellenőrizni. A **helyszínen** kis mélységű fúrt lyukon, vagy beszűrt hengeren át történő vízszivárogatás alkalmazható. Az egy idő után stabilizálódott áramlás hozamát mérve, az ilyen áramlási körülményekre levezetett képletekkel lehet az áteresztőképességet becsülni. A másik lehetőség, hogy a földműből kiszűrt mintákat **laboratóriumban** vizsgálunk. Mivel e földműveken nagyon kicsi, 10^{-7} m/s alatti értéket kell elérni, gumiköpennyel körbefogott mintát kell vizsgálni.

10. A talajadottságok javítása

Az utóbbi évtizedekben azon eljárások **fejlődése** volt a **legmarkánsabb**, melyek révén képesek vagyunk véglegesen vagy ideiglenesen megjavítani a talajok tulajdonságait, általánosabban: a talajviszonyokat. Ez új lehetőségeket teremtett, új gondolkodásmódot tett lehetővé. Korábban a talajviszonyokat adottságként kellett elfogadni, s ahhoz alkalmazkodva kellett a geotechnikai szerkezetet megválasztani, vagy esetleg vissza kellett utasítani a feladatot. A talajjavítási technológiákkal viszont szinte minden feladat megoldható, s az optimum a talajjavítás és a javított talajhoz kapcsolódó szerkezet együttesében kereshető. A talajjavítás sokszor nehezen határolható el a további mélyépítési műveletektől, szerkezetektől. Pl. egy veréssel előállított kavicsoszlop tekinthető cölöpnek, részleges talajcserének, talajtömörítésnek, konszolidációgyorsító drénnek is. Ezért ma inkább az a szemlélet terjed, hogy vannak speciális mélyépítési technológiák, melyekkel sokféle geotechnikai szerkezet alakítható ki, s ezek alkalmasságát kell valamiképpen bizonyítani.

10.1. A talajjavítás célja, lehetőségei

10.1.1. A talajjavítás célja, alkalmazási köre

A talajjavításnak két, általában elkülöníthető, de sokszor együtt is teljesülő **célja** van:

- a mechanikai tulajdonságok javítása,
- a hidraulikai viszonyok javítása

A mechanikai tulajdonságok javítása önmagában is két célt szolgálhat:

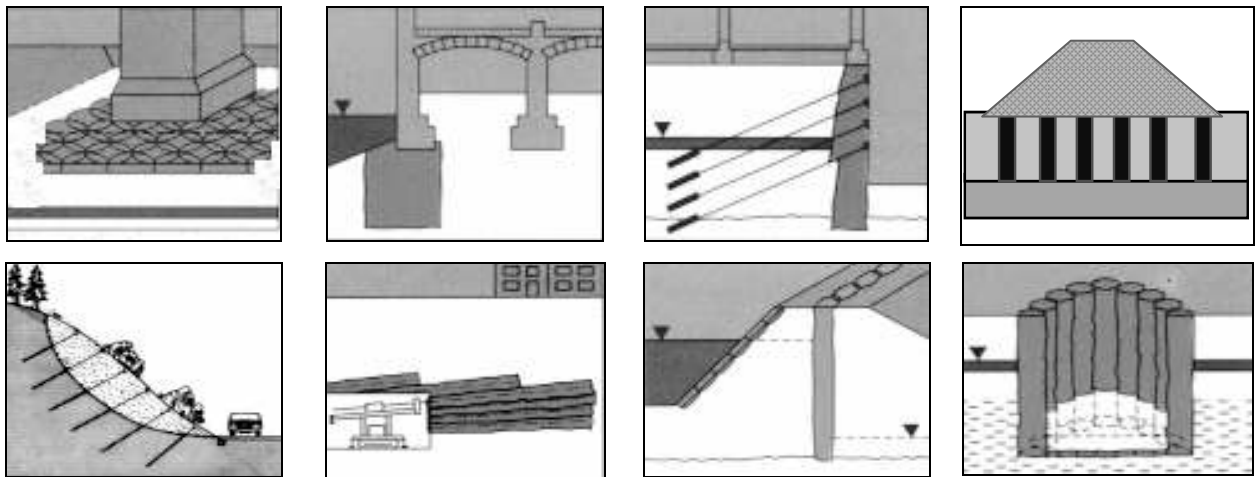
- az összenyomhatóság csökkentése a talaj tömörítése, a hézagok kitöltése, szemcsék közti kötés létrehozása révén, illetve
 - a nyírószilárdság növelése tömörítés, hézagkitöltés, a szemcsék összekötése révén, valamint a víztartalom és a víznyomás csökkentésével, továbbá geoműanyag erősítéssel.
- A legtöbb beavatkozás mindkettőt javítja, de sok esetben csak az egyikre van szükség, illetve egyes technológiák csak az egyiket teljesítik.

A hidraulikai viszonyok javításának többféle formája és célja lehet:

- a vízkizárás (ideiglenesen vagy tartósan) egy térbe áramló víz hozamának csökkentését célozza az áteresztőképesség csökkentésével vagy az áramlást gátló vízzáró elemekkel,
- a talajvíz szintjének, ill. nyomásának (ideiglenes vagy végleges) csökkentésével az áramlási viszonyokat és a talaj mechanikai tulajdonságait módosíthatjuk kedvezően,
- a konszolidációgyorsítás a terhelés utáni alakváltozások gyorsabb bekövetkezését célozza az áramló víz útjának megrövidítésével.

A talajjavítás **alkalmazási területe** rendkívül széles, és a kedvezőtlen altalajú területek napjainkban jelentkező beépítési igényeivel egyre inkább előtérbe kerülnek. A teljesség igénye nélkül tekintsük át a leggyakoribbakat, néhány példát a **10.1. ábra** is érzékeltet:

- új épület alapozása gyenge talajon (síkalapozást lehetővé tétele gyenge altalaj esetén; a cölöpök köpenysúrlódásának növelése),
- meglévő síkalap megerősítése (károsodás, alámélyítés, melléépítés esetén),
- munkagödör nyitása szemcsés talajban (a víztelenítés és a határolás megoldására),
- töltésépítés gyenge talajon (a süllyedések csökkentése és a konszolidáció gyorsítása érdekében; az alaptörés elkerülésére),
- rézsűk stabilizálása (javított talajzónák létrehozásával; a víznyomások csökkentésével; a töltésrézsűk vasalásával),
- alagútépítés (épületek alatt kis takarással haladva; rossz talajú szakaszokon biztosítandó a jobb talajzónákra kialakított technológia alkalmazását),
- vízépítés (a gátakon át és gátak alatt történő vízszivárgás megakadályozására),
- aknaépítés (áthaladás laza talajzónákon).



10.1. ábra. Talajjavítási eljárások alkalmazási területei.

10.1.2. A talajjavítási technológiák áttekintése

Az alábbiak szerint szokás a módszereket csoportosítani:

- mechanikai módszerek (tömörítések),
- víztelenítések,
- hőkezelések,
- talajszilárdítás kötőanyag-bevitellel (injektálások),
- talajjavítás geoműanyagokkal,
- talajcsere.

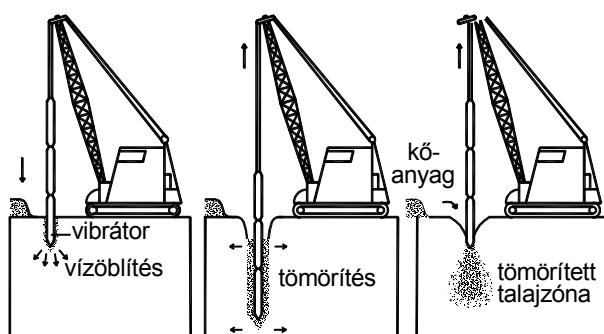
Ezeket előbb röviden áttekintjük, majd a gyakrabban használtakat bővebben tárgyaljuk.

A mechanikai módszerek a talaj tömörítését eredményezik, s főleg a mechanikai tulajdonságok javítását célozzák. Ide tartozik:

- a statikus előterhelés, mely a felszínre felhordott földanyaggal terhelve javítja a talajt,
- a felszíni döngölés (dinamikus konszolidáció), melynek során 20-100 t tömeget 20-50 m magasságból ejtetve tömörítjük a szemcsés talajt vagy döngölünk be puha talajba kőanyagot kötőzsöket képezve (**10.2. ábra**),
- a mélytömörítés, melynek során mélyvibrátorral (vagy a felszínen vibrált ruddal) tömörítünk szemcsés talajokat, vagy hozunk létre a mélyvibrátor által kiképzett üregben kavicscölöpöt (l. **10.3. ábra**).



10.2. ábra. Dinamikus konszolidáció.



10.3. ábra. Vibrációs mélytömörítés.

A döngölés hatásmélysége ~10 m lehet, kötőzsökök 5-8 m-ig készítenek. Mélyvibrációval 40 m is kezelhető, de 15-20 m a szokásos, s a kavicscölöpök ésszerű mélysége is ez. A kötőzsökök és a kavicscölöpök készítésekor tömörödik a környező talaj is, de fontosabb lehet, hogy ezek „átvállalják” a teherátadást a gyenge talajtól, s drénező hatásuk is jelentős. Statikus előterhelést újabban műanyagfólia alatt vákuumot képezve fejtenek ki.

A víztelenítéseket csak újabban sorolják talajjavításokhoz, céljuk egyaránt lehet a hidraulikai viszonyok és a mechanikai jellemzők javítása. A következőkben (a 10.2. fejezetben) részletesebben bemutatandó módszerek közül ide sorolhatók:

- a vízkizárás, mely a talaj vízzáróságának növelésével, vízzáró elemek beépítésével, vagy levegőtúlnyomással biztosítható,
- a talajvízsüllyesztés, melyet kutakkal, szivárgóval, elektrooszmózissal lehet elérni,
- a felszíni vízelvezetés, illetve nyíltvíztartás,
- a vízmozgás gyorsítását célzó függőleges drének beépítése.

A hőkezelések a talajok hidraulikai és mechanikai tulajdonságait is javítják, de viszonylag ritkán kerül rájuk sor. Két lehetséges módja:

- a talajégetés, elsősorban a szerves és a lösztalajok javítására használták, de környezetvédelmi okokból ma már háttérbe szorult;
- a talajfagyasztás viszont a városi munkatérhatárolások esetében éppen környezetvédelmi okokból kerül újra előtérbe, mert csak ideiglenesen és kis mértékben változtatja meg a felszín alatti vizek mozgásait.

A talajfagyasztás technológiája egyébként viszonylag egyszerű. A talajba lemélyített kutakba egy (belső) csövön át lehűtött folyadékot vezetnek. A cső végén a folyadék a külső (fagyasztó) csőbe kerül, s visszafelé áramolva -20 és -40 °C közötti hőmérsékletre hűti le a talajt. Kétféle anyaggal és berendezéssel dolgoznak:

- kalciumklorid oldat (konyhasó, CaCl_2) a "hidegszállító" közeg, melyet -20 és -40 °C közötti hőmérsékletre hűtenek le egy zárt körben a hűtőberendezésben,
- folyékony nitrogén (LN_2) a szállító közeg, melyet tartálykocsikban komprimálva szállítanak a kutakat összekötő vezetékhez, a talajbeli csövekben kitágulva -196 °C hőmérsékletre hűl le, majd visszatérve a levegőbe távozik.

Az előbbi lassú, viszonylag olcsó fagyasztást eredményez, az utóbbi sokszerűt, de az drága. A legelőnyösebbnek a kettő kombinációja tűnik.

A kötőanyag bevitellel történő talajszilárdítások a városi mélyépítés leggyakrabban alkalmazott eljárásai, a mechanikai és a hidraulikai jellemzőket is javítják. Legcélszerűbb a kötőanyag és a kezelt talaj között kialakuló kölcsönhatás szerint csoportosítani őket, mert az egyben az alkalmazási területeket is jelzi. A 10.3. fejezetben részletezendő módszerek:

- üregkitöltő injektálás,
- talajtömörítő injektálás,
- hézagkitöltő (ítatásos) injektálás,
- talajrepszto eljárások,
- jethabarcosítás (jet grouting)
- mélykeverés.

A geoműanyag (betétes) talajerősítés napjainkban forradalmasítja a földszerkezetek kialakítását, mivel a talajrétegek közé épített műanyagokkal tartósabbak, kisebbek s ezzel gazdaságosabbak lehetnek a szerkezetek. A használt termékeket és funkcióikat a 9.2.2. fejezetben vázoltuk, de a jelen áttekintés teljességére törekedve ismétljük meg a ezeket:

- geotextiliák elválasztás, szűrés, drénezés, védelem és erősítés céljára sokféle földszerkezetben,
- geoszalagok erősítés céljából, „vasalt” talajtámfalakban,
- georácsok erősítés (és elválasztás) céljából meredek rézsűk, földtámfalak kialakításához, utak vasutak földművének teherbírásnöveléséhez,
- geomembránok, bentonitpaplanok szigetelés céljából pl. hulladéklerakókban,
- geohálók, geodrének drénezés céljából víztelenítő rendszerekben vagy konszolidációgyorsításra,
- geoszönyegek erózióvédelem céljából meredek rézsűkön.

A **talajcsere** is a talajadottságok javítását jelenti, bár abban különbözik az előbbiektől, hogy nem az adott talaj javításáról van szó, hanem jobbal való kicseréléséről. sok esetben ugyanakkor nem lehet elválasztani a talajjavító módszerektől, ezért érdemes itt is említeni őket. Lehetséges módszerei:

- a részleges talajcsere, a kedvezőtlen talajréteg akkora hányadának kikotrása és cseréje, mellyel már elfogadható talajviszonyok teremthetők,
- teljes talajcsere, melynek során a kedvezőtlen talajt kotrással (esetleg robbantással is segített kiszorítással) teljes vastagságban kicserélik,
- kőoszlopoknak (mélyvibrációval vagy döngöléssel való) létrehozása, mely bizonyos sűrűség mellett már függőleges talajcserének tekinthető.

10.1.3. A talajjavítások tervezése

A talajjavítások tervezése két fő fázisból áll:

- a javítás alkalmazásáról szóló döntés előkészítése, az alkalmazandó eljárás kiválasztása,
- a kiválasztott talajjavítás technológiájának, a kezelési pontoknak és a minőségellenőrzésnek részletes megtervezése.

A második feladatot az egyes technológiák alapos ismeretében főleg a tapasztalatokra támaszkodva lehet kidolgozni, s ezt általában a kivitelező szakvállalatok végzik. Ez meghaladja tanulmányunk kereteit, s erre még a következő részletesebb tárgyalásban is alig térünk ki. Az első feladat alapelveit módszereit azonban érdemes áttekinteni, mert az az építés területén dolgozó minden szakember számára fontos, hogy képes legyen a talajjavítás lehetőségét mérlegelni, az erről szóló döntésekben közreműködni. Ez annál is inkább fontos, mert mind többször építkezünk olyan területeken, melyeken talajjavítás nélkül nem is lenne mód rá.

A **talajjavítás döntéselőkészítő tervezése** során a következőkre kell választ adni:

- szükséges-e, célszerű-e, illetve lehetséges-e a talajjavítás az adott projektben,
- milyen mértékű (minőségű) talajjavítás indokolt,
- a szóbajövő különböző módszerektől milyen eredmény várható az adott esetben,
- mekkora legyen a javítás térbeli kiterjedése, illetve a kezelt tartomány alakja,
- milyen módszerekkel lehet megállapítani a kezelés eredményességét?

Érdemes megemlíteni, hogy bizonyos esetekben pl. amiatt vetnek el módszereket, mert nem lehet megvalósításukat a kezelendő tartomány egyes zónáiban igazolni.

Az előbbi kérdések megválaszolásához a következőkről kell információt szerezni, illetve a következőket kell döntési **szempontként** figyelembe venni.

- a célépítmények tervezési követelményei,
- a helyszín talaj- és talajvíz adottságai,
- a felszíni és a térszín alatti körülmények,
- az építés ütemterve, határidők,
- költségek, finanszírozás,
- a lehetséges kivitelezők.

A **tervezési folyamat** az információk gyűjtése és értékelése után a következőkből álljon:

- a lehetséges talajjavítási módszerek feltérképezése,
- a kezelés általános elrendezése, kiterjedése, kezelési pontok közelítő megállapítása,
- válogatás a módszerek között
- egy vagy több módszer előzetes tervének részletesebb kidolgozása,
- a legelőnyösebb módszer kiválasztása.

Sok esetben célszerű lehet még a döntés előtt **terepi kísérleteket** is végezni, de ha enélkül hozzuk is meg a döntést, a változtatás lehetőségét akkor is mindaddig fenn kell tartani, míg a munka kezdetén végzett terepi próba nem igazolja annak helyességét.

10. 2. Víztenítések

A víztenítésekre

- munkagödrök esetében ideiglenesen,
- földművek esetében építés közben és a végleges állapotban tartósan lehet szükség, hogy megvédjük a földműveket a víznyomástól, a vízmozgás hatásaitól, lehetővé tegyük a földmű használatát, illetve a munkavégzést.

A munkagödrök víztenítési módszereinek alkalmazási feltételeit a **10.4. ábra** mutatja.

10.2.1. Vízkizárás

A vízkizárás azt jelenti, hogy megakadályozzuk a víz mozgását, beáramlását a védendő munkatérbe. A víztenítés legelőnyösebb módja lehet abban a tekintetben, hogy e megoldásnál semmi sem zavarja a munkát és nincs szükség építés közbeni víztenítésre.

A vízkizárás lehet végleges is, pl. egy felszínalatti építmény (pl. mélygarázs) esetében, vagy pl. ha egy hulladéklerakóba vagy lerakóból történő szivárgás meggátolása a cél. A vízkizárás lehet egyedüli lehetőség is, pl. kavicsban víz alá mélyítendő munkaterek esetében más módon nem tartható szárazon a munkatér, csak vízkizárással.

A legfőbb **alkalmazási terület**, a munkagödör v. akna ilyen víztenítését érzékelteti a **10.5. ábra**.

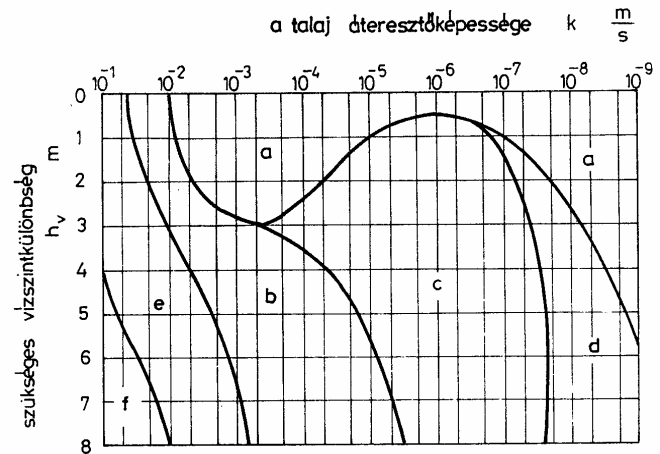
A **vízzáró oldalfal** lehet:

- megtámasztást is nyújtó szád-, rés-, cölöp- vagy szekrényfal,
- csak vízzárást adó függőnyfal, mely mellett rézsús határolás vagy dúcolat készülhet.

Ez utóbbit pl. úgy állítják elő, hogy I-tartókat vernek le, majd visszahúzásuk közben a rájuk erősített csövön át bentonit-cement keveréket injektálnak a helyükre. (Újabban a később ismertető jet-habarcosítással is készítenek ilyen vékony falat.)

A **fenékszárás megoldására** is több megoldás jöhet szóba:

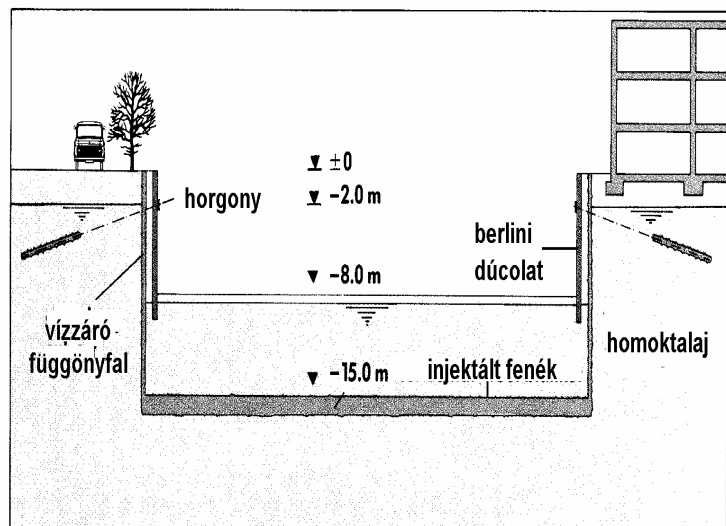
- vízzáró talajba fogjuk be az oldalfalat, ha a még előnyösen elérhető mélységben van ilyen,
- szilárdított talajzónát hozunk létre a fenék alatt a földkiemelés előtt, általában leterhelő talajtakarást hagyva felette,
- víz alatti betonozással zárjuk a gödörfeneket.



- a = nyíltvíztartás
- b = gravitációs tv. süllyesztés (szűrő- és mélykút)
- c = vákuumkutas tv. süllyesztés
- d = elektrooszmózis víztenítés
- e = oldalzárás+nyíltvíztartás v. szűrőkutas tv. sülly.
- f = oldalzárás+alsó zárás v. nyíltvíztartás

10.4. ábra.

Víztenítési módszerek megválasztása.



10.5. ábra. Vízkizárásos munkagödör.

Ez utóbbi esetében a víz bennhagyásával kell a földet kiemelni, nehogy a kialakuló áramlás felszakítsa a feneket. A víz alatt kell elkészíteni a felúszást gátló vastagságú fenékbetont a mindenkori betonfelszín alá nyúló csöveken keresztül. A vizet csak a betonszilárdulás után szabad leszívni.

A vízkizárás sajátos módszerét alkalmazzák aknák, szekrények víz alá történő süllyesztésekor, ill. víz alatti alagutak építésekor. A felülről és oldalról is lezárt térből **sűrített levegővel** szorítják ki a vizet. Alkalmazását az emberi szervezet 35 m vízmélységig engedi meg. Akkor előnyös, ha laza talajban, élővíz alatt és épületek közelében kell dolgozni, mert ott más víztelenítési eljárások veszélyesek lehetnek. Tudvalevő azonban, hogy nagyon költséges, és hátrány az is, hogy a munkát nehézkesé teszi, mert a külső térhez csak légzsilipen keresztül lehet kapcsolódni.

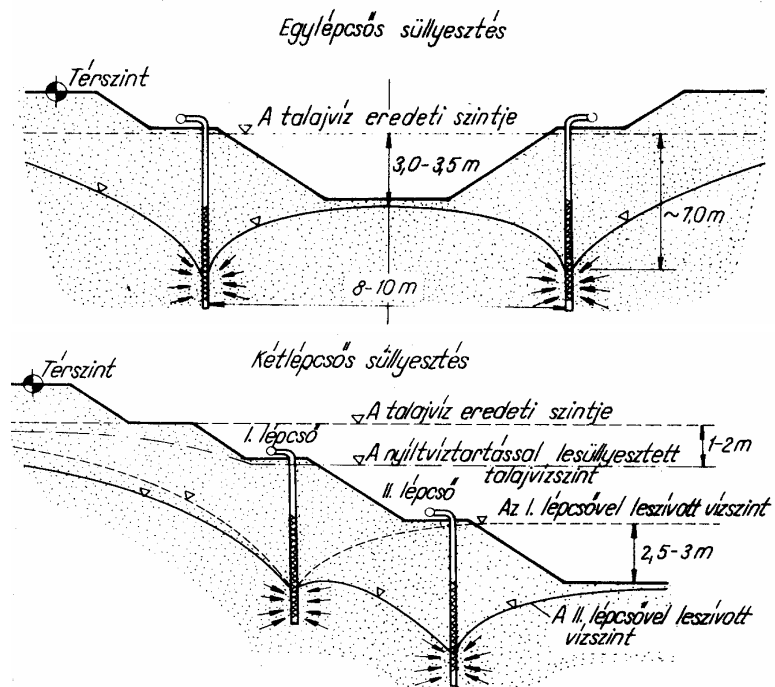
10.2.2. Ideiglenes talajvízszintsüllyesztés kutakkal munkagödörnél

Lényegét a **10.6. ábra** érzékelteti: a munkateret körülvevő kutakban annyira csökkentjük a vízszintet, hogy az ennek nyomán kialakuló depresszió száraz munkateret biztosítson.

A következő kútfajták vannak:

- szűrőkút,
- mélykút,
- vákuumkút.

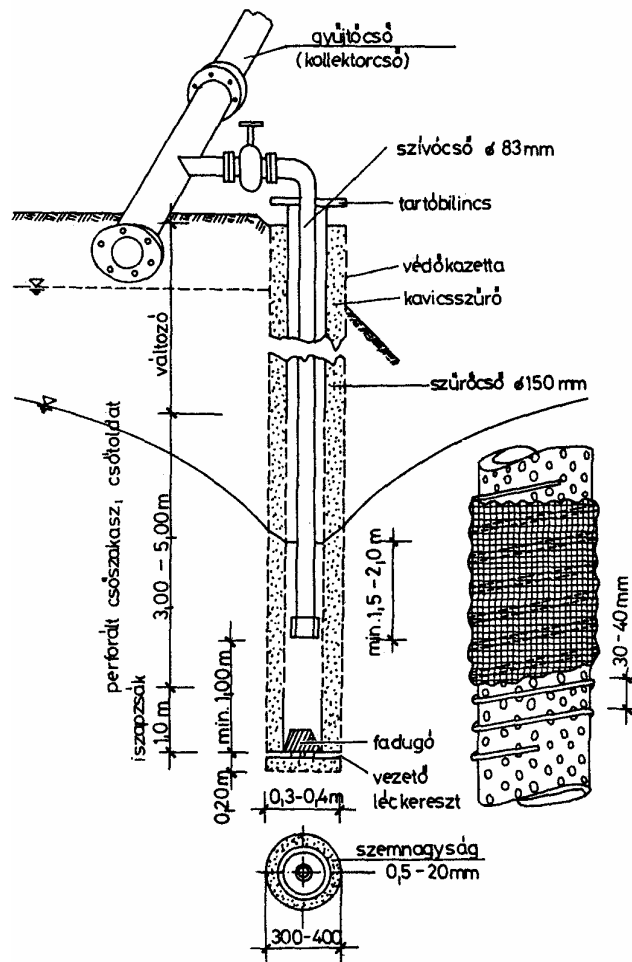
A **szűrőkutak** a 10.4. ábra szerint kavicsos homok és homok talajban használhatják. Általában 8-10 m távolságban telepítik őket, s egy ilyen kútsorral 3,5-4,0 m leszívás érhető el. (Az elméleti leszívási mélység a légnyomásnak megfelelő 10 m, ám a veszteségek miatt a kutakban csak ~7 m érhető el, s a kutak között kialakuló vízdóm miatt a hatékony leszívás ennek kb. fele.) Ha nagyobb leszívásra van szükség, akkor két kútsort telepítenek vagy más víztelenítési megoldásra térnek át.



10.6. ábra. Talajvízszintsüllyesztés.

A szűrőkutakhoz (**10.7. ábra**) fúrógéppel, béléscsővel ~ ϕ 500 mm furatot mélyítenek le. Ebbe beállítják a perforált, szűrőszövettel burkolt, ~ ϕ 150 mm szűrőcsövet, és ezt a béléscső kihúzásakor kavics szűrőréteggel veszik körül. A szűrőcsőbe beállítják a ~ ϕ 80 mm szívócsövet, s ezeket egy szívóvezetékre, azt pedig egy szivattyúra kapcsolják.

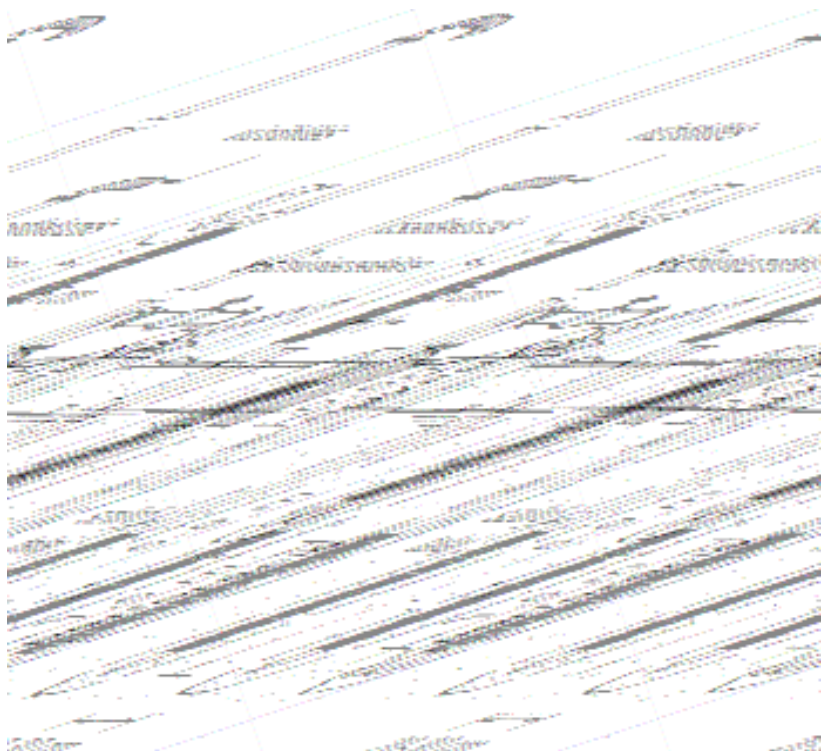
A **mélykutakat** azért fejlesztették ki, hogy nagyobb mélységű leszívást is elérhessünk anélkül, hogy sok kutat kelljen telepíteni. Hasonló talajokban alkalmazzák, de kevesebb számú, nagyobb távolságban elhelyezett kúttal lehet célt érni. Fúrással vagy markolással süllyesztik le nagy mélységbe a perforált felületű, acél- esetleg betoncsőből készült kútköpenyt. Mindegyik kútfenekre egy bűvárszivattyút engednek le, mely felnyomja a vizet. A nyomásnak nincs olyan korlátja, mint szívásnak, így megfelelő szivattyúval elvileg tetszőleges talajvízszint-süllyesztés elérhető volna, de ésszerű méretek mellett is kb. 35 m mélység érhető el. Hátrányos viszont, hogy nagyobb a vízhozam és így jelentős az energiafelhasználás.



10.7. ábra. Szűrőkút szerkezete.

A víztelenítés helyes üzemelése nagyon fontos, mert a szakszerűtlen munka súlyos károkat okozhat. A fő szabályok a következők:

- a teljes leszívást csak fokozatosan, ~1 hét alatt szabad a kutakban elérni,
- a vizet ezután állandó szinten kell tartani, az ingadozás kerülendő,
- állandóan ellenőrizni kell a vízszinteket, a hozamokat és az esetleges talajkiszívást,
- tartalék-berendezéseket kell a helyszínen tartani,
- a befejezéskor a vizet fokozatosan szabad felengedni,
- a visszahúzott kutak helyét azonnal be kell tölteni (pl. cementtel).



10.8. ábra. Vákuumkút telepítése.

A **vákuumkút** a szűrőkút ellenkező irányú fejlesztésével, méretcsökkentéssel alakult ki. A szűrő- és szívócsövet egyesítették, az aljukon ~1 m hosszú szűrőzött felülettel. A ~ $\phi 100$ mm kutakat nagyobb számban, kisebb (0,6-2,0 m) távolságban telepítik, mivel a kis köpenyfelületen kevesebb víz lép be. Öblítéssel, önsúlyukat is kihasználva könnyen lemélyíthetők (10.8. ábra), s a cső körül a visszaáramló víz által kimosott talaj helyét kavicssal töltik ki.

Az e kutakat összefogó szívóvezetékre először csak vízszivattyút kapcsoltak, azaz gravitációs üzemműködtették a rendszert. Az így használt kutakat hívják pont- vagy tükutaknak. Később olyan szivattyút működtettek, mely a levegőt is szívja, így a kutak körül vákuumot is lehetett létesíteni, s ezzel alakult ki a vákuumkutas víztelenítés. (Csak gravitációs üzemmű már ritkán alkalmazzák e kutakat.) A vákuum előnye, hogy ezzel finom homokban és iszapban is leszívható a víz, melyekben a gravitációs üzem már hatástalan lenne. A leszívás vákuummal a 4-5 m-t is elérheti, és a szívóhatás stabilizálja is a talajt, növelve a munkatér oldalfalának állékonyságát.

A talajvízszintsüllyesztés tervezése két részből áll:

- a talajbeli szivárgás vizsgálatának a depressziós görbék és vízhozam megállapítására kell kiterjednie, s ezekre általában a helyettesítő kutas tengelyszimmetrikus, illetve a síkbeli áramlási modellek Dupuit-féle megoldásait használjuk,
- a víztelenítő berendezések hidraulikai méretezése a másik feladat, mely a kutak kiosztását, a kútszám meghatározását, a szűrőzött felületek méretének számítását, a csővezeték átmérőjének ellenőrzését, illetve a szivattyúnak az elvart vízhozam és terhelő magasság alapján történő kiválasztását foglalja magába.

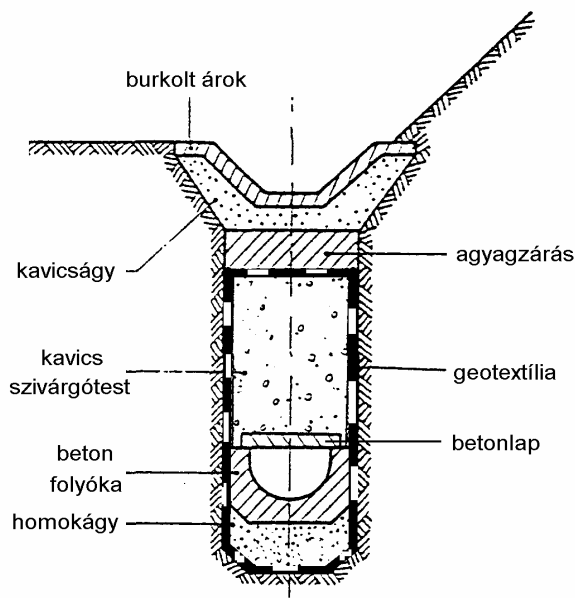
Vizsgálandó az is, hogy a depresszióval érintett területen levő épületeknek a hatékony feszültségek növekedése miatt óhatatlanul bekövetkező süllyedése megengedhető-e.

10.2.3. Tartós talajvízszintsüllyesztés

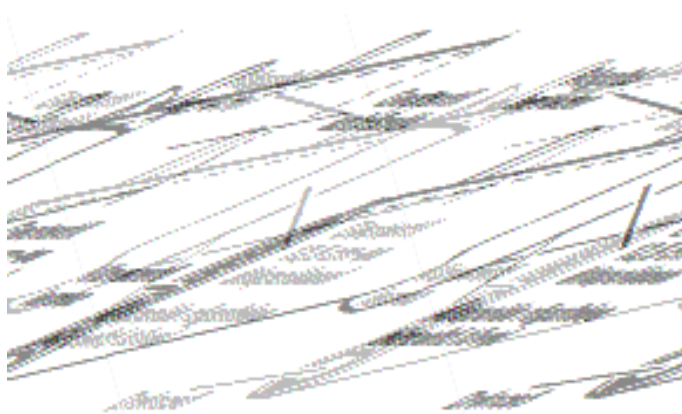
A földművek és az épületek védelme céljából szükség lehet a felszín alatti víz tartós süllyesztésére. A következő **víztelenítő létesítményeket, szerkezeteket** lehet alkalmazni:

- árkos kavics szivárgók,
- szivárgólemezek,
- szivárgó bordák,
- kútsorok, csápos kutak,
- szivárgó paplanok,
- vízszintes furatok,
- szivárgótárók.

Az **árkos szivárgók** a vízszintesen áramló vizek elfogására létesülnek kb. a **10.9. ábra** szerinti kialakítással. Az árkot felülről nyitják ki valamilyen megtámasztással. A vizet megfogó szivárgótest kavicsból készül, s geotextiliával veszik körül, hogy a víz ne moshassa bele a környező talaj finom szemcséit, csökkentve a vízemésztést. (Korábban a talaj és a kavics közé átmeneti talajréteget építettek.) A szivárgótestben leszivárgó víz elvezetésére az árok aljába kellő esésű folyókát építenek vagy perforált, műanyagcsövet fektetnek. A felső vízzáró takarásnak a felszíni víz szivárgóba jutását kell meggátolnia, mert szállítására a cső általában nem képes, s így a víztelenítés helyett éppen hogy bejuttatnánk a vizet a talajba.



10.9. ábra. Árkos szivárgó.



10.10. ábra. Szivárgólemez.

A **szivárgólemezek**, a közelmúltban jelentek meg a hazai mélyépítésben, feladatuk az árkos szivárgóéval azonos. Az általában előregyártva szállított elemek (**10.10. ábra**) szivárgóteste drénlemez, melyet textília fed, a perforált cső pedig az aljához van erősítve.

A **szivárgó borda** az árkos szivárgóhoz hasonlóan épül. A rézsűkben keresztirányban, 5-10 m távolságban telepítik. Kövel kirakják, alul pedig betonfolyóka készül. A víztelenítés mellett az oldalfalukon ébredő súrlódás révén meg is támasztják a rézsű földtömegét, ehhez talpuknak a potenciális csúszólap alá kell nyúlnia.

támasztják a rézsű földtömegét, ehhez talpuknak a potenciális csúszólap alá kell nyúlnia.

A **kútsorok** az árkos szivárgóval azonos funkciójúak, de a folytonos szivárgónál biztonságosabban építhetők, mert építésük közben az állékonyságukat (pl. aknasüllyesztési eljárásokkal) könnyebb biztosítani. A kutak alsó részén a víz beengedésére perforált felületek vannak. A kútból vízszintes furatok is indíthatók a rétegvizek elfogására (az így kialakuló szerkezetet hívják csápos kútnak), sőt e furatokra felülről (ejtőkútként) esetleg furatok is mélyíthetők. Újabban készítenek árkos szivárgó helyett egymás után sorakozó kavicscölöpöket is alul irányított vízszintes furatba behúzott dréncsővel összekötve őket.

A **szivárgópaplanok** főként az épületek alá szivárgó vizek összegyűjtésére és kivezetésére szolgálnak. A 15-50 cm vastag kavicsrétegeket legalább 5 % esésű talajfelszínre fektetik. Az épület mellett és esetleg alatt is zsompokat építenek, melyekből automata vezérlésű szivattyú emeli ki a vizet. Újabban ilyeneket építenek mélygarázsok alá is, hogy alaplemezükre ne működhessen víznyomás, mert e könnyű építmények felúszását másként csak óriási költségek árán lehetne megakadályozni.

A **vízszintes furatokat** a rétegvizek elfogására építik. A 10-30 cm átmérőjű, 10-50 m hosszú furatba perforált műanyagcsöveket helyeznek, s így - mintegy forrásszerűen - vezetik ki a vizet. Rézsűk oldalából indítva önmagukban is hatásosak lehetnek, de kútból (aknákból) indítva az előbb említett csápos kút részeként is dolgozhatnak.

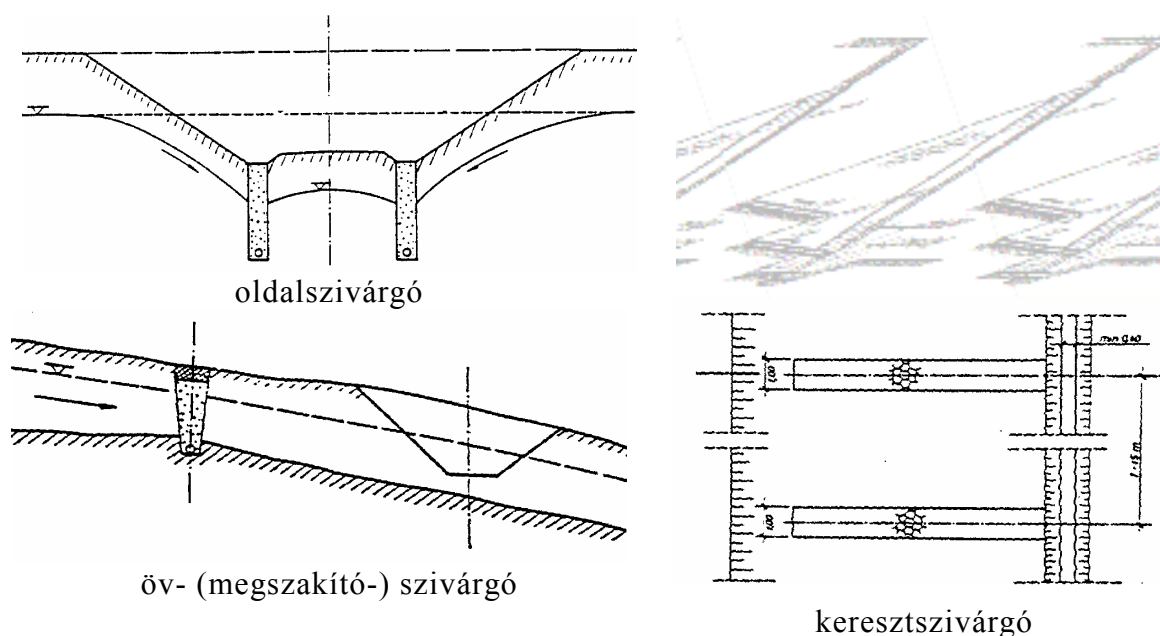
A **szivárgótárók** hasonló funkciójúak, de nagyon magas töltések aljában, bányászati módszerekkel készülnek. A 1,8-2,0 m magas, kb. 1,5 m széles tárokat kővel, kavicssal kitöltik, aljukban betonfolyókát építenek.

A szivárgók esetében számítani kell arra, hogy a vízszállító képességük idővel csökkenhet. Ennek egyik okát, a finom szemcsék bemosódását a geotextíliák alkalmazásával ki lehet védeni. A másikat, a vízből kiváló (többnyire meszes) kémiai "üledékek" hízagsökkentő hatása ellen viszont keveset lehet tenni. Ahol a szivárgó víz kémiai összetétele ezzel fenyeget, ott meg kell oldani a felújítás lehetőségét. A paplanszivárgók esetében ez csaknem lehetetlen, ezért ilyen helyeken ezek élettartamát óvatosan szabad csak tervezni.

E víztelenítő berendezések **alkalmazási területei**

- földművek öv- (megszakító-), oldal- és keresztiszivárgójaként, rézsű- és fagyvédelem céljából (10.11. ábra),
- épületek, műtárgyak falánál víztől való megvédésükre, a víznyomás csökkentésére,
- utak, alapok alatt paplanszivárgóként, fagyvédelem céljából, esetleg talajcsereként.

A **tartós víztelenítés tervezése** az ideiglenes víztelenítéséhez hasonló.



10.11. ábra. Földművek szivárgófajtái.

10.2.4. Vízvezetés - nyíltvíztartás

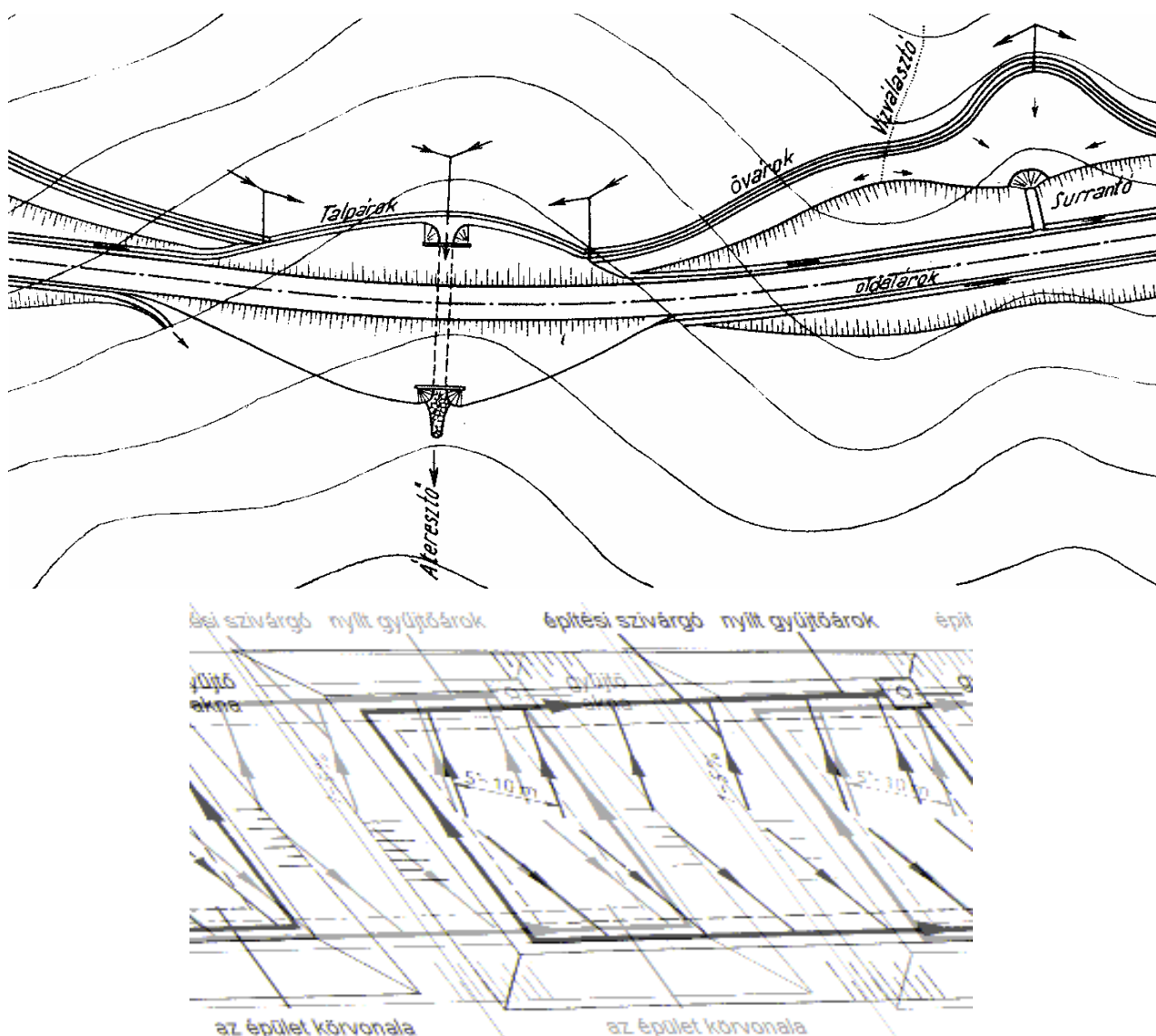
E feladaton a földművek és a munkagödrök felszínére folyó csapadék- és talajból beszivárgó vizek összegyűjtését és elvezetését értjük. A végleges építmény esetében szokás felszíni vízvezetéséről, az ideiglenes (építés közbeni) tevékenység kapcsán nyíltvíztartásról beszélni, de a kialakítási elvek és megoldások lényegében azonosak.

Alkalmazhatóságával kapcsolatban - amint a 10.4 ábra is mutatja - tudni kell, hogy

- szemcsés talajban 1,5 m vízszintkülönbség esetén már kezelhetetlenül nagy a hozam,
- finom homokban és iszapban 0,5 m vízszintkülönbség felett már kimosódást okoz,
- agyagban viszont nagy vízszintkülönbség esetén is lehetséges.

A vízvezetés elemei (10.12. ábra) és feladatuk:

- az öv- ill. talpárak a terepen lefolyó vizek elvezetésére szolgál,
- az oldalárak az altalajból beszivárgó, a rézsűről, a földműről lefolyó és a bevágás szélén összegyűlő víz elvezetésére épül,
- a közbenső árkok, fedett szivárgók, víznyelős csatornák a szélesebb földművek, gödrök belső részein gyűjtik a vizeket,
- a surrantó a meredek rézsűn lefolyó víz levezetésére szolgál,
- a gyűjtőárknak, a zompok a víz gyűjtésére és szivattyúval való kiemelésére építik,
- a csövek, átereszek a földmű alatti vízátvezetésekre valók.



10.12. ábra. Egy földmű felszíni vízvezetése és egy munkagödör nyíltvíztartása.

A **tervezés** az elvezetendő hozamok, ill. a víztelenítő elemek szállító kapacitásának vizsgálatából áll.

Az elvezetendő vízmennyiségek számítására

- a felszíni víz esetében az ún. racionális módszert alkalmazzák;
- a felszín alatti vizek vonatkozásában a Dupuit-féle képleteket.

A berendezések méretezése ki kell terjedjen

- az árkok, csövek helyzetének, méretének, esésének és burkolatának meghatározására;
- a csőátereszek hidraulikai és statikai méretezésére;
- a szivattyúk megválasztására a kívánt hozam és terhelő magasság biztosításával.

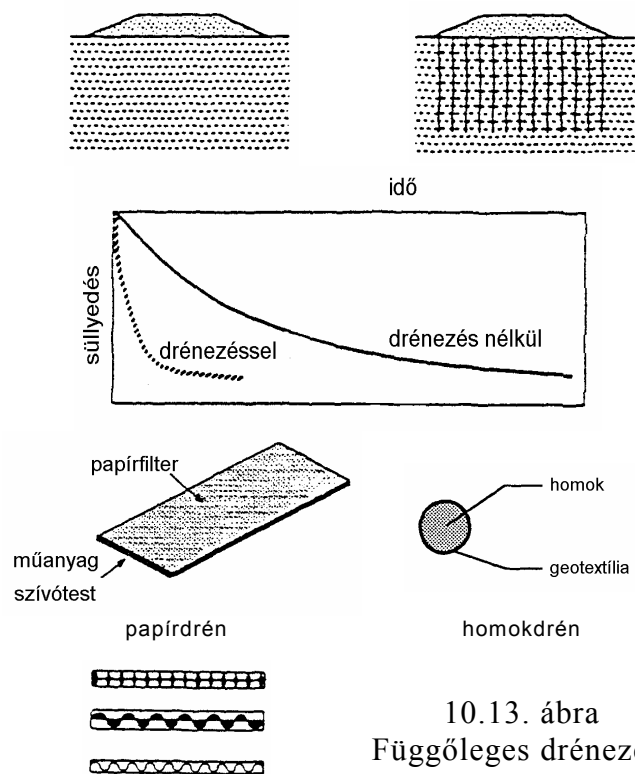
10.2.4. A vízmozgás gyorsítása függőleges drénezzel

Célja a telített, kötött, kompresszibilis, kisáteresztőképességű talajon épülő töltés (esetleg épület) konszolidációjának gyorsítása a konszolidáció során szivárgó víz útjának rövidítésével (l. **10.13. ábra**).

Többféle típusa ismert:

- a homokdrén úgy készül, hogy fűrt lyukakba textíliával burkolt "homokhurkát" engednek le,
- a papírdrén esetében a szívótest bordás műanyaglemezzel, melyet papír (esetleg textília) fed,
- a kavicscölöp a már megismert technológiákkal készülhet, s egyebek mellett ilyen hatása is van.

A drének tervezésekor azt a távolságot kell meghatározni, mellyel kellő konszolidációgyorsítás érhető el. A szokás távolság 1-3 m.



10.13. ábra
Függőleges drénezzel.

10.3. Talajjavítás kötőanyagbevitellel, (injektálás, mélykeverés)

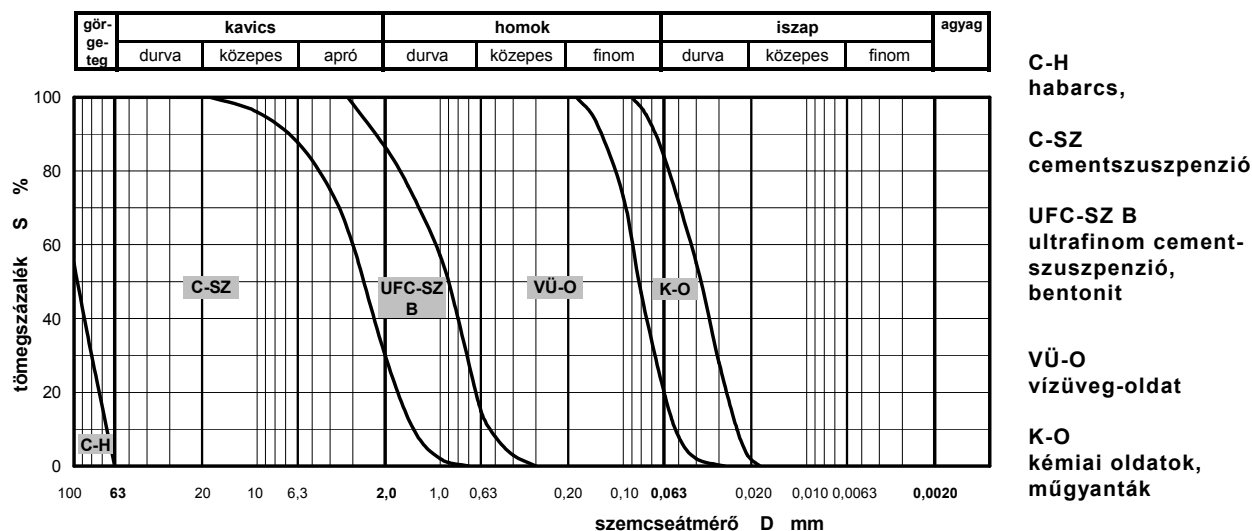
A kötő-, illetve kitöltő anyagok bevitelével történő talajjavítás a legtöbbet alkalmazott eljárás, elsősorban a városi mélyépítésben nélkülözhetetlen.

10.3.1. Injektáló anyagok

A következő anyagok használatosak:

- cement alapú anyagok
- bentonit (esetleg más agyag)
- BC-keverék
- vízüvegalapú anyagok
- műgyanták,
- bitumenemulziók

Ezen anyagoknak a talajfajtától függő **alkalmazási tartományait** a **10.14. ábra** mutatja. Az utóbbi három esetében a környezetszennyező hatás veszélye felmerül, alkalmazásakor ezt szakértővel tisztázni kell.



10.14. ábra. Injektáló anyagok alkalmazási tartománya.

A cementalapú anyagokat elsődlegesen a szilárdság növelése céljából alkalmazzák. A vizsgálatok szerint 20 MPa nyomószilárdság is elérhető velük. Az áteresztőképességet is csökkentik, de csak ezért nem alkalmazzák, a talajemelést szolgáló repesztő injektálásnak viszont ez a fő anyaga. Többféle minőségben (sűrűséggel, konzisztenciával) alkalmazzák:

- a **beton- és cementhabarcsok** csak üregekbe injektálhatók be, az 1-nél kisebb víz-cement tényezővel,
- a **cementuszuspenziók** (cementpépek) 1 feletti v/c-tényezővel készülnek, repedések zárására, ill. kavics és durva homok hézagainak kitöltésére alkalmas,
- a **finomcementuszuspenzió** (cementtej) készítéséhez finomörlésű, speciális cementet használnak, 5 körüli v/c-tényezővel, s így durva homokok hézagkitöltésére is alkalmas.

Kiegészítő anyagokat is keverhetnek a cement mellé, így

- a költségsökkentés céljából salakot, mészkölisztet és pernyét,
- az injektálhatóság javítására különböző plasztifikátorokat,
- a kötési idő szabályozására kötésslassítókat vagy -gyorsítókat.

A bentonit montmorillonit típusú agyag, melyet - mint már láttuk - sokféle módon használnak a mélyépítésben (résziszap, öblítőfolyadék). Injektálásának célja a talaj áteresztőképességének csökkentése. Ezt nemcsak a hézagok kitöltésével éri el, hanem azzal is, hogy megduzzad a talajban, megkötö a vizet, így ott alig marad mozgásra képes szabad víz. A vizsgálatok szerint a fekvésbeni talaj áteresztőképessége 3-4 nagyságrenddel csökkenthető így. Az örölt bentonitot vízzel keverik, 1 feletti v/c-tényezőjű szuszpenziót készítenek. Nem hagyják azonban sokáig érlelődni, hanem gyorsan beinjektálják, hogy a duzzadás már a talajban következzen be. Esetenként más agyagokat is használnak, de hazánkban kevéssé, mivel idehaza jó minőségű bentonitot bányásznak, illetve készítenek.

A BC-keverék az előbbieket célirányos kombinációja. Ha a szilárdságot kívánjuk növelni, akkor több cementet, ha a vízzáróságot, akkor több bentonitot kell adagolni, s az utóbbi az injektálhatóságot is javítja. 10-50 kg/m³ bentonit, 100-300 kg/m³ cement szokásos.

A vízüveg alapú anyagok lényege, hogy folyékony vízüvegoldathoz reagenseket adagolnak, s ennek hatására az megköt. Ezzel közepes és finom homokok is kezelhetők. Elsősorban a szilárdságot növeli (akár 5 MPa-ra is), de a vízzáróságot is javítja. Kétféle anyag szokásos:

- vízzárásra lágy gél készítenek, mely 10-35 % vízüveg és nátriumsó reagens keveréke,
- szilárdításra kemény gél készítenek 35-80 % vízüvegből, reagensként szerves savakat használnak, de ez utóbbiak környezetkárosító hatása miatt ez az anyag is kizorulóban van.

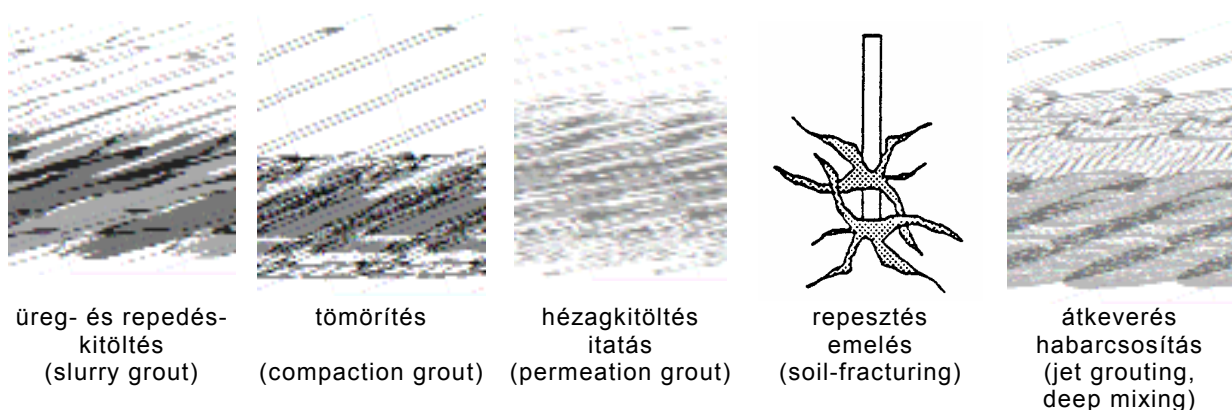
Az injektálásnak kétféle eljárása van:

- a **kétfolyadékös eljárás** esetén előbb a vízüveg, aztán a reagens (pl. CaCl_2) kerül be a talajba és ott jön létre a reakció,
- az **egyfolyadékös eljárás esetén** a vízüveg és reagens (pl. mésztej) gépben kevert oldatát kb. 60 perc alatt kell bevinni, nehogy az kint kössön meg.

A **műgyanták** főleg szigetelések javítására, beton és kőanyagok repedéseinek zárására való. E kémiai oldatok alapanyaga poliuretán, poliakrilát, valamint epoxi- és fenolgyanta. A poliuretánok a reakcióba lépéskor habot („purhab”) képeznek, viszkozitásuk közepes, gyorsan szilárdulnak (0,5 perc – 10 óra). Víz hatására az egykomponensű poliuretánok szilárdulnak, a kétkomponensűek felhabzanak, s ez utóbbi jobb adhéziós szilárdságot és alakváltozási képességet hoz létre. A poliakrilátok utóbbi időkben lettek népszerűek. Viskozitásuk kicsi, úgy jellemzik őket, hogy „ahová a víz eljut, ezek is odaérnek”. Jó tapadású lágy gél keletkezik belőlük, ezért tömítésre kiválóak, szilárdító hatásuk viszont kicsi. Az epoxigyanta a többkomponensű polimerek összefoglaló neve. Nagy viszkozitású, ezért inkább csak kőzetek repedéseibe tud behatolni, a kötés után viszont nagy a húzó-, a nyomó- és a tapadási (adhéziós) szilárdsága. A fenolgyanták beinjektálhatósága jobb a epoxigyantánál és hasonlóan jó szilárdságot eredményez.

10.3.2. Injektálási eljárások

A 10.1. fejezetben már felsoroltuk az eljárásokat, itt a **10.15. ábra** segíti áttekintésüket, illetve a következőkben vázolandó fontosabb jellemzőik megértését. Mivel még nem mindegyik bír elfogadott magyar megnevezéssel, angol nevüket is megadjuk.



10.15. ábra. Injektálási eljárások.

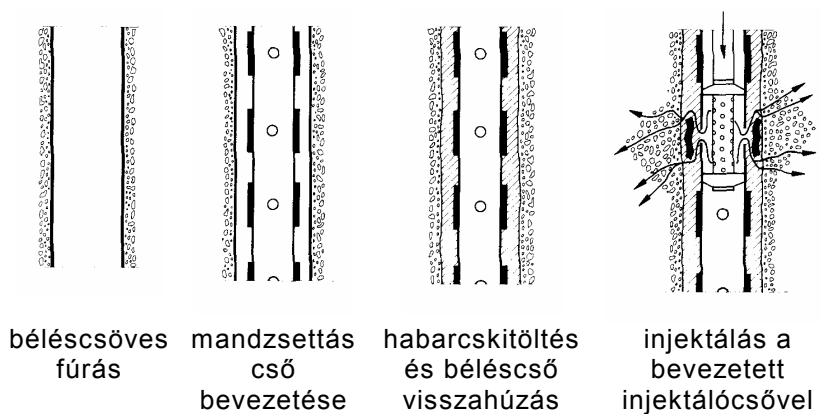
Az üreg- vagy repedéskitöltő injektálás szigorúan véve nem is talajkezelés, hiszen a bevitt anyag csak az üreg határfelületén érintkezik a talajjal. Mészke üregeinek, talajki-mosódások, süllyedések révén keletkező üregek kitöltéséről van tulajdonképpen szó, s erre általában a betonhabarcs megfelel. Egyszerű a technológiája: fúrt vagy vert acélcsővek végén, néhány bar nyomással viszik be az anyagot, miközben a csövet visszahúzzák.

A talajtömörítő injektálás általában sovány betonhabarcs bevitelével történik. Célja a kötött talajok tömörségének növelése, melyek hézagaiba nem vihető be az anyag. Itt is fúrt vagy vert csövek végén nyomják be az anyagot, de a csövet nem folytonosan, hanem szakaszosan húzzák vissza. ~ 50 bar nyomást alkalmazva lehet hatékony a tömörítés.

A hézagkitöltő, itatásos injektálás a leggyakrabban használt eljárás. Célja a szemcsés anyag hézagainak kitöltése, vízzárás vagy kötés céljából.

Ezt ritkán, de az előbb vázolt módon is csinálják: a csövet alulról felfelé húzva viszik be az anyagot, de néha - a felszínemelés elkerülésére - fordított irányban haladva is történhet az itatás. A szokásos azonban a **mandzsettás csővel** való injektálás eljárás (**10.16. ábra**).

E műanyag vagy acél cső szakaszosan (pl. 33 cm-enként) perforálva van, a perforációt azonban gumimandzsetta zárja. A csövet cementhabarccsal kitöltött furatba állítják, s megvárják míg a habarcs megköt. Ezután egy belső injektálócsövet (pakkert) tolnak be a mandzsettás csőbe, melyen két gumitömítés lehetővé teszi, hogy célzottan (egy kiválasztott szinten) injektáljunk. A kb. 20 bar injektáló nyomás felfeszíti a mandzsettát és az ágyazóhabarcsot, és így az anyag a talajba jut. Az injektáló csövet feljebb húzva aztán egy másik mandzsettán is lehet injektálni, illetve az injektálás egy-egy mandzsettán is bármikor ismételhető.



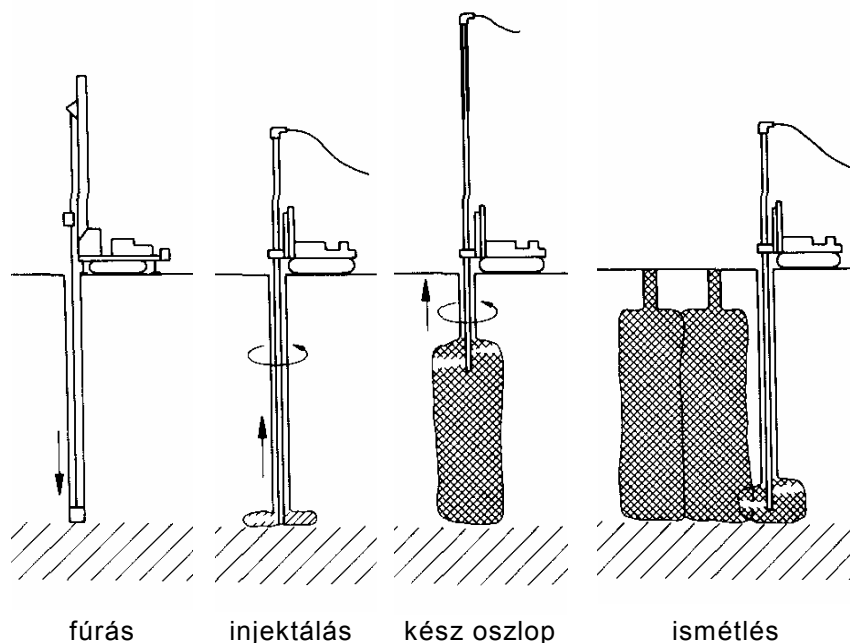
10.16. Mandzsettás injektálás.

Az ún. szelepes fenékinjektálás vékony vízzáró réteg készítésére használatos. A műanyagtömlő végén szelepes fej van, s ezt egy verőcsővel hajtják le a kívánt szintre. A verőcső visszahúzása után a talaj körbezárja a tömlőt, majd később a szelepen át a tömlő tejetjére csatolt berendezéssel lehet akár többször is injektálni.

A talajrepszto injektálást (soil fracturing) süllyedések kompenzálására alkalmazzák. Sűrű (1-2 m) csőkiosztású mandzsettás injektálással felrepszto a talajt és injektált paplant hoznak létre. Ezt aztán - az okozott mozgásokat mérve - 20-40 bar nyomáson végzett injektálással úgy emelik fel újra és újra, hogy az épület, illetve megsüllyedt részei az eredeti szintre kerüljenek.

A jethabarcsosítás (jet grouting, soilcrete) az elmúlt 15 év legjelentősebb fejlesztése (10.17-18. ábra).

Egy célgép csövét az előírt mélységig hajtják le, majd visszahúzása és forgatása közben a cső alján levő szelepeken nagy nyomással cementhabarcsot juttatnak be. Ez átkeveri a talajt és 0,6-2,0 m átmérőjű, 10-15 MPa nyomószilárdságú, 10^{-7} - 10^{-9} m/s átteresztőképességű oszlopot képez. Szemcsés talajban nagyobb lesz az átmérő, a szilárdság s az átteresztőképesség is, viszont éppen az a fő előnye, hogy agyagok kezelésére is képes, amire a többi talajszilárdító eljárás nem, vagy alig.



10.17. Jethabarcsosítás (jet grouting).

Három változata van:

- az egysugaras rendszer esetén egyetlen szelepen, 300-600 bar nyomású cementszuszpenziót nyomnak a talajba,
- a kettős levegős rendszer esetén az ugyanilyen nyomáson belövellt cementszuszpenzió-sugárt 5-6 bar nyomású levegő sugár veszi körül, aminek köszönhetően a hatótávolság megnő, mert a levegőnek köszönhetően hosszabban haladhat sugárszerűen a cementszuszpenzió,
- a kettős vizes rendszerben a vízszugár bontja meg a talajt, a cementálást okozó szuszpenziót pedig külön lövellik be,
- a hármas rendszerben 300-600 bar-os vízszugár hatol a talajba, s ezt veszi körül az 5-6 bar-os levegő, míg a cementszuszpenzió egy alsó szelepen 15-40 bar nyomáson jut be.



10.18. ábra. Jetoszlop kavicsban.

A módszerrel oszlop, fal és vízszintes lemez is kialakítható. Ha pedig a belövelléskor nem forgatják teljesen körbe a szárat, csak kicsit „meglegyezik”, úgy vékony panelek készíthetők vele vízzáró függönyfal céljára.

A jethabarcosítás ma számos egyéb alkalmazásai mellett hazánkban a foghíjbeépítések esetén gyakran szükséges aláfalazás fő megoldási módszere lett.

A **mélykeverés** esetén bár nyomás alatt megy be a kötőanyag, de fontosabb a mechanikai keverés. Az eredmény azonban nagyon hasonlít a jethabarcosítással előállított „talajbetonhoz”. Itteni tárgyalását az is indokolja, hogy már vannak olyan berendezések, melyek a mélykeverést és a jethabarcosítást kombinálják. A technológia lényege egyszerű: egy keverőeszközt lehajtanak a kezelni kívánt mélységig, majd a szárán át kötőanyagot pumpálnak be, azt elkeverik a talajjal, s ezt felfelé haladva ismételtetik.

Többféle eljárást, berendezést fejlesztettek ki (**10.19. ábra**):

- a **száraz eljárásban** puha agyagokhoz (égetett) meszet, vagy száraz mész-cement keveréket, laza homokokhoz cementport kevernek általában egyetlen forgó rúd, illetve annak végén elhelyezkedő egyetlen speciális lapát segítségével,
- a **nedves eljárásban** általában 0,6-2,5 v/c-tényezőjű cementszuszpenziót kevernek a talajba egy vagy több rudazatú géppel, melyeknek vagy a végén van egyetlen lapát, vagy a szárazakon több lapát sorakozik, ami akár folytonos spirál is lehet.

A lapátok alakja és mérete sokféle lehet, s a gépek teljesítményében is nagy különbségek vannak: Ennek megfelelően az egy menetben megszilárdított talajelem méretében és alakjában is. 0,6-2,0 m átmérő a szokásos és akár 70 m kezelési mélység is elérhető, a kötőanyagot 200-800 kPa nyomással viszik be. A mész és a cement mellett használnak kohósalakot és gipszet is. A jellemző cementfelhasználás 20 % (a kezelendő térfogatra vonatkozóan). A módszer alkalmazását az első lépésben laboratóriumi keverési próbák alapján tervezik.

Japánban hajóra szerelt berendezésekkel a sekély tengerfenéken vagy -parton laza homokot stabilizálnak. Vannak továbbá ún. tömegstabilizáló vagy sekély mélységű stabilizálásra szolgáló eszközök is, melyekkel nagyon puha talajokat (pl. tözeget) javítanak. Magyarországon eddig a háromspirálos berendezést használták.



10.19. Mélykeverő berendezések.

11. Földalatti műtárgyak

A közlekedési igények, a városok belterületének felértékelődése, a beépítetlen területek elfogyása, a régi épületek és a természeti környezet megóvásának követelménye az elmúlt évtizedekben arra vezettek, hogy mind több létesítményt kell a felszín alá építeni. A mélyépítés fel is készült erre, sok új szerkezetet, technológiát fejlesztettek ki, melyekkel a beépített nagyvárosokban, az épületek alatt is, egész földalatti városok létesültek a felszín mind kisebb zavarásával, a meglévő építmények biztonságának megőrzésével.

11.1. A földalatti létesítmények főbb jellemzői

Földalatti műtárgyakat a létesítés célja alapján a **11.1. táblázatban** megadott módon szokás csoportosítani. (Egyes létesítményeknek természetesen csak egy-egy szakasza halad a felszín alatt.)

11.1. táblázat

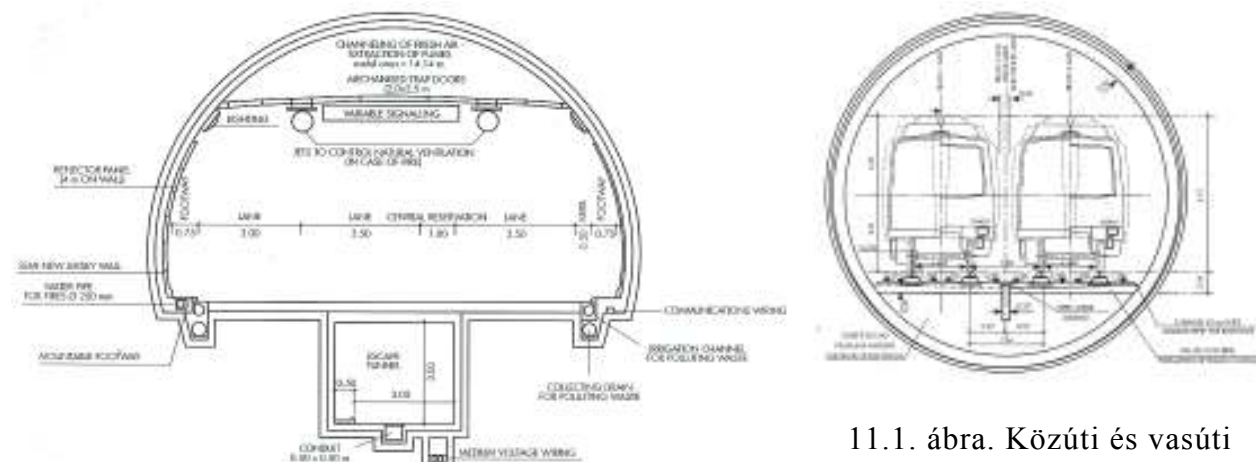
A létesítmény funkciója természetesen alapvető jelentőségű, mivel meghatározza

- a felszíni kapcsolatokat,
- a felszín alatti helyzetet,
- a keresztmetszeti méreteket,
- a szerkezeti lehetőségeket,
- a kiviteli módszereket,
- az építészeti kialakítást,
- az installációs igényeket.

Ezek legtöbb részletére vonatkozóan - főleg a közlekedés és a közművek céljára létesülő építmények esetében - kialakult, sokszor szabványosított követelmények és megoldások vannak. Ezek tételes ismertetésére itt nincs lehetőség, jórészt nem is a geotechnika tárgykörébe tartoznak. Érzékeltetésül bemutatunk néhány példát a következő ábrákon.

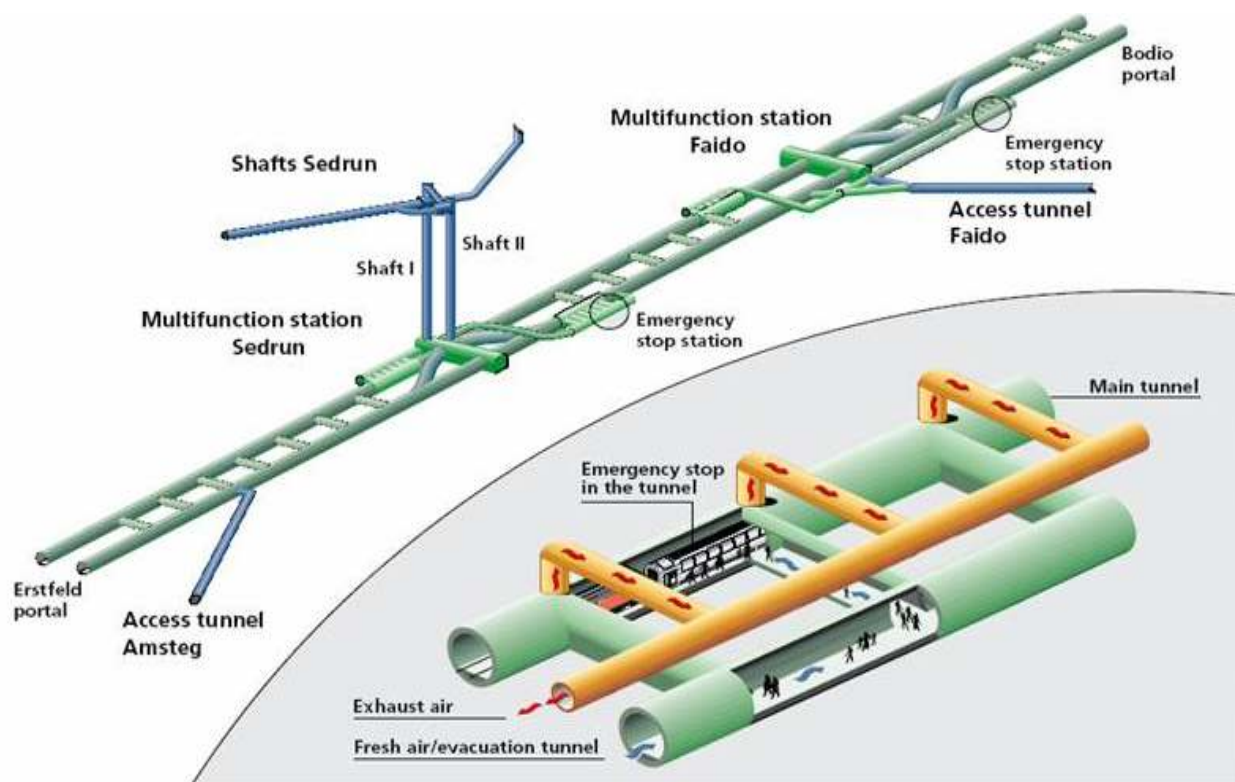
A földalatti műtárgyak funkciói		
közlekedés	közúti közlekedés	közúti aluljáró
		mélyvezetésű út
		közúti alagút
	kötőtpályás közlekedés	metró
		városi vasút, villamos
		vasúti v. villamos aluljáró
gyalogos közlekedés	gyalogos aluljáró	
	gépjárműtárolás	mélygarázs
közmű	vízellátás, csatornázás gázellátás, távhőellátás, villamos energia, posta és hírközlés,	egyedi vezeték
		közműalagút
		vonali kisműtárgy
		nagyműtárgy
egyéb	kereskedelem ipar szolgáltatás polgári védelem	üzlet
		raktár, tározó
		szállítóalagút
		óvóhely

A **11.1. ábra** egy közúti és egy vasúti alagút mintakeresztelvényét mutatja, mely általában hosszú szakaszon jellemző, s az építési módszer is megjelenik benne: a közúti speciális szelvényét bányászati, a vasútit pajzsos módszerrel alakították ki. Az előbbi esetében lényeges térigénye van a szellőzésnek, és újabban – a bekövetkezett súlyos tüzesetek nyomán – a menekülő alagutat is építenek.



11.1. ábra. Közúti és vasúti alagút mintaszelvénye.

A használó számára érzékelhető térnél ezért valójában gyakran sokkal nagyobbak, bonyolultabbak a kialakított terek. E tekintetben lényeges az építésszervezés igénye is, pl. meg kell teremteni a több helyről való indítás lehetőségét, az anyagszállítást. Érdekes példa erre napjaink legnagyobb alagút-projektje a Gotthard-alagút (**11.2. ábra**). Az 57 km hosszú szakaszon még két menekülő állomás is készül, mert a hossz okán már a vasúti üzemre is szükségesnek ítélték. A vonalalagutakat alagútfúrógéppel készítik, az összekötő alagutakat és a nagyobb tereket viszont bányászati módszerekkel.



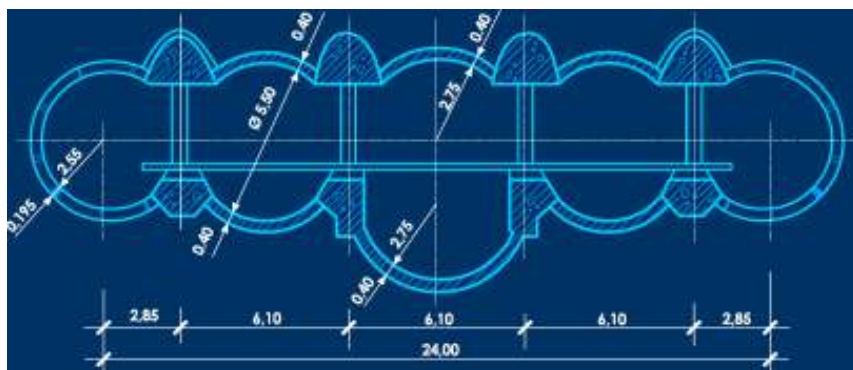
11.2. ábra. A Gotthard-alagút műtárgyrendszere.

A városi mélyépítésben főleg az aluljárók, a mélygarázsok és a metróállomások jelentenek speciális feladatokat, melyek mindig egyedi megoldásokat igényelnek. Általában inkább **felülről, nyitott munkagödörből** építik őket, s a fő megoldás a **résfalazás**. A most épülő budapesti 4-es metró állomásait például mind „résfaldobozba” alakítják ki, az egyik látványterve a **11.3. ábrán** látható. A vonalalagutak ezekbe futnak be, az azokat készítő pajzsokat az állomásokon áthúzzák. Az egyterű állomások látványosak lesznek, de ezen túl nem hasznosítják a kiemelt nagy tereket.

A korábbi metróvonalainkon, hogy a felszínt kevésbé zavarjuk, a mélyebb **állomásokat** inkább **bányászati eljárásokkal** építettük, s így természetesen kisebb terek kiemelésére törekedtünk. Az „ötcsöves állomás” (**11.4. ábra**) világszerte elismerést aratott. A vonalalagutakat az állomástól függetlenül építették. A belső csövek kialakításához



11.3. ábra A budapesti 4-es metró állomásterve.



11.4. ábra. A budapesti típusú ötsöves állomás.

alul s felül tárókat hajtottak ki „bányászkozással”, és azokat aknákkal kötötték össze. Bennük elkészültek a gerendák, illetve az oszlopok, majd a gerendák közt szakaszosan a felső boltozat. Ennek védelmében emelték ki a teljes állomásteret, s épültek meg a szerkezetek.

A városi mélyépítésben új trendnek látszik az is, hogy a gyalogos helyett a **közúti** közlekedés kerül a felszín alá, s hidak helyett inkább aluljárók épülnek, s ezek esztétikai kialakítása is fejlődik. Jó példa erre a szintén résfalás oldalhatárolással épült győri **aluljáró** (11.5. ábra).



11.5. ábra A győri Nádor-aluljáró.

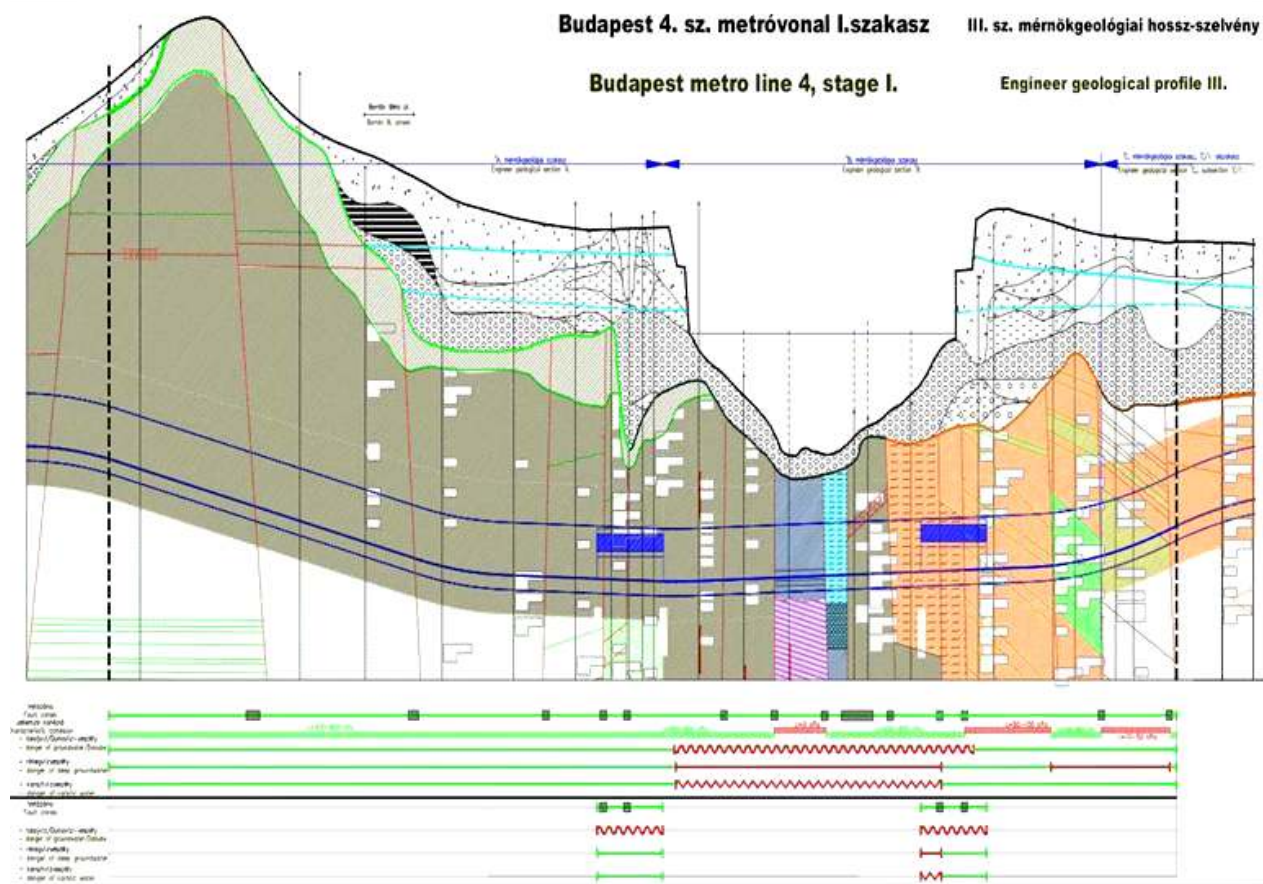
A technikai fejlődés ellenére alagútépítést az egyik legveszélyesebb építési tevékenységnek kell tekinteni. Veszélyeztetheti az alagútban dolgozókat, a felszíni építményeket, az azokban élőket. Az utóbbi évtizedben is viszonylag sok baleset volt, főleg a városi alagutak bányászati módszerrel való építése során. Üzemi okból egyre magasabbra kerülnek a vonalak, s a csökkenő takarás mellett a piaci harc miatti merészebb megoldások és a szoros határidők miatti feszített tempójú építés kritikus helyzetet teremthetnek. Ezért ma már minden nagyobb alagútépítés tervének része a **kockázatelemzés**. Azonosítják a veszélyeket, megbecsülik a bekövetkezésük valószínűségét és a veszélyeztetett értékeket. Ha valamely veszélyre nézve a kettő szorzata (a kockázat) túlzottan nagy, akkor keresik azokat a megoldásokat, melyekkel vagy a bekövetkezési valószínűség, vagy kockázatot érték csökkenthető. A kockázatkezelés pénzügyi és jogi oldala az optimális kockázatmegosztás, melyben lényeges a biztosítók bevonása.

A kockázat csökkentésében meghatározó szerepe van a **talajvizsgálatoknak**. A gondos előzetes feltárás, a földtani viszonyok szakszerű bemutatása, melyben a geológusoknak a szokásosnál jóval nagyobb szerepet kell kapniuk, azért is fontos, hogy a pályázók biztonságos és gazdaságos ajánlatokat tehessenek. A talajviszonyok bemutatásának fő formája a mérnökgeológiai hosszlevény, példaként a 4-es metróét a 11.6. ábra érzékelteti. A fokozott kockázat miatt azonban a kivitelezés közben folyamatosan kell szakértő geológusnak ellenőriznie a talajadottságokat, s főleg bányászati módszer alkalmazásakor az alagút minden méterén értékelni a fejtési frontot, jelezni a várható viselkedést.

A **monitoringrendszer** is alapvető jelentőségű a kockázatkezelésben. Fő eleme a földalatti műtárgy környezetének folyamatos mozgásmérése. Ma már többnyire automatikus mérő és adatgyűjtő rendszereket alkalmaznak, s ezek bizonyos határértékek elérésekor riasztanak is.

Az előbbieken láthattuk, hogy a sokféle szerkezet kétféle módszerrel építhető:

- nyílt módszerrel, vagyis a felszínről megnyitott munkagödörben,
- zárt módszerrel, vagyis nagyobb mélységben a felszín alatt, alagútépítési eljárásokkal.



11.6. ábra. A budaesti 4-es metró mérnökgeológiai hossz-szelvény.

11.2. Építés nyílt eljárással

A nyílt eljárás során alapvetően azokat a technológiákat, szerkezeteket alkalmazzuk, amelyeket a 8. fejezetben megismertünk. Ezért itt elég röviden áttekinteni, miként alkalmazzák ezeket a földalatti műtárgyak építésére.

11.2.1. Építési technológiák és jellemző szerkezetek

A szerkezetek elkészítésére szolgáló **munkagödör** kialakítható (11.7. ábra)

- rézsús oldalhatárolással,
- rézsú és ideiglenes megtámasztó szerkezet kombinációjával,
- ideiglenes megtámasztó falszerkezettel,
- a végleges szerkezetbe is bevont megtámasztó szerkezettel.

Az elsőre a városokban ritkán van hely, viszont külterületen alkalmazzák (lásd később). A második viszont azért gyakori, mert a felszín közelében az épülettörmelék és a közművek miatt nem építhető meg a mélyebben szükséges megtámasztás. (A rézsút többnyire szegezéssel és lőtt betonnal erősítik, hogy meredekebb lehessen.)

Az ideiglenes oldalmegtámasztás esetén

- a végleges és az ideiglenes fal között hagyható munkatér (hamburgi módszer)
- a végleges fal ráépülhet az ideiglenes megtámasztó falra (berlini módszer).

Ha a végleges szerkezetnek is része a munkagödör megtámasztó fal, akkor készülhet

- egyrétegű oldalfal, vagyis csak ez a fal alkotja a végleges szerkezetet (8.9. ábra);
- kétrétegű oldalfal, amikor is e külső fal viseli a földnyomást, míg belülré a víznyomás felvételére egy vasbeton fal készül (lásd később a 11.9. ábrán).

Az ideiglenes és/vagy végleges oldalfal lehet

- rásfal,
- cölöpfal,
- szádfal,
- szegezett fal,
- horgonyfal
- szilárdított fal,
- fagyasztott fal,
- berlini dúcolat.

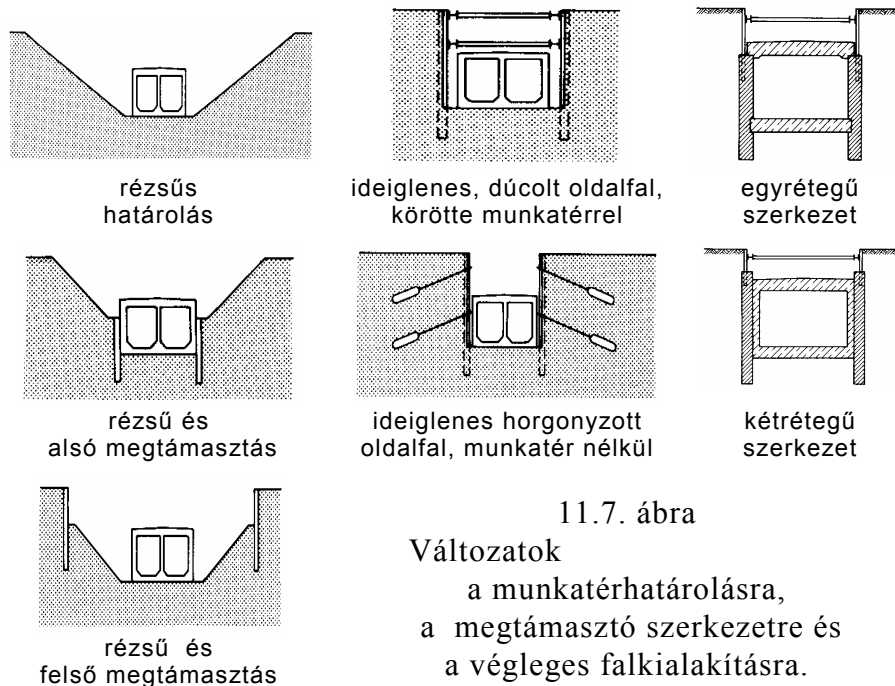
A falak biztosíthatók

- horgonyzással,
- belső támmal.

A külön épülő **végleges vb. oldalfal** lehet

- monolit vagy
- előregyártott
- kombinált.

Épülhetnek e szerkezetek szekrény súlyszelvéssel is (l. 7.4).



11.7. ábra

Változatok a munkatérhatárolásra, a megtámasztó szerkezetre és a végleges falkialakításra.

A munkatér határolások oldalfalát is használó építéskor a fal elkészülte után kétféle **sorrendben** folytatódhat a munka:

- alulról felfelé, azaz kiemelik a földet a falak közül, megépítik a fenéklemezt, majd a földm(ek)et,
- felülről lefelé, azaz elkészül a legfelső földm, alóla kiemelik a földet, s megépítik a többi földm-et és a fenéklemezt.

Az alulról felfelé való építésben nincs különlegesség: a szokásos vasbetonkészítési eljárásokkal (zsaluzás, vasszerelés, betonozás) készül a szerkezet, majd föléje visszatöltik a földet. A városi mélyépítésben nagyon gyakori e „**cut and cover**” néven ismert módszer alkalmazása de ma a külterületeken (11.8. ábra), is szívesen használják, hogy visszaadhassák a területet a természetnek ill. a tulajdonosának. Az alagutak eleje mindig így készül, mert kellő takarás nélkül nem alkalmazhatók az alagútépítési eljárások.

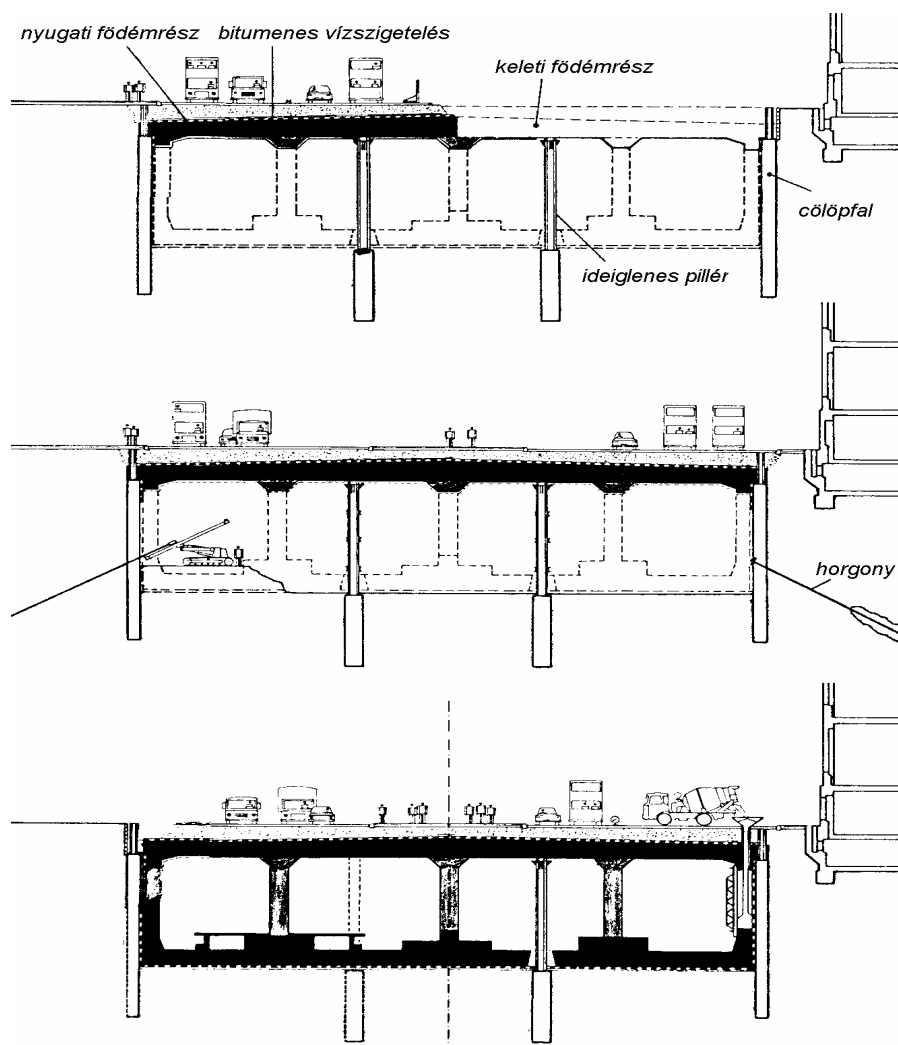


11.8. ábra. Alagútépítés „cut and cover” eljárással.

A **felülről lefelé történő építés**, melyet **milánói módszernek** is neveznek (11.9. ábra), előnye, hogy a felszínt kisebb ideig és esetleg csak részlegesen veszi igénybe, továbbá, hogy a már elkészült földm-eknek köszönhetően az ideiglenes horgonyok (ill. támaszok) száma csökkenthető.

A keskeny szerkezetek esetében függőleges teherviselő elemként elég lehet az oldalfal, a szélesebbek esetében viszont belső pillérek is szükségesek. Ezek cölöpként készülnek, s vagy csak ideiglenes támaszul szolgálnak, vagy a végleges szerkezetnek is részei lesznek.

Megjegyezzük, hogy a mai lehetőségekkel élve még épületek alatt is elhaladnak nyílt eljárással. Az épületek falai alá merev vb. szerkezetet készítenek, s arról a terheket cölöpökkel vagy jet grouting eljárással mélyebbre hárítják. A cölöpök közül kiemelik a talajt, s megépítik a földalatti szerkezetet. Ha az összes cölöpöt nem lehet úgy elhelyezni, hogy közöttük a szerkezet elkészülhessen, akkor az "útban lévőket" megszüntetik, miután kiváltották őket. Végül a megépült föld alatti szerkezettel közvetítik az ő terheiket is az al mélyebb rétegekre.



11.9. ábra. Aluljáró építése felülről lefelé.

11.2.2. A talajvízzel kapcsolatos problémák megoldása

A talajvíz alá nyúló tereket, szerkezeteket és munkagödröket építés közben vízteleníteni kell, ill. a végleges szerkezetnek is vízzárónak (vagy erősen korlátozott átteresztőképességűnek) kell lennie.

Agyagtalaj esetén a nyíltvíztartás építés közben megfelel, sőt – s mint már említettük – újabban a végleges szerkezetet is ily módon védik meg a behatóló víztől, ill. az általa okozott felhajtó erőttől. Az üzemeltetés során a szerkezet alatt egy paplanszivárgóban összegyűjtik és szivattyúval kiemelik a vizet, mert a kis vízhozamnak köszönhetően ennek költségei még nagyon hosszú élettartam alatt sem jelentősek.

Más talajokban a talajvízszintsüllyesztés megoldás volna az építés közbeni víztelenítésre, de a különböző veszélyek (épületkár, szennyezésáramlás) miatt általában nem ezt választják, s egyébként is a végleges állapotban a költségek miatt ez nem folytatható. Ezért ma általában a **víz kizárását** biztosító megoldásokat célszerű tervezni.

Az oldalsó zárás érdekében ilyenkor az említett megtámasztási módok közül a vízzáróak, főleg a rés- és szádfal, esetleg az átmetsző cölöpfungal alkalmazható.

Az alsó zárás történhet

- vízzáró talajba való befogással,
- injektált záróréteg kialakításával,
- víz alatti betonfenék készítésével.

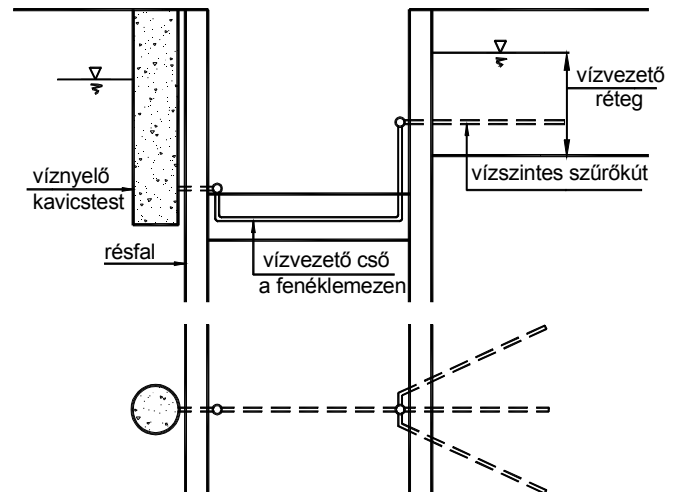
Általában megkövetelik, hogy

- a vízmozgásokat csak ideiglenesen és lokálisan akadályozza a szerkezet,
- ne okozzon visszaduzzasztást.

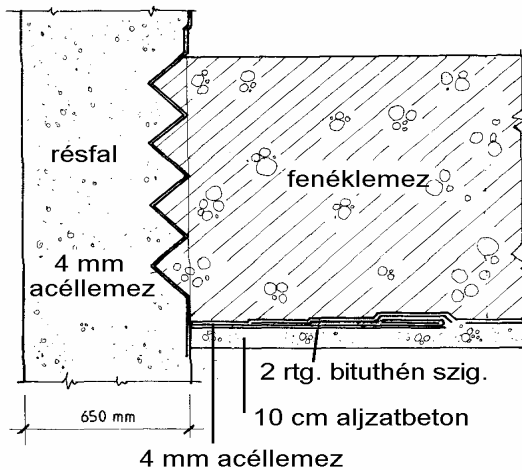
Ezért előtérbe került a talajfagyasztás és a visszahúzható szádfal, résfal esetén pedig meg kell oldani a vízátvitelt, pl. **11.10. ábra** szerint.

Ahol a talajvíz a fenék alatt van, de a statikailag szükséges befogás miatt a fal beleér egy agyagba, ott a vízátvitelt biztosítására berlini dúcolat vagy nem folytonos cölöp-, ill. résfal ajánlatos.

A talajvízben álló egyrétegű szerkezetek kritikus része a táblák, ill. a fal és a fenéklemez közti **kapcsolat vízzáró-sága**. 5 m-nél nagyobb vízoszlop esetén speciális megoldás szükséges.



11.10. ábra. A talajvíz átvezetése résfalon.



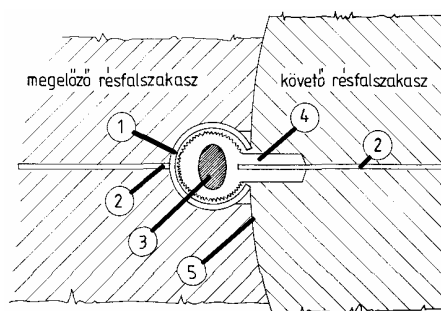
11.11. ábra.

Résfal és fenéklemez vízzáró kapcsolata

A **11.11. ábra** az oldalfal és a fenéklemez kapcsolatára mutat be egy megoldást. A vasalásokhoz rögzített hullámos acéllemezek jó szigetelést adnak. Bevált az is, hogy a két elem közé egy kis üregbe duzzadó agyagot építenek be.

A táblák munkahézagainak vízzárására mutat egy példát a **11.12. ábra**. A hagyományos szakaszolócsövek mellé építik be a felhasított vékonyabb acélcsövet, s ehhez rögzítik az első táblába kerülő acéllemezt. A második tábla készítésekor ebbe húzzák bele a következő táblába kerülő gumiidomot, melyhez szintén acéllemez csatlakozik. Az idomot utólag még ki is injektálják. Sokszor azonban elegendő lehet a résfalnál már említett acélpallós csatlakozás is.

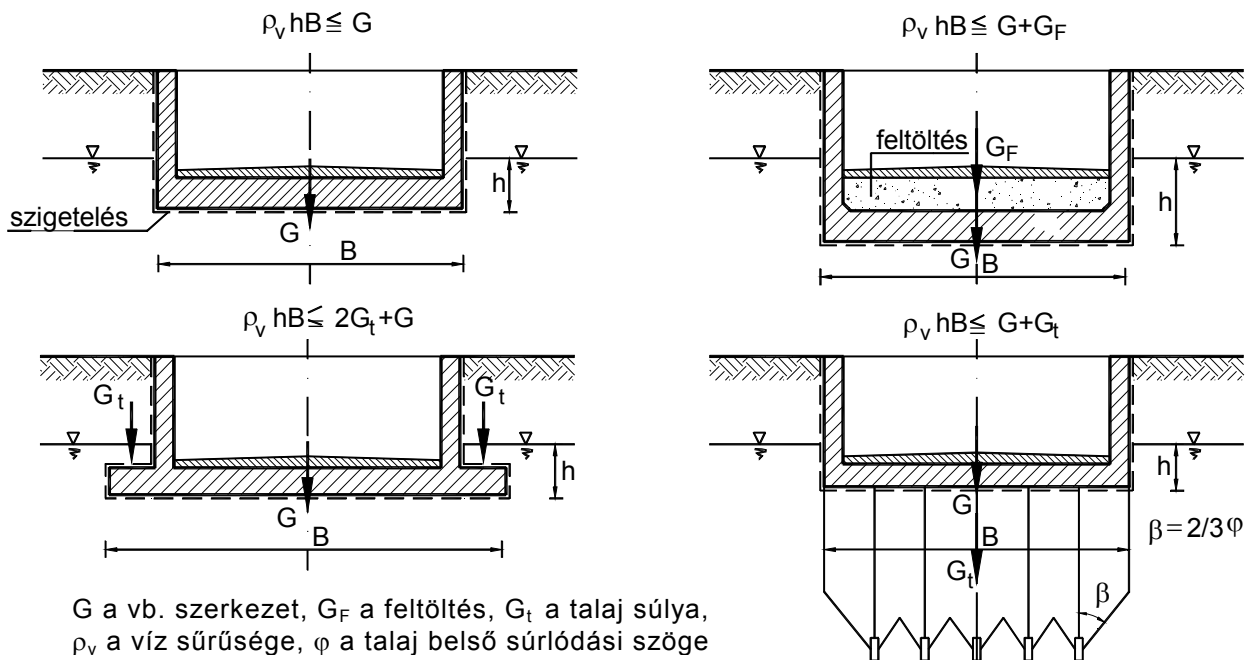
A talajvíz alá érő szigetelt szerkezetek esetében felmerül a **felúszás veszélye**. Sokszor ennek elhárítása a tervezés legnehezebb feladata, mivel e szerkezetek önsúlya csekély, hiszen éppen egy felszín alatti többé-kevésbé üres tér biztosítása a cél. A **11.13. ábra** a lehetőségeket



- 1=3 mm-es acélcső, réssel
- 2=100/4-es acéllemez
- 3=besajtott cementtej
- 4=gumi idom
- 5=szakaszolócső határa

11.12. ábra.
Réstáblák vízzáró csatlakoztatása.

vázolja fel egy mélyvezetésű út példáján. (A felül zárt szerkezetek esetén kedvezőbb a helyzet, mert a felső föld s az azon levő takarás súlya is beszámítható, ill. e takarással nőhet a biztonság.) Az első megoldás általában a legköltségesebb, mert drága anyagokkal növeli a súlyt. A második mélyebb gödrot kíván, ami munkatérhatárolási és építés közbeni víztelenítési gondokat vet fel. A harmadik - az arányok miatt - csak keskenyebb szerkezet esetén lehet hatékony. A negyedikhez korrózióálló, tartós horgony szükséges.



11.13. ábra. A felúszás elleni védekezés lehetőségei.

11.3. Zárt építési módszerek

A zárt építési eljárást a következők tehetik szükségessé, illetve indokolttá:

- beépített területeken az építmények megtartása, védelme,
- vízfolyások keresztezésekor a víztelenítési problémák elkerülése,
- nagyobb mélység esetén a gazdaságosság,
- a felszínzavarás elkerülése, csökkentése,
- környezetvédelmi okok.

A zárt eljárások két nagy, s azokon belül további csoportokra oszthatók:

- a bányászati eljárásnak a klasszikus módszerei és új osztrák építési módszerként ismert változata használatosak,
- a pajzsos, illetve alagútfúró gépes módszerek, melyeket gyakran nem különböztetik meg, s idehaza inkább pajzsos-, külföldön inkább TBM-módszerként említik.

A bányászati módszerek a viszonylag jól fejthető, de állékony kőzetekben, valamint kemény kötött és valamennyire összeálló szemcsés talajokban általában olcsóbbak a másik eljárásnál. Nehezen fejthető nagy szilárdságú kőzetekben viszont érdemesebb alagútfúró gépeket alkalmazni, míg kevésbé állékony talajokban és különösen a talajvíz alatt csak a pajzsos eljárások szolgáltatnak kellő biztonságot.

11.3.1. Bányászati módszerek

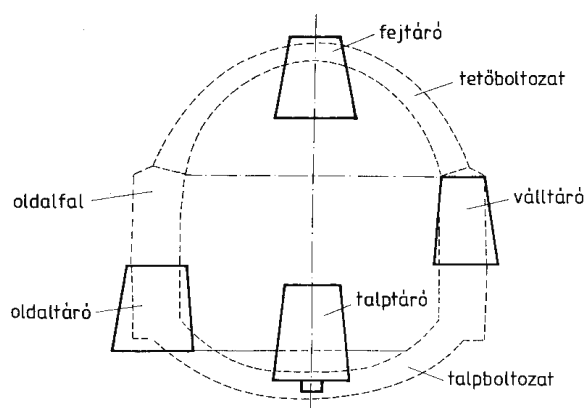
A bányászati eljárás **konkrét módszerét** a közettulajdonságok alapján kell megválasztani. A **11.14. ábra** ad áttekintést a szokványos méretű alagutak építési módszerének lehetséges változatairól. Nyilvánvalóan előnyös, ha valahol az alacsonyabb osztályba sorolva dolgozhatunk, de hibás döntés esetén óriásiak a veszélyek. A szakirodalomban sok hasonló osztályozási eljárás található, olyanok is vannak, melyek a kőzetek szilárdsági, ill. szemrevételezéssel megállapítható jellemzői alapján adják meg a követendő építéstechnológia alapvető részleteit. Az egyik a legismertebbeknek Biernatowski módszere, aki a kőzet szilárdsági és tagoltsági jellemzőitől és a vízszivárgás mennyiségétől függően ad meg valamely vágatszélességre vonatkozóan állékonyági időt.

A klasszikus bányászati eljárások esetében az üreget a kőzet minőségétől függően teljes szelvényben vagy részletekben fejtik.

Állékony kőzetekben a fejtés a nehezebb, robbantással, marógömbös fejtőgéppel végzik. Ideiglenes támasz nem szükséges, esetleg végleges sem, de legalább is annak beépítése nem sürgős. Általában zsaluzókocsival épített monolit betonfal készül.

Genge kőzetben, talajokban általában részletekben alakítják ki a szelvényt. Először 2,0-2,5 m magas és 2,0-2,2 m alsó szélességű **tárókat** nyitnak. A tárók nevét a **11.15. ábrán** adtuk meg. A tárókba ideiglenes tám kerül, melyet korábban fából ácsolták, újabban inkább acélelemekkel, lövellt betonnal, kőzethorgonnyal dolgoznak, de alkalmaznak acél vagy vb. elemet is. A kézi fejtést felváltotta a kiségek alkalmazása. Az ideiglenes támaszok védelmében részletekben készül el a monolit vasbeton falazat, utoljára a talpboltozat.

A klasszikus eljárások közül kettő ma is használatos (11.16. ábra):

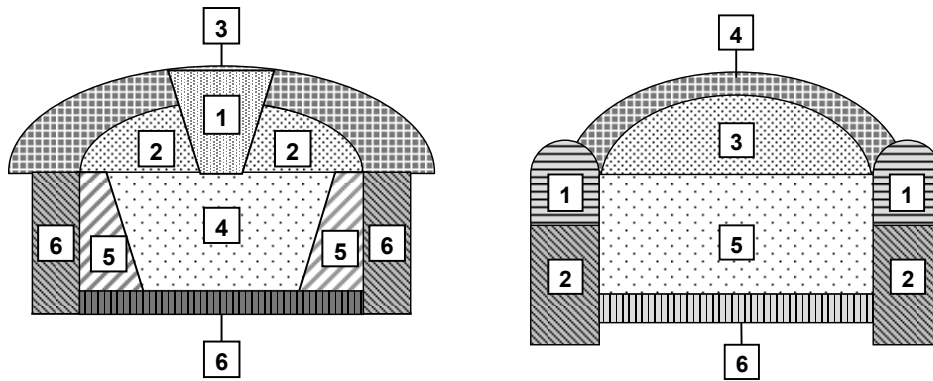


11.15. ábra. Az alagúttárók neve.

Az új osztrák építési módszer - közismert mozaikszóval **NÖT** - azonban a világ nagy részében az előbbi módszereket is kiszorította. Korábban csak szilárd kőzetekben és elsősorban hegyvidéki vasúti és közúti alagutak építésére alkalmazták, újabban azonban már homoktalajban és a metróépítésben is. A módszer osztrák „származását” és műszaki eredetiségét ugyan sokan vitatják, és az elmúlt évtizedben elég sok baleset - köztük súlyos is - volt városi alkalmazásakor, ám világméretű áttörése elvitathatatlan

1		Biztosítás nem kell, csak helyenként kell a kilazult kőzeteket megfogni.
2		Rövid (~1 m) Hosszban szabadon kibontható, de utána biztosítani kell.
3		A fejtés hézagos főtebiztosítással részletekben végezhető.
4		Azonnali főtebiztosítás és homloktámasztás szükséges.
5		A fejtés csak tűzópallók védelmében homlokdűcolás mellett végezhető.
6		Különleges eljárás kell (talajszilárdítás, csőernyővédelem, levegőtúlnyomás).
11.14. ábra. Az alagutak besorolása az alkalmazható eljárás szerint.		

- az aláfogásos (belga) módszerben a fejtáróból indítva először a szelvény tetejét (a kalottot) alakítják ki, aztán következnek az oldalfalak s végül a talpboltozat,
 - a magvahagyó (német) módszerben a váll- és oldaltáróval előbb az oldalfalakat építik meg, majd a kalottot kihajtva a tetőboltozatot, végül ennek védelmében bontják ki a magot, s építik be a talpboltozatot.
- Mindkettőt alkalmazzák a metróállomások építéséhez Madridban, ami azért érdemel figyelmet, mert ott az elmúlt 20 évben évi 10 km vonal épül olcsón és biztonsággal.

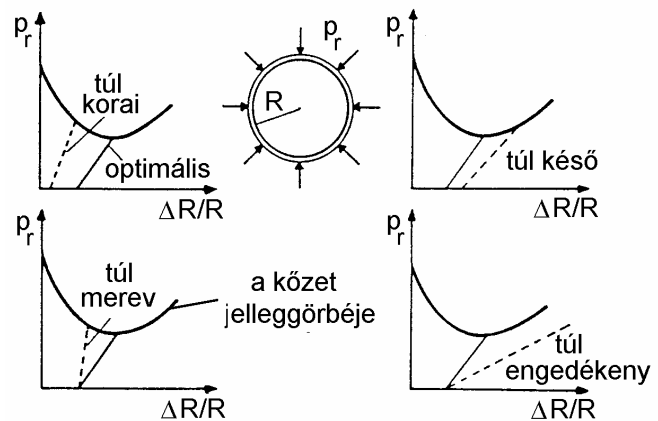


aláfogásos módszer

magvahagyó módszer

11.16. Klasszikus bányászati módszerek modern változatai.

A NÖT lényege (11.17. ábra) abban foglalható össze, hogy a célszerű elrendezésben kifejlesztett üregben megfelelő ütemben kiépítve a falazatot a kőzetet bevonják a teherviselésbe. Így kisebb szelvényt kell fejteni, nincs ideiglenes megtámasztás, és vékonyabb végső fal is elég. Üregnyitás után ugyanis a sugárirányú ΔR alakváltozással (azaz ha dolgozik a kőzet) a sugárirányú nyomás csökken, ezért gyengébb megtámasztás is elég. Ha viszont az alakváltozás túllép egy határt, a kőzet töredezik, fellazul, nyomása megnő. Ezt nem engedik meg, a kőzet jelleggörbéjét megismerve, kellő időben, kellő merevségű és szilárdságú falazatot készítenek.



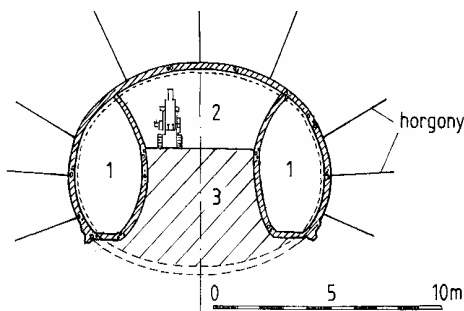
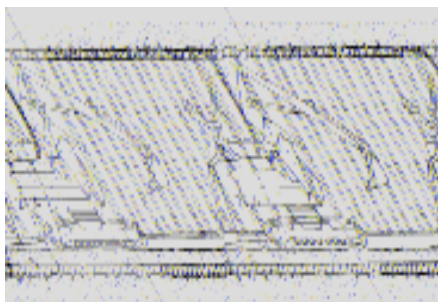
11.17. ábra. A NÖT alapjai.

A falazat alapeleme a **lövelléses** technológiával felvitt 15-25 cm vastag **vasbeton héj**. Ez gyorsan elkészíthető, jól tapad a kőzethez, a helyi bomlásokat meggátolja, és rugalmasan illeszthető a fejtéshez. A fejtés és a falazás módját - a 11.14. ábra szerint - a mérethez és kőzetfajtaéhoz igazítják. A 11.18. ábrán érzékelhető egy NÖT-ös alagút fejtési frontja, a 11.19. ábrán pedig a szokásos fejtési módszerek láthatók.

A lövellt beton **száraz** vagy nedves **eljárással** készül. Az előbbi esetében levegőnyomással száraz beton jut a szórópisztolyhoz, s ott keveredik a vízzel. A nedves eljárásban a vízzel kevert betont nyomják a pisztolyhoz. Az utóbbi jobb minőséget ad, s kevésbé ártalmas, mégis inkább az előbbit használják, mert az alagútépítés során nem mindig biztosítható a folyamatos munka, s a nedves eljárásban a beton belekőthet a vezetékbe s a pisztolyba. Kötésgyorsító és tapadásjavító adalékszerekkel azonban a száraz eljárás is jó minőséget nyújt, ill. porelszívással védekezhetünk a szilikózis ellen.

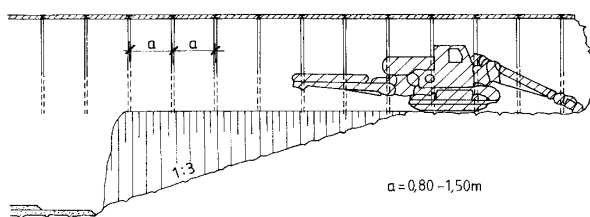
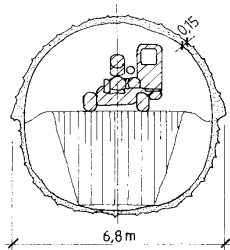


11.18. ábra. Egy NÖT-ös alagút fejtése.



fejtés és falazás részletekben

fejtés oldalárókkal, részben elbontott fallal



fejtés és falazás félszelvényben (rámpásan)

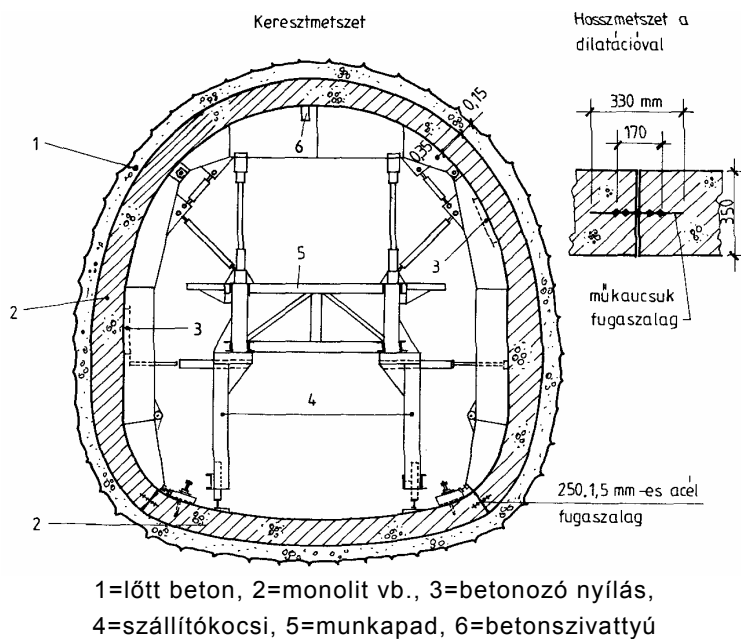
11.19. ábra. Fejtés részletekben és rámpásan félszelvényben.

szigetelést hordanak fel vagy a monolit vb. falazat készül vízzáró minőséggel. Az ilyen esetben általában rácsos acélíveket használnak, melyek egyik felét a külső, másikat a belső héjba kötik be, javítandó azok együttműködését. A belső falat zsaluzókocsival készítik (11.20. ábra).

A NÖT gyengébb kőzetekben különböző **segédtechnológiákkal** alkalmazható. Ilyenek pl. a jethabarcosítás, az itatásos injektálás, a talajfagyasztás, a levegőtűnyomás, pallók előretűzése és a csőernnyővédelem. Ezekkel a fötte fölött a vállig erősítik meg a talajt.

A NÖT fontos eleme a **monitoring**, hiszen éppen a kőzet viselkedésének felismerésén alapul. A szokásos geodéziai munkák mellett végeznek

- szintezéseket az alagútban és a felszínen a felszínmozgások közben tartásához,
- konvergenciaméréseket (a héjon rögzített pontok távolságának mérése) a szerkezet- és a kőzetdeformációk megállapításához,
- extenzo- és inklinométeres méréseket a kőzet fajlagos alakváltozásainak megállapítása céljából,
- feszültségméréseket a kőzetfalon és a szerkezeten nyomásmérő cellákkal és mérőbélyeges alakváltozásmérőkkel,
- horgonyerőméréseket elektromos vagy mechanikus eszközökkel a terv ellenőrzése céljából.



1=lőtt beton, 2=monolit vb., 3=betonozó nyílás, 4=szállítókoszi, 5=munkapad, 6=betonszivattyú

11.20. ábra. NÖT-ös alagútfalazat és zsaluzókocsija.

A lőtt betonhéjat, ha kell, **megerősítik**:

- repedezett kőzetben cementtel vagy műgyantával bekötött avagy befeszülő kőzethorgonyokkal fogják össze a kőzetet (főleg a fötében),
- nagy nyomás esetén rácsos vagy zárt szelvényű acél íveket építenek be.

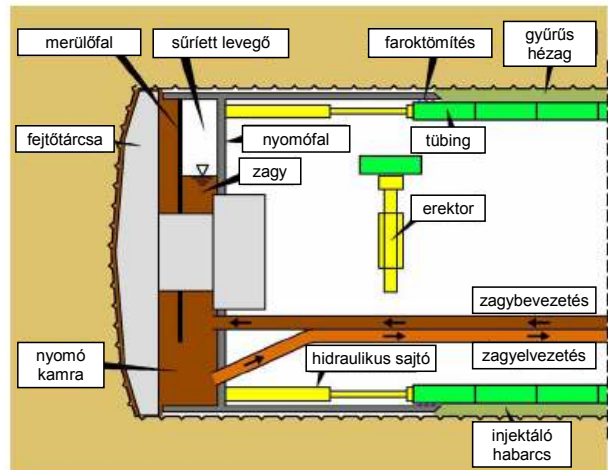
A lövelt héj zárásával egy időre megvan a szükséges megtámasztás, van idő a falazat belső héjának elkészítésére. Ha vízzárási igény van, akkor a lőtt betonhéjra

11.3.2. Pajzsos alagútépítés

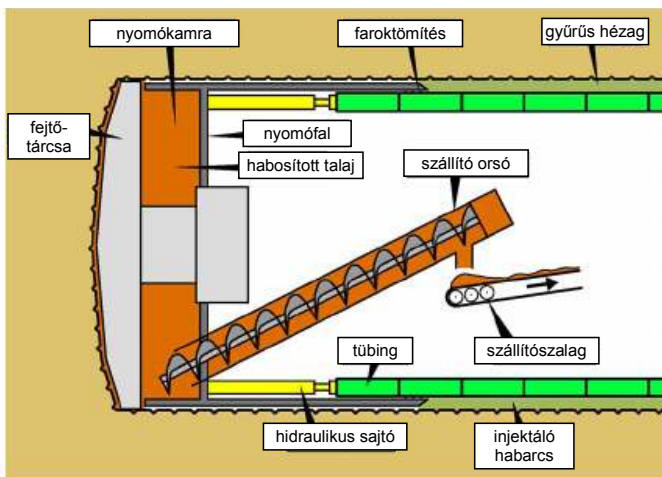
A pajzsos építés régi módszer, de az elmúlt évtizedben óriási fejlődésen ment keresztül. A pajzs eredetileg tulajdonképpen "csak" egy acélból készült, mozgó dúcolat volt, mely a henger alakban kifejtett üreg palástját támasztotta meg. Mára azonban a pajzsos építés teljes körű technológiát jelent, s nagy mértékű gépesítettség jellemzi.

A pajzsoknak meg kell **támasztaniuk** és egyben **fejteniük** is kell a **homlokfalat**. E két, részben ellentmondó feladat megoldására sok megoldást fejlesztettek ki, de mára lényegében két változat maradt:

- a **hidropajzs** bentonitos iszappal (zaggyal) támasztja meg a homlokot (**11.21. ábra**), és az iszapos finom homoknál durvább szemcséjű talajban alkalmazható,
- a **földnyomási (EPB) pajzs** a fejtett talaj habosításával készített talajpéppel támaszt (**11.22. ábra**), s az iszapos közepes homoknál finomabb szemcséjű talajban használható.



11.21. ábra. Bentonitos hidropajzs.



11.22. ábra. Földnyomási pajzs (EPB).

A 4-es metró építéséhez alkalmazott EPB-pajzs látható a **11.23. ábrán**.

A marótárcsa mögött van a köpeny, mely megátalja, hogy a homlok és a már véglegesen megtámasztott rész között omlás legyen. Egy-egy fogás után a pajzsot a hidraulikus sajtók a már elkészült falazathoz támaszkodva előre tolják. Az üresen maradt helyre az erektorral beépítik a falazati elemeket, az ún. **tűbbingeket** (**11.24. ábra**). Ezek korábban öntött vasból készültek, a régi budapesti metróvonalakon vannak ilyenek. ~30 éve már vasbetonból is kellően pontos és szilárd elemeket tudnak gyártani, így a csatlakozások eléggé precízek lehetnek, amivel biztosítható a vízzárás, s a pajzs sajtolásához szükséges nagy erőket is képesek felvenni. Készül monolit vb. falazat is, de ritkán.

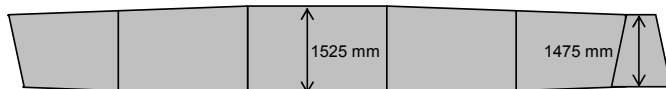


11.23. ábra. új budapesti metró pajzs.

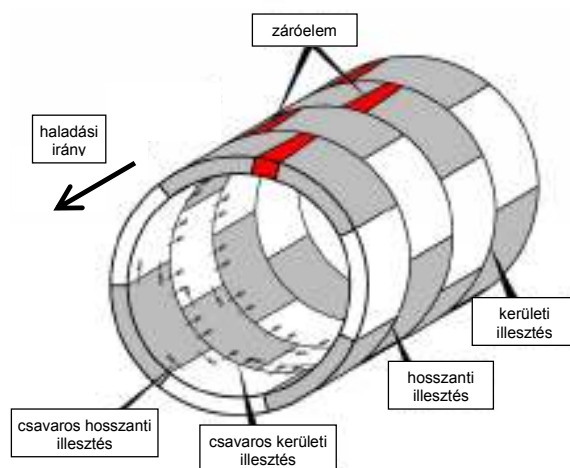


11.24. ábra. Tübbingbeemelés az erektorral.

és egymáshoz csavarozzák, s ezzel a hornyokban levő tömítógumit is zárják.



Az épülő budapesti 4-es metrónál alkalmazott 1,5 m hosszú 40 cm vastag tübbingeket a **11.25. ábra** mutatja. Egyenes szakaszon három azonos, szimmetrikus elemet építenek be alulról indulva, majd kettő aszimmetrikus kerül fölülre, s köztük egy kónikus elemmel zárják a gyűrűt. A tübbingeket kötésbe rakják, ezért a záróelem váltakozva a tengely két oldalára kerül. (Ennek elvét érzékelteti a jobb oldali ábrarész, mely azonban nem a 4-es metró gyűrűjét mutatja.) Az elemeket a behelyezés után azonnal a már bennlevő gyűrű elemeihez



11.25. ábra. Tübbingek

Az alaprajzi ívek és hosszesések képzéséhez a szükséges számú gyűrűhöz a bal oldali alsó ábrarészen vázolt elv szerint készülnek az elemek. A legnagyobb (kiterítve) téglalap alakú 25 mm-rel szélesebb, a záró 25 mm keskenyebb a „rendes” elemeknél, s a kettő közti átmenetet két-két elemen „hozzák” ki. Ha a záróelem fölülre kerül, akkor az alagút emelkedik, ha alulra, akkor lefelé tart, ill. amelyik oldalra teszik, arra kanyarodik. Közbenő állásokkal alaprajzi ív és magasságváltozás együtt is előállítható.

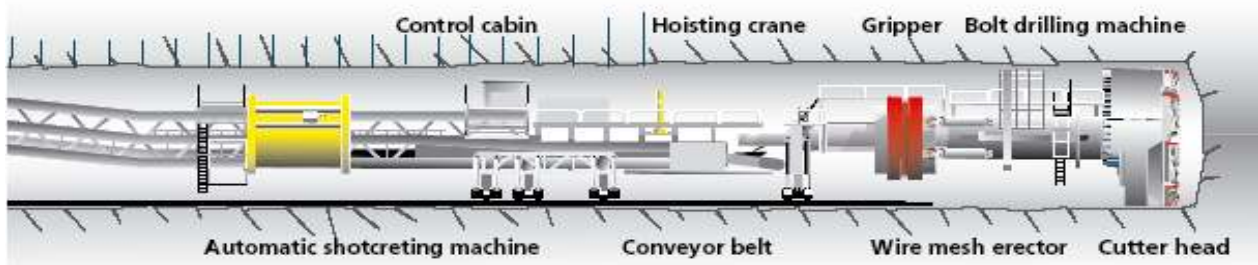
A tübbingek mögött hátúr keletkezik, mivel a homlokon a véglegesnél kissé nagyobb üreget nyitnak. A behelyezés után a **hátúrbe** a pajzsfarkon keresztül azonnal **cementhabarcsot injektálnak**, hogy ezzel egyenletes legyen a felfekvés, illetve kisebb legyen a felszínsüllyedés. Az elsőt általában még egy további injektálás követi az elemeken levő lyukon át. A pajzsokat - a **11.26. ábrán** látható mó-



11.26. ábra. Pajzsindítás Kelenföldön.

don - ún. **indítóaknából** indítják, itt szerelik össze, s ez szolgál az anyagok ki- és beszállításra is. A fogadáshoz is valamilyen akna építendő. A pajzsos építés során a víztelenítéshez néha szükség lehet levegőtúlnyomásra, amihez az indítóaknánál épül személy- és teherzsilip.

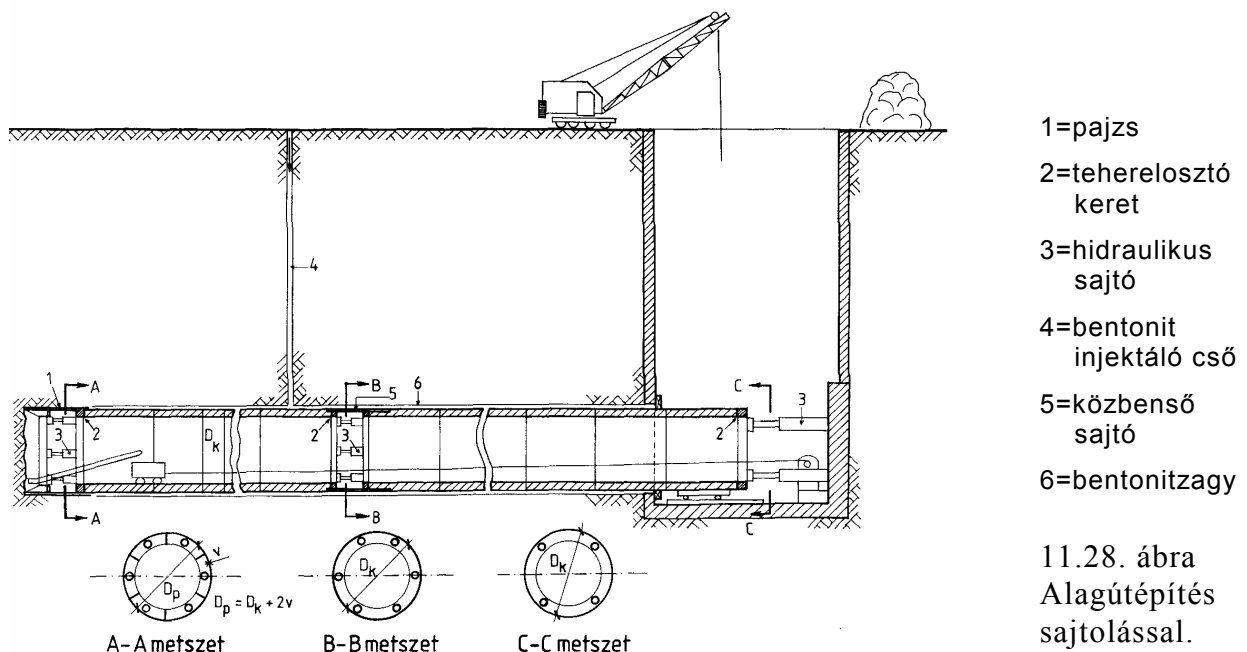
A **szilárd kőzetekben** épülő alagutak esetében általában nincs szükség a homlokfal és az üreg megtámasztására, az **alagútfűrőgép** feladata a fejtés. A klasszikus értelmezés a TBM-et, az elsősorban a fejtéshez konstruált alagútfűrő gépet megkülönbözteti a pajzstól, melyet inkább a megtámasztás céljából találtak ki. A gyakorlatban viszont elmosódóban van a „pajzs” és a „TBM” közötti különbség. A **11.27. ábra** a Gotthárd-alagútnál alkalmazott alagútfűrőgép bemutatásával azt érzékelteti, hogy a nagyszilárdságú kőzetekben (gránitban, gnájszban) épülő talp- (bázis-) alagút esetében a fő feladat a homlokfejtés, mögötte pajzra nincs is szükség, az alagút palástjára a tübingek helyett csak egy lövellt beton héjazat kerül az automatikus berendezésből. A végleges falazatot sokkal később építik ki a NÖT-nél alkalmazott zsaluzó kocsik segítségével.



11. 27. A Gotthard-alagút készítéséhez kialakított alagútfűrőgép és gépánc.

11.3.2. Csősajtolás

A pajzsos építéshez sokban hasonlító csősajtólással kisebb mélységben és kisebb szelvényvel lehet zárt eljárással, a felszín zavarása nélkül építeni. Főleg közműalagutakat, nagyszelvényű csatornákat és gyalogos aluljárókat szoktak így készíteni, ma már nem ritkán több kilométer hosszban is. Szokás ezt külön eljárásnak tekinteni, viszont mára a pajzsos építéstől való eltérések elenyészőek lettek, a hasonlóság viszont mind nagyobb. Az egész eljárást a **11.28. ábrán** szemléltetjük, a módszer jellegzetes elemét az **indítóaknát**, ahonnan a szerkezetet hidraulikusan előretolják, a **11.29. ábrán** egy fénykép érzékelteti.



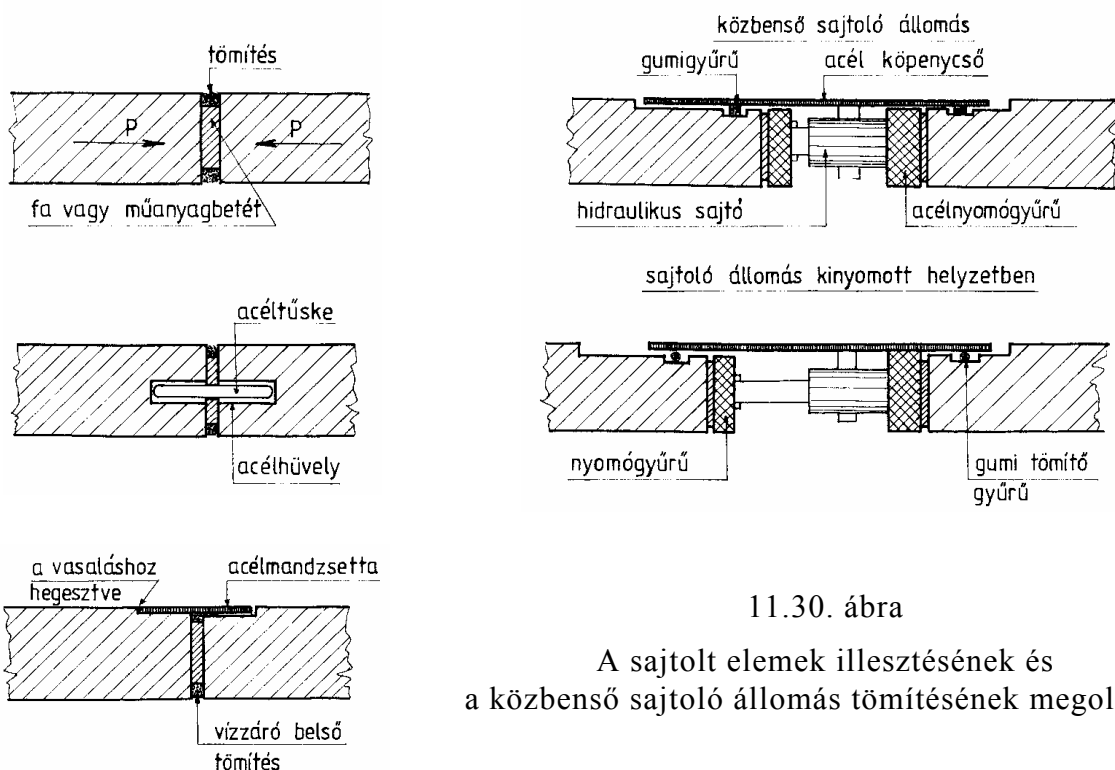


11.29. ábra. Csősajtoló akna és a hidraulikus sajtók

Indítóaknában építik be, ez a leglényegesebb különbség a pajzsos építéshez képest. Keresztmetszetük többnyire kör, de aluljárók esetében lehet négyszög is. Fontos az elemek vízzáró kapcsolata (11.30. ábra).

Itt is egy vágóél, ill. egy fejtő- és megtámasztó szerkezet halad elől, melynek hasonló típusai vannak, mint a nagypajzsoknak. Különösen a kisebb keresztmetszetek esetében azonban - melyek nem is járhatók - a teljesen mechanizált pajzsok terjednek el. A pajzsot itt is hidraulikusan lehet előretolni, de az indítóaknában levő nagyteljesítményű sajtók az egész rendszert mozgatják. Minthogy azonban hosszabb szakaszt a súrlódás miatt már nem tudnának előrehajtani, közbenső sajtoló állomásokat is be kell építeni.

A másik lehetőség az ellenállások csökkentése, amit pl. furatokba lejtuttatott bentonitsuszpenzióval való „kenéssel” érnek el. A teljes szelvényű csőelemeket mindig az



11.30. ábra

A sajtolt elemek illesztésének és a közbenső sajtoló állomás tömítésének megoldása.

12. A mélyépítési munkák geotechnikai előkészítése s munkaközi segítése

A mélyépítési feladatok megoldásához elengedhetetlen a létesítmények földtani adottságainak, talaj- és talajvízviszonyainak előzetes megismerése. Szükséges továbbá a folyamatos geotechnikusi közreműködés, mert a tervezés fázisában végzett talajvizsgálatokkal többnyire nem lehet minden kérdést kifogástalanul tisztázni, ill. a mélyépítési tevékenységek bizonyos hatásait is ellenőrizni kell. E munkákat általában erre specializálódott szakemberek: talajmechanikusok, geotechnikusok végzik. A jegyzet olvasóinak többsége valószínűleg csak munkájuk felhasználója lesz, ill. együtt fog működni velük. Ehhez azonban szükséges megismernie e munka célját, rendjét, módszereit, eredményeit.

12.1. A geotechnikusi tevékenység célja és rendje

12.1.1. A munka rendeltetése és szintjei

A munka általában valamilyen **komplex mérnöki tevékenység** része, melynek **célja** lehet

- új létesítmény tervezése és építése,
- meglévő létesítmény felülvizsgálata és védelme,
- károsodott létesítmények helyreállítása,
- természetes terepalakulatok és talajösszletek védelme.

A **konkrét szakterületeket illetően** talajmechanikai közreműködésre szükség van:

- a közlekedésépítésben (utak, vasutak, hidak, repterek, alagutak s aluljárók építéséhez),
- az épületalapozások tervezéséhez és kivitelezéséhez,
- a közműépítésben,
- a vízépítésben (árvédelem, műtárgyak építéséhez, folyók szabályozásához stb.),
- a földalatti építmények létesítéséhez,
- a külszíni bányászatban,
- a környezetvédelemben.

A **geotechnikus feladatai** a komplex mérnöki tevékenység során:

- adatszolgáltatás a tervezéshez a geotechnikai adottságokról (a szerkezetválasztáshoz, illetve a méretezéshez), valamint a kivitelezéshez (a technológia kialakításához, illetve az akadályok és veszélyek elhárításához) vagy más beavatkozáshoz,
- javaslattétel és konzultálás (tanácsadás) a tervezés és a megvalósítás közben felmerülő, talajjal kapcsolatos kérdések megoldásához,
- tervezési tevékenység átlagosnál nehezebb geotechnikai adottságok, illetve speciális mélyépítési szerkezetek és tevékenységek esetén,
- ellenőrzés, mely a várt talajadottságok azonosítására, a kivitelezés szakszerűségének felügyeletére és a szerkezet és a talaj viselkedésének monitoringjára irányul.

A geotechnikusnak mindig szem előtt kell tartania **munkája célját**. Olyan típusú, részletességű és pontosságú vizsgálatokat kell végeznie, melyek a feladat gazdaságos, műszakilag megfelelő és környezetbarát megoldásához szükségesek és elégségesek. Egy családi ház alapozásához pl. főleg a részletes és ezért költséges vizsgálat. Az általuk nyerhető megbízhatóbb adatok ugyan lehetővé tehetik, hogy olcsóbb alapozást tervezzünk, de az így megtakarított költség ilyenkor általában kisebb, mint a vizsgálatoké. Egy kedvezőtlen talajviszonyok között létesülő nagykiterjedésű földmű esetén viszont a részletes vizsgálatok alapján esetleg meredekebb rézsűk tervezhetők, s így az összköltség nagyban csökkenhet, még a részletes vizsgálatok árának ellenére is.

A 2006-ban megjelent, s 2010-től kizárólagosan alkalmazandó **Eurocode 7** elvi szabályozást ad a geotechnikai tervezésre s az enek alaját adó talajvizsgálatokra. Előírja, hogy egy munka indulásakor a létesítendő szerkezet, az épített és természeti környezet, ill. a talaj és a talajvíz jellemzőit mérlegelve meg kell állapítani az építmények geotechnikai

kategóriáját. Ez - ha olyan adat merül fel - menetközben, ill. az építmény részeire vonatkozóan változhat, ill. önkényesen emelhető, ha ezzel előnyösebb eredmény érhető el.

Az EC7 a következő módon jelöli ki a **geotechnikai kategóriákat**:

- a 1. kategóriába sorolja általánosságban a kisméretű, kiskockázatú, egyszerű építményeket, ha felelős szakértő kinyilvánítja, hogy hozzá egyszerű vizsgálat is elég, s ezekre konkrét példaként az egy-két emeletes házakat, a 250 kN pillér- és 100 kN/m falterhű szerkezeteket, valamint a 2 m-nél kisebb mélységű gödröket, támfalakat említi,
- a 2. kategóriába általánosságban a hagyományos, átlagos építményeket sorolja, ha a szakértő szerint rutinszerű labor- és a terepvizsgálat is elég a megvalósításukhoz, konkrét példaként a sík- és cölöpalapok, a tám- és partfalak, a munkagödrök és talajhorgonyok, a földmunkák és az átlagos vízzárással, ép kőzetben építendő alagutak jelennek meg,
- a 3. kategóriába sorolja a nagy, szokatlan, kockázatos építményeket, illetve a szokványosakat kedvezőtlenül, nehéz talajviszonyok esetére.

A előkészítő munkában célszerű követni a **fokozatosság** elvét. Illeszkedni kell a beruházási folyamathoz, a mindenkor soron levő döntés meghozatalához szükséges információkat érdemes feltárni. A túl korai, részletekbe menő, s ezért gyakran jelentős költségű geotechnikai előmunkálatok indokolatlanok lehetnek, mert feleslegessé válhatnak. Ugyanakkor a nemzetközi tapasztalatok szerint kedvezőbb ajánlatok érkeznek azokra a **tenderkiírásokra**, amelyek részletesen és megbízhatóan bemutatják az altalajadottságokat, mert ilyeneket kapva a pályázó nem kényszerül utóbb túlzottan bizonyuló óvatosságra, s ezzel magas ajánlati árra.

A vizsgálatok részletességéről az EC7 a következőket írja:

- előzetes vizsgálatok szükségesek a terület talajmechanikai alkalmasságának és a várható hatásoknak a megítéléséhez, ill. a beavatkozás által érintett talajzóna felméréséhez,
- tervezési vizsgálatokat kell végezni a terv részletes kidolgozásához szükséges összes geotechnikai információ megszerzéséhez, a méretezéshez szükséges talajparaméterek meghatározása céljából, valamint a kivitelezés megtervezéses szempontjából lényeges adatok megismerése céljából, különös tekintettel az esetleges akadályokra,
- ellenőrző vizsgálatokat kell végezni az előbbieknél kontrolljáráshoz.

Eddig a **hazai gyakorlatban** is háromféle geotechnikai szakvélemény készült:

- a területismertető szakvélemény egy terület beépítésével, felhasználásával kapcsolatos döntésekhez, tanulmánytervekhez szolgáltatott adatokat,
- általános szakvélemény készült a bejárési, engedélyezési tervekhez,
- részletes szakvélemény volt szükséges a kiviteli tervekhez, illetve a kivitelezéshez.

A jelenlegi beruházási gyakorlatban azonban ez a három szint már nem mindig felel meg. A területismertető szakvélemény általában leegyszerűsödik, csak a megvalósíthatóság megítéléséhez kell adatokat szolgáltatnia, s az esetleges különleges szempontokra kell rámutatnia. Ehhez sokszor új feltárás nem is készül, csak a meglévő információkat "rendezik össze". Ezután a legtöbbször célszerű azonnal a részletes szakvéleményt elkészíteni, melynek az összes további (engedélyezési, tender- és kiviteli) terv elkészítéséhez kell adatokat nyújtania. Sajnos azonban gyakran előfordul, hogy nem elégséges a geotechnikai előkészítés, s ennek néha károsodás, de inkább túlzottan óvatos és drága megvalósítás a következménye.

A szakvélemények a geotechnikai információk mellett javaslatokat, ajánlásokat tartalmaznak a geotechnikai feladatok megoldására vonatkozóan, sokszor számításokkal is alátámasztva azokat. Az Eurocode 7 szerinti munka kissé más lesz, mert az előkészítő fázisban a szakvélemény helyett csak a geotechnikai információkat tartalmazó ún. Talajvizsgálati jelentés készül. Ennek nem kell foglalkoznia a geotechnikai veszélyekkel és megoldásokkal, az a Geotechnikai tervre marad.

12.1.2. Az előkészítő geotechnikai munka rendje, folyamata

a) Az előbbieket szerint a **célok, az igények és a kiindulási adatok pontos megismerésével kell kezdeni**. Ez az esetleges viták, károsodások, perek miatt is fontos, mert a geotechnikai problémák nagy részét a kommunikáció és kooperáció hiánya okozza. A kérdést részletezni itt mégsem lehet, mert további általános érvényű irányelveket a feladatok sokfélesége miatt nemigen lehet adni.

b) A következő feladat a **helyszíni szemle**, a vizsgálandó terület (és nagyobb körzetének) bejárása, a helyszíni adatgyűjtés. Tapasztalatok birtokában, "élesszemű", gondos megfigyeléssel és a területet jól ismerő személyek kikérdezésével fontos adatokhoz juthatunk. A talajfelderítés megtervezése is eleve lehetetlen lenne a helyszín ismerete nélkül. Természetesen még fontosabb a helyszíni szemle, ha a feladat valamilyen kár elhárítása vagy helyreállítása, ill. valamilyen meglévő létesítményhez való hozzáépítés (pl. emeletráépítés, töltésszélesítés).

Az **adatgyűjtésnek** általában a következő elemekre kell - a szintén vázolandó okok miatt - kiterjednie. (A szemle során ezekről készülő leírások legyenek teljes körűek, egyrészt mert a szemle idején még lényegtelennek tűnő tények később esetleg fontossá válhatnak, másrészt, ha valamely dolgról nem írunk, az később bizonytalanságot kelthet.)

A **terepviszonyok** megfigyeléséhez, értékeléséhez az 1. fejezet adott ismereteket. Elsősorban domb- és hegyvidéken van jelentősége, hogy a lejtők hajlását, formáját, a felszín egyenetlenségeit megfigyeljük, hogy a lejtők állékonyságát megítélhessük.

A **talajviszonyokat** jól meg lehet figyelni a vízmosásokban, mesterséges gödrökben, és támpontot adhatnak a felszíni kőzetkibúvások is.

A **növényzet** (akár természetes, akár termesztett) sokat elárulhat a talajvízről: a vízkedvelő növények tartósan magas, a szárazságtűrő növények a rendszeresen mélyen fekvő talajvízre utalnak. A növények fajtájából a gyökérrel átszőtt, humuszos talajréteg vastagságára is következtethetünk. A hegyoldalakon levő fák alakja, dőlése lejtőmozgást jelez.

A **felszíni vizek** fontossága nyilvánvaló, de hangsúlyozni kell, hogy nem elég egyszeri megfigyelésük, hanem a környéket ismerő emberektől (s persze a vízügyi szervezettől) a változásokról is kell tájékozódni. Külön figyelmet kell még fordítani az elhagyott medrekre, kiszáradt tavakra, mert az ilyen helyeken rendszerint kedvezőtlen az altalaj.

A **talajvízviszonyokra** vonatkozó adatgyűjtés azért fontos, mert nem ritka, hogy egy terület várható legmagasabb talajvízszintjét - nem lévén a közelben megfigyelő kút - csak a helyszíni szemlén szerzett adatokból lehet becsülni. A felszíni vizek és a növényzet értékelése közvetett, a kutak vizsgálása és használói kikérdezése viszont pontosabb adatokat is szolgáltathat. Magas talajvíz idején a szigeteletlen **pincékben** megjelenhet a víz, és az erről szerzett adat a kutakéval azonos értékű. Ha pedig egy beépített területen nem találunk egyetlen pincét sem, akkor csaknem biztos, hogy ennek oka éppen a magas talajvíz.

Az **épületeket és minden más mérnöki létesítményt** természetesen alaposan meg kell ismerni, ha a feladat ezek felülvizsgálata, vagy ha az új létesítmény közvetlenül csatlakozik hozzájuk. Szerkezetük, állaguk, esetleges károsodásuk formájának és okainak feltérképezése ekkor alapfeladat. Máskor is hasznos azonban a környező létesítmények vizsgálata. Állapotukból következtetni lehet a talajjal kapcsolatos feladatokra, ill. ezek megoldására (pl. épületek esetében az alapozási mód, földmű esetében a rézsúhajlás megválasztására), és közvetve a talajviszonyokra is (pl. az alapsík, ill. a teherbíró réteg helyzetére). Rossz állagú épület vagy földmű károsodását vizsgálva pedig esetleg éppen a kedvezőtlen talajviszonyokban lelhetjük meg a károk okát, s így kapunk fontos útbaigazítást. Említendő még a közművek feltárásának, ill. a közműtérképen szereplő adatok ellenőrzésének fontossága, nehogy a talajfeltárás, ill. a későbbi munkák során megsértsük őket.

Nem mindenütt, de sok helyen találkozhatunk olyan **egyéb tevékenységekkel, beavatkozásokkal, létesítményekkel**, melyek geotechnikai szempontból akár meghatározók is lehetnek. Ezek külön elemzést igényelnek, ezért csak - a figyelmet felhívandó - soroljuk fel a fontosabbakat: bányászat, épületmaradványok, feltöltések (szemét, melléktermékek, építési törmelék, stb.), öntözés, vízkiemelés, mezőgazdasági talajjavítás, pincejártok.

c) A következő lépés a terület **építésföldtani, geológiai viszonyairól való általános tájékozódás**. Ehhez hasznos alapadatokat nyerhetünk az építésföldtani térképekből, a regionális földtani szakkönyvekből. Ha a vizsgálandó területen újabb létesítmények is vannak, akkor még részletesebb ismeretek birtokába juthatunk az annak idején ezekhez készített talajmechanikai s egyéb geotechnikai vizsgálatok eredményeinek beszerzésével. A Budapesten működő Mérnökgeológiai Adattárban megtalálható az utóbbi 30 évben (esetenként még korábban is) készült vizsgálatok dokumentációja. Nagyobb létesítmények esetében rendszerint már a beruházási döntéshez is készül mérnökgeológiai szakvélemény, ezen források és esetleg néhány tájékozódó feltárás alapján. A talajviszonyokról a Vízrajzi Évkönyvekből tájékozódhatunk.

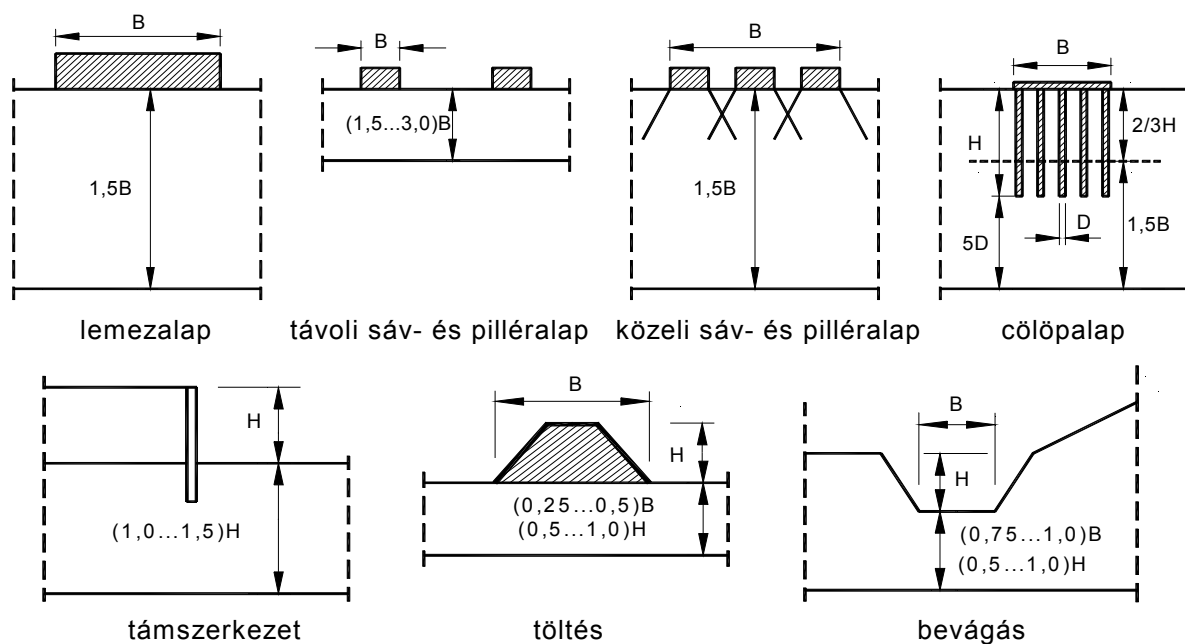
d) A vizsgálat céljából, igényeiből kiindulva a helyszíni és az általános földtani viszonyok ismeretében megtervezhetők és elvégezhetők a **talajfeltárás és az egyéb terepi vizsgálatok**. Ezekkel részletesen foglalkozunk a 12.2 és 12.3. fejezetben.

A **feltárások mértékét** (típusát, távkozét s mélységét) illetően a következőket emeljük ki.

- a konkrét körülmények mellett szükséges mértéket szakértőnek kell megítélnie, s a feltárásokat irányítani, szükség esetén módosítani,
- általában elengedhetetlenek a (fúrásos) feltárások, a közvetett módszerek (szondázások, más mérések) ezek kiegészítésére, egy-egy paraméter meghatározását szolgálhatnak,
- a fúrásokat távolságára vonatkozó ajánlásokat ad a **12.1 táblázat**, amin túl természetesen az is követelmény, hogy a rétegek térbeli helyzetét legalább 3 helyen fel kell tární,
- a feltárások mélységére a **12.1. ábra** ad útmutatást, ám ha a megjelölt mélységen belül nagyon kedvező réteg van és az bizonyosan mélyebbre nyúlik, mint a jelzett érték, akkor feljebb is abbahagyhatók a feltárások, viszont nem fejezhetők be nagyon gyenge rétegben.

12.1. táblázat

A feltárások ajánlott távolsága m-ben					
tervtípus		előtervezés		végleges terv	
talajrétegződés		egyenletes	változó	egyenletes	változó
alapozás	kis terhelésű, süllyedésre nem érzékeny épület	150	100	75	50
	közepes terhelésű, süllyedésre érzékeny épület	100	60	50	30
	nagy terhelésű, süllyedésre érzékeny épület	80	50	40	25
út, vasút	sík vidéken	2000	1000	400	200
	dombvidéken	1000	500	200	100
	hegyvidéken	500	250	100	50
közmű	csatorna	200	100	100	50
	víz, gáz	300	200	150	100
	nagyműtárgy	80	50	40	25



Ahol a feltárási mélység több adattól is függ, ott mindegyik ajánlás mérlegelendő. A megjelölt feltárási mélységek általában 3,0 m-nél ne legyenek kisebbek.

12.1. ábra A talajfeltárások ajánlott mélysége

e) A helyszíni munkák után a **laboratóriumi vizsgálatok** következnek. A vizsgálati módszereket már megismertük, itt csak néhány eljárási részletet kell megemlíteni. A talajfeltárási jegyzőkönyv és a beszállított talajminták szemrevételezése után először az egyszerűbb, a talajok azonosításához (osztályozásához) és az állapotuk jellemzéséhez szükséges vizsgálatokra kerül sor. Ezek után a konkrét feladat igényeitől függően következnek a megismert bonyolultabb, hidraulikai, alakváltozási, szilárdsági és esetleg egyéb vizsgálatok. Meg kell vizsgálni továbbá – általában a munka kezdetén - a talajvíz esetleges agresszivitását is. Minden vizsgálatról jegyzőkönyv készül.

Az eddig szerzett adatok feldolgozása, értékelése után esetleg további **kiegészítő** (vagy különleges) **vizsgálatokra** is szükség lehet. Általában ilyenkor célszerű közvetett vizsgálatokat végezni a 12.3. fejezet szerint.

f) A vázolt munka eredményeit, értékelését a hazai gyakorlatban eddig az említett geotechnikai szakvéleményekben ismertették, a következő **részletes tartalommal**:

- a szakvélemény céljának, a létesítmény alapadatainak, a készítés körülményeinek és a felhasznált forrásoknak az ismertetése,
- a terület leírása térképek és a helyszíni szemle alapján,
- az általános földtani viszonyok bemutatása,
- a talajfelderítés módszereinek leírása, melyhez csatolni kell a feltárások helyét bemutató helyszínrajzot,
- a laboratóriumi vizsgálatok módszereinek ismertetése, kitérve elsősorban a szilárdsági vizsgálatok módjára, feldolgozására kitérve, illetve ahol lehet, elegendő utalni a vonatkozó szabványokra, s csak az ezektől való esetleges eltérésekre kell kitérni,
- a talajviszonyok részletes ismertetése a szakvélemény fő fejezete, melyben be kell mutatni a rétegződést, az egyes rétegek általános tulajdonságait, a vizsgálati eredményeket, és ezek alapján egyértelműen meg kell adni a hidraulikai, alakváltozási és szilárdsági méretezési jellemzőiket,
- a talajvízviszonyokat bemutató fejezetben ismertetni kell a feltáráskor észlelt vízszinteket és minden egyéb, a talajvízszintről más módon nyert adatot, s ezek alapján le kell

írni a vízszintmozgások, vízáramlások időbeli és térbeli alakulását és meg kell adni a létesítmény tervezése és kivitelezése során figyelembe veendő mértékadó vízszinteket, minősíteni kell a talajvíz agresszivitását is,

- a konkrét feladathoz igazodó javaslatok a tervezők, a kivitelezők számára, felhívva a figyelmet a veszélyekre, a kritikus részletekre, a teendőkre (pl. lehetséges alapozási módok, süllyedésmérés szükségessége).

A talajmechanikai szakvéleményekben - a szöveges részek mellett - a következő, többé-kevésbé egyezményes formájú **rajzi mellékleteken** ábrázoljuk a talajadottságokat:

- fúrásszelvények (**12.2. ábra**),
- a rétegszelvények (**12.3. ábra**),
- esetleg tömbszelvények,
- szondázási diagramok (lásd később a 12.3. fejezetben),
- a grafikusán megadható talajjellemzők (pl. szemeloszlási és kompressziós görbék).

Mint említettük, az EC7 némileg más dokumentálást javasol, eszerint

- a "**Talajvizsgálati jelentésben**" csak a talajvizsgálatokat és az eredményeket kell ismertetni és a közvetlen feldolgozásukat kell megadni, e tekintetben viszont a megszólított képest sokkal részletesebb ismertetést vár el, amihez pl. mellékletben a fúrásnaplót, a laborvizsgálatok jegyzőkönyveit is csatolni kell,
- a "**Geotechnikai Tervezési Beszámolónak**" kell ismertetnie a geotechnikai tervezési feladatok megoldásának alapjait, a feltevéseket, a kiindulási adatokat, az alkalmazott számítási módszereket, a biztonság és használhatóság igazolását, valamint a műszaki felügyelet és monitoring tervét, ami önálló terv vagy egy komplex tervcsomag része lehet.

12.2. Talajfeltérési módszerek

A terepi talajvizsgálatok alapvető módszere a **feltárás**, melyeket szokás **közvetlen** módszereknek is nevezni. Ezzel a felszínen, kutatóaknából, kutatófúrásokból vagy kutató táróból **talajmintákat** véve a talajt közvetlenül megsejlemlélhetjük, tulajdonságait laboratóriumi vizsgálattal meghatározhatjuk, s így természetesen a talajvíz is vizsgálható. Előnye, hogy vele teljes képet nyerhetünk a talajviszonyokról, hátránya viszont a költségessége és a laborvizsgálatokkal együtt már gyakran eléggé nagy időigénye.

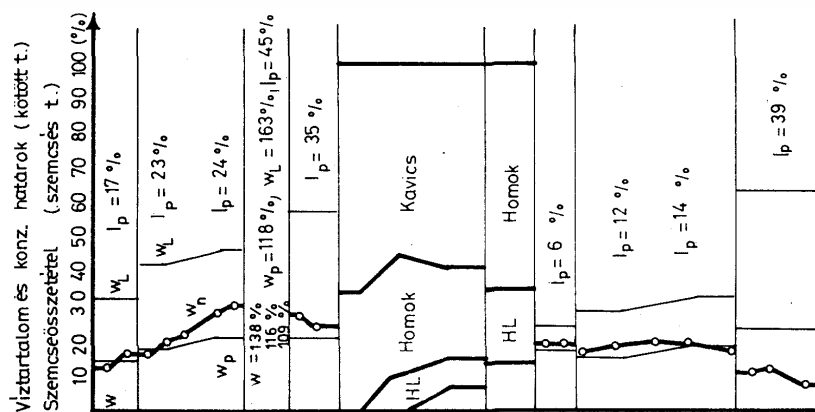
12.2.1. A felszíni, az aknás és a tárós feltárás

Felszíni feltárásra általában földműépítés esetén kerül sor. Figyelni kell a talaj térbeli változékonyságát és mintákat kell venni.

Kutató gödrökben, aknában (12.4. ábra) már a mélységbeli változások is vizsgálhatók. Általában fontosabb esetekben kerül erre sor, ha a fúrások nem adtak elég pontos képet, ill. bizonyos körülmények esetén ez olcsóbb lehet a fúrásos feltárásnál (pl. ha megfelelő munkagépek egyébként is a helyszínen vannak, és csak kisebb mélységet kell megvizsgálni). Az aknákkal viszont általában csak a talajvíz szintjéig lehet lehatolni. Különleges változata az **alappfeltárás**, ahol is a már említett okok miatt szükség lehet valamely meglévő építmény alapozási- és altalajviszonyainak feltárására, s ehhez az épület mellett mélyítenek le aknát.

A **kutató táró** bányászati módszerekkel készülő, viszonylag kis szelvényű alagútszerű üreg. Alagutak építéséhez vagy esetleg nagy bevágások készítéséhez végzendő feltárás esetén jön szóba, ahol a felső rétegek ismerete nem lényeges, vagy ha a felülről fúrt furatokkal nem - ill. a tárók készítésénél drágábban - volnának elérhetőek a mélyben fekvő rétegek. A mindennapi gyakorlatban ritkán kerül sor az alkalmazására.

Konzisztencia index	Egyirányú nyomószil (kN/m ²)	Térhőgát - sűrűség (g/cm ³)	Hézag - tényező	Telítettség tők	Ugyenlenség mutató	Iszap - agyag tartalom (%)	Osszenyomó - dási modulus (MN/m ²)	Áteresztőképesség - együttható (m/s)	Surilódási szög (fok)	c Kohézió (kN/m ²)	Szulfátion tartalom (mg/l)	pH Hidrogénion - koncentráció
lc	qu	ρ	e	St	U	S _{0,02}	E _s	k	φ	σ	SO ₄	
1,14	70	1,85	0,76	0,61								
1,09	220	1,89	0,69	0,63			9,8		15		620	7,2
0,91	180	1,95	0,71	0,85			8,2		14	10		
0,71	150	1,94	0,82	0,94			6,8		15	55		
0,63	130	1,97	0,82	1,00								
0,56		1,19	2,35	1,00			1,2					
1,05		1,24	1,86	1,00								
1,20												
0,80	240	2,03	0,72	0,98			9,5		11	99		
0,89					21	0						
					58	0	(50)		40			
					128	7						
0,83	10	2,27	0,61	1,00	16	13	18,5		28			
0,85		2,04	0,58	0,88								
0,91	60	1,80	0,78	0,60								
0,75												
0,77	70	1,88	0,75	0,73			11,5					
0,88	210	1,92	0,66	0,73								
1,01	520	2,08	0,51	0,66			23,8		18	188		
1,28												
1,24	730	2,04	0,49	0,51			28,0			250		
1,36												

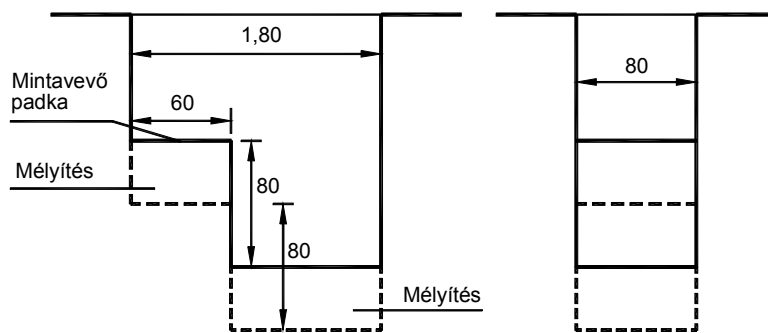


Fúrászelvény : ... sz. fúrás	B 132,8 m
1,2	Barna humuszos sovány agyag
1,68	↓ ny.ty 1978 VI. 9
2,96	↓ m.ty 1978 VI. 7.
4,0	Sárga közepes agyag
5,2	Barna tőzeg
6,5	Sárga kővér agyag
10,4	Szürke homokos kavics
11,8	Szürke iszapos homok
12,8	Sárga iszapos homok (isz)
17,2	Szürke iszap
19,5	Sárga kővér agyag (márgás)

Intézmény :	Szerkesztette :	Rajzolta :	Ellenőrizte :	Törzsszám :	Kelt :
				Rajzszám :	

Fúrást végezte :	Hely :
	Feltárás ideje :

12.2. ábra. Talajmechanikai fúrászelvény



12.4. ábra. Kutató akna

eredményező ún. kézi kiszűrő berendezéssel (12.5. ábra). Ezt lehetőség szerint sajtolva kell a talajba juttatni, hogy a minta megzavarását, behatolás miatti tömörödését elkerüljük. Keményebb, tömörebb talajokban valamilyen nyomóberendezés is szükséges. A kivett hengert légmentesen zárjuk.

Szemcsés talajokból nem tudunk zavartalan mintát venni, legfeljebb különleges módszerekkel. A fekvésbeni tömörség méréséhez zavart mintát emelünk ki, és az ún. homokszórásos vagy gumi-membrános térfogatmérővel mérjük a kiemelt talaj eredeti térfogatát. Ehelyett egyre inkább a következőkben tárgyalandó vagy a földmunkák kapcsán már megismert közvetett módszerekkel dolgoznak.

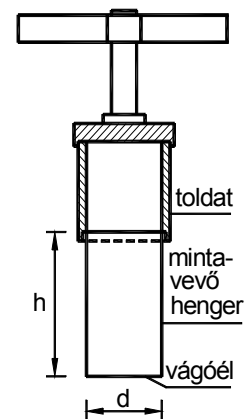
12.2.2. Talajfeltárás fúrással

A talajfeltárás legfőbb módszere a fúrás, melynek eszközére a 12.6. ábra mutat példát.



12.6. ábra. Korszerű fúrógép

A **mintavétel módszerei** a három esetben lényegében azonosak. A talajazonosításra, a víztartalom meghatározására zavart minták is megfelelnek. Zacszóban vagy jól zárható dobozban szállítják őket. A többi vizsgálathoz zavartalan minta szükséges, amelyet gyakran veszünk 4 cm átmérőjű, 7,6 cm magas hengert



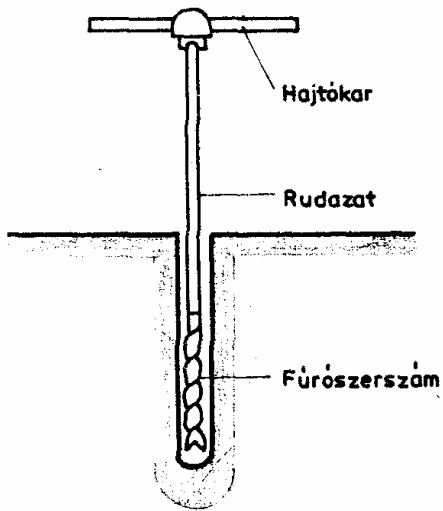
12.5. ábra
Kézi mintavevő

A **fúróeszközöket** meghajtásuk módja és átmérőjük szerint szokás osztályozni. Vannak:

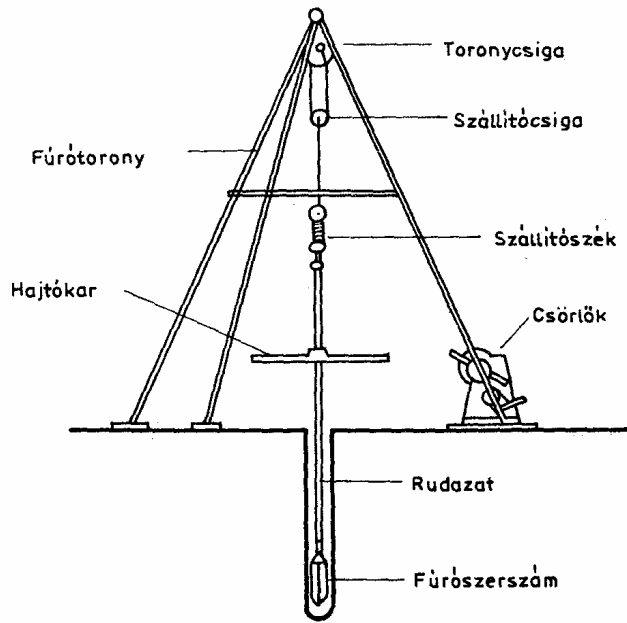
- kézi vagy gépi, illetve
- kisátmérőjű (55-56 mm) és nagyátmérőjű (102-318 mm)

eszközök, melyeket a 12.7. ábra mutat be, egyben ismertette a szokásos körülmények között elérhető mélységet is.

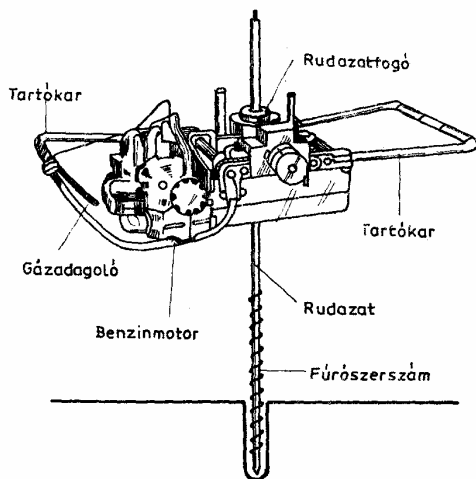
A **fúrószerszámokat** (12.8. ábra) a talajtól függően kell megválasztani őket. A spirálfúró csak az "összeálló" talajokban alkalmas, a puha kötött és a szemcsés talajokban a kanálfúró (dobfúró) szükséges. Talajvíz alatt - az agyagok kivételével - csak az iszapolóval érhetünk célt. Igen kemény talajokban, szilárd kőzetekben vésőfúróval aprítják a talajt és azután kanalas fúróval veszik ki az anyagot. Nagyátmérőjű gépi berendezéseket használva kemény talajokban (és főleg kőzetekben) koronafúróval is dolgoznak.



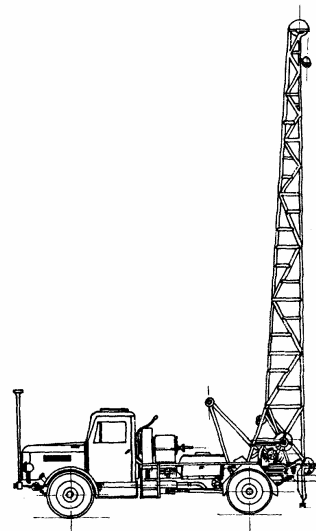
kisátmérőjű, kézi fúró (max. 12 m)



nagyátmérőjű, kézi fúró (max. 100 m)

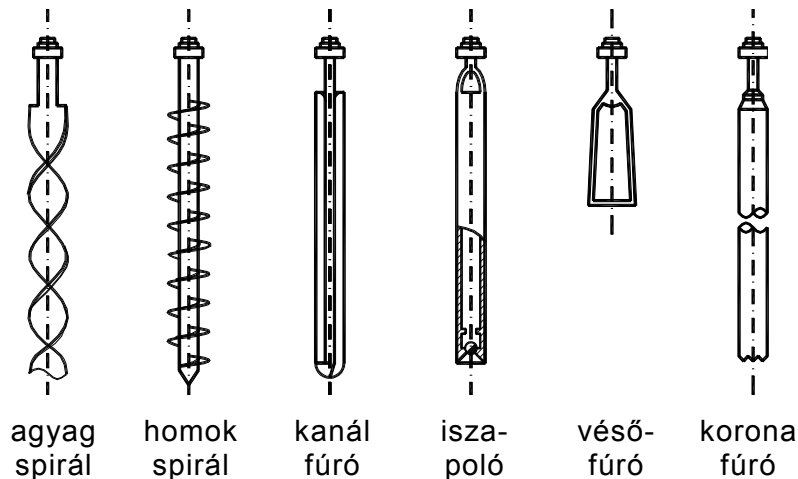


kisátmérőjű, gépi fúró (max. 25 m)



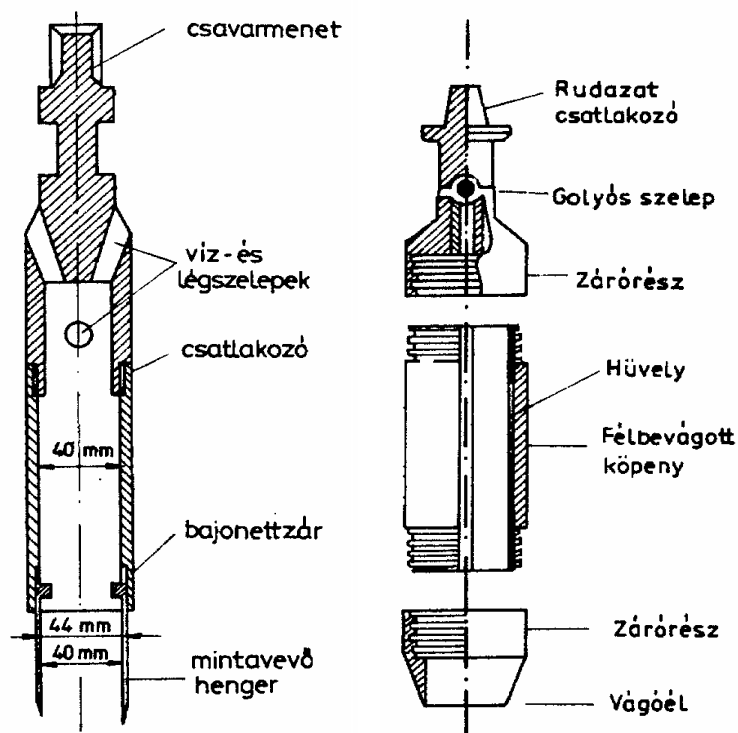
nagyátmérőjű, gépi fúró (~ 50 m)

12.7. ábra. Fúróberendezések



A zavartalan minták vételéhez **magmintavevőket** használnak. Ezeket lehetőleg sajtolással kell lejuttatni, de ez a tömörebb, keményebb talajokban csak nagyátmérőjű gépi berendezéssel lehetséges. A többi lehajtásakor - mivel nem tudunk elegendő függőleges erőt kifejteni - "gyenge" ütögetésre is kényszerülünk.

12.8. ábra. Fúrószerzőmök



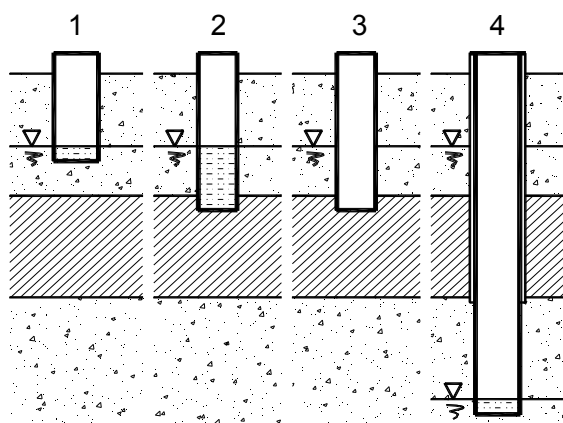
12.9. ábra. A vékonyfalú és a Mazalán-féle mintavevő

A gyakrabban használt magmintavevőket a **12.9. ábra** mutatja. A nagyátmérőjű gépi fúróeszközök esetében a speciális többfalú magmintavevők és más segédszerkezetek lehetőséget adnak a folyamatos magvételre is.

~2 méternél nagyobb mélység után a kisátmérőjű furatok kötött talajban csak a talajvíz fölött, a nagyátmérőjűek pedig csak kemény talajban maradnak állékonyak is. Minden más esetben béléscsővel kell megvédeni a furat falát a beomlástól. A béléscső mozgatása külön feladat. Megjegyezzük, hogy mindezen túl a fúrásoknak még számos "fogása", segédeszköze van. E munka minőségére nem szabad sajnálni a pénzt, mert minden további geotechnikai tevékenység erre épül.

12.2.3. A talajvízmérések, vízmintavétel

A talajmechanikai fúrás közben a pillanatnyi talajvíz mélységét is megmérhetjük. A furat lemélyítése során a talajvízhez közeledve egyre nedvesebb talaj kerül fel. Finom homokok, átmeneti és kötött talajok esetén a zárt kapilláris tartomány felszínének hozzávetőleges mélysége is elég jól megítélhető. A fúrás során általában "áthaladnak" a talajvíz szintjén, és a furatból a talajjal együtt a vizet is kiemelik. Ezért azután utóbb - újra leengedve a fúrószárat - a ténylegesnél mélyebben észlelhető a talajvíz. Ezt a vízszintet nevezzük **megütött vízszintnek**. Ezt is meg kell mérni, sőt a fúrást a szükséges időtartamig szüneteltetve ~5 perces időközönként mérni kell a vízszintváltozást is. A vízszint közben emelkedni fog, mert a környezetből a furat felé áramlik a víz. Szemcsés talajokban 5-10 perc alatt létrejön a kiegyenlítődés, beáll az ún. **nyugalmi talajvízszint**. Minél kisebb átteresztőképességű a talaj, természetesen annál lassabb a folyamat, kövér agyagokban néha 3-4 nap is kell a nyugalmi vízszint beállításához.



12.10. ábra A felső vízezemelet kizárása

Mint tudjuk, az első talajvízszint alatt második (esetleg több) vízszint is lehetséges, ha közben vízzáró rétegek helyezkednek el. A **második vízszint** mélységét csak akkor lehet bemérni, ha a fúrás során a felső vizet kizárjuk. Ennek módja az **12.10. ábrán** látható. Ha a vízzáró rétegbe nem lehet annak összeresztése nélkül besajtolni a béléscsövet, akkor a cső aljába agyag-cement keverékből vízzáró magot kell préselni. A második béléscsövet azután ezen át kell lehajtani.

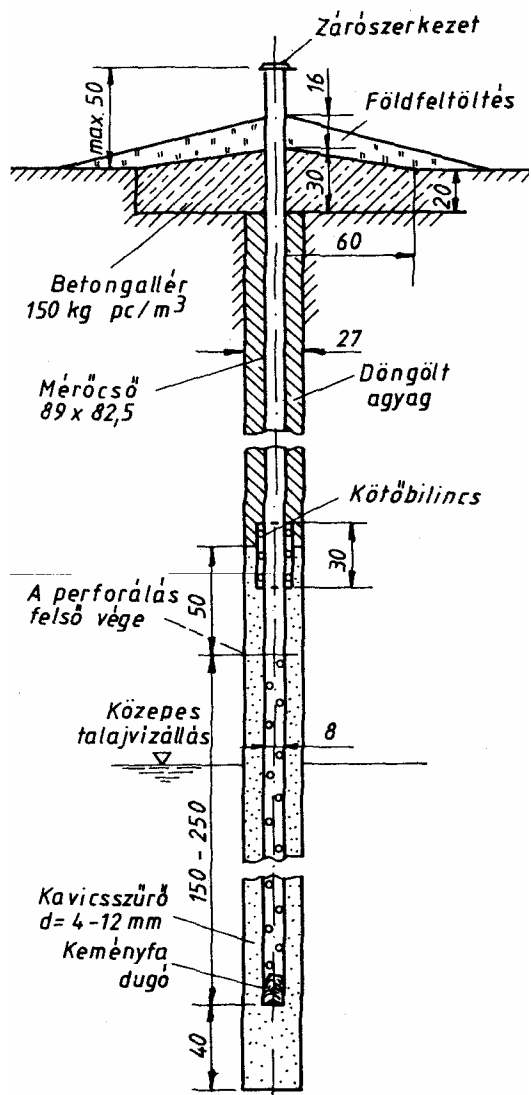
A **vízszint mélységét** cm pontossággal kell megmérni. Ehhez a vízszint alá merüléskor fűtülő hangot adó kütsíp vagy az áramkör záródását jelző szonda használható.

A talajvízből vegyi vizsgálatokra **mintát** is kell venni, melynek szigorú szabályai vannak, hogy a vegyi összetétel pl. a napsugárzás hatására ne változzék meg.

A furatokat szükség esetén **talajvízszint megfigyelő kúttá (12.11. ábra)** lehet/kell kiépíteni, egyébként azonban a feltárás végeztével be kell tölteni őket.

12.3. Szondázások

A közvetett módszereknek is nevezett eljárásoknak az a közös jellemzője, hogy **az altalajt** közvetlen megismerés nélkül a **felszínen végrehajtott mérésekkel vizsgáljuk**. E közös vonáson túl azonban az idesorolható sok-sok módszer mind elvét, eszközét, mind pedig értékét, hasznosságát illetően lényegesen különbözik. Egyesek csak a rétegek elkülönítésére alkalmas, némelyik többféle talajadatot is szolgáltat. Általánosságban igaz még, hogy ezek nem adnak teljes tájékoztatást, ezért csak **közelítő** vagy **kiegészítő** vizsgálatoknak tekinthetők. Előnyük viszont a közvetlen feltárással szemben, hogy a megvizsgált talajtömeg egészére vonatkoztatva általában olcsóbbak, és hogy röviddel a vizsgálat után felhasználható eredményt szolgáltatnak.



12.11. ábra. Talajvízmegfigyelő kút

12.3.1. Statikus szondázás

A statikus (vagy másnéven nyomó-) szondázás a legáltalánosabban használatos, a legtöbb adatot nyújtó közvetett módszer. Csak nagyon kemény agyagokban, kőzetekben, durva kavicsban és építési törmelékkel tartalmazó feltöltésekben, valamint fagyott talajban nem használható. A vele elérhető mélység 20-25 m. Egy könnyebb típusát mutatja a 12.12. ábra, vannak azonban tehergépkocsira szerelt változatok is.



12.12. ábra. Statikus szonda

A szabványosított szondafejnek 60°-os kúpos csúcsa és általában 10 cm² a keresztmetszete, ill. 150-350 cm² a palástfelülete van. A beleépített mérőeszközökkel elkülönítetten mérhető a **fajlagos csúcscellenállás** (q_c) és **fajlagos köpenysúrlódás** (f_s), sőt az újabb fejekben egy piezométerrel a **víznyomás** (u) is. A szondafejet egy rudazat segítségével, a talajba lecsavart horgonyokkal ellensúlyozva, folyamatosan nyomjuk a talajba, és a regisztráló, illetve kiíró szerkezet azonnal megadja a q_c , f_s , és u paraméterek, ill. az f_s/q_c hányados, az ún. súrlódási arány mélység szerinti változását.

Példaként a **12.13. ábrán** mutatunk egy **szondadiagramot**, melyről sok minden megállapítható:

- a mért paraméterek markáns megváltozása rétegváltást jelez,
- a súrlódási arányból egy tapasztalati diagram alapján azonosítható a talajfajta is (például a homokra $f_s/q_c \approx 1\%$, az iszapra 2,5%, az agyagokra $f_s/q_c > 4\%$ jellemző),
- a q_c csúcscellenállásból a szemcsés talajok tömörsége és a kötött talajok konzisztenciája is megítélhető, (pl. $q_c = 2,5$ MPa laza, 10 MPa közepesen tömör, $q_c = 25$ MPa nagyon tömör állapotot jelez),
- a lehajtás közben fellépő pórusvíznyomás alapján különösen jól elkülöníthetők akár a legvékonyabb szemcsés és kötött rétegek is, mert az előbbieken lényegében nincs, az utóbbiakban nagy a behatolás által okozott többlet a hidrosztatikus nyomáshoz képest,
- a csúcscellenállásból becsülhetők a fontosabb mechanikai jellemzők pl. a következő képletekkel (melyben az utóbbi két képlet konstansai kb. 13-17, ill. 1-5 között változhatnak),

$$\varphi \approx 26,8 + \ln q_c \pm 1$$

$$c_u \approx q_c / 15$$

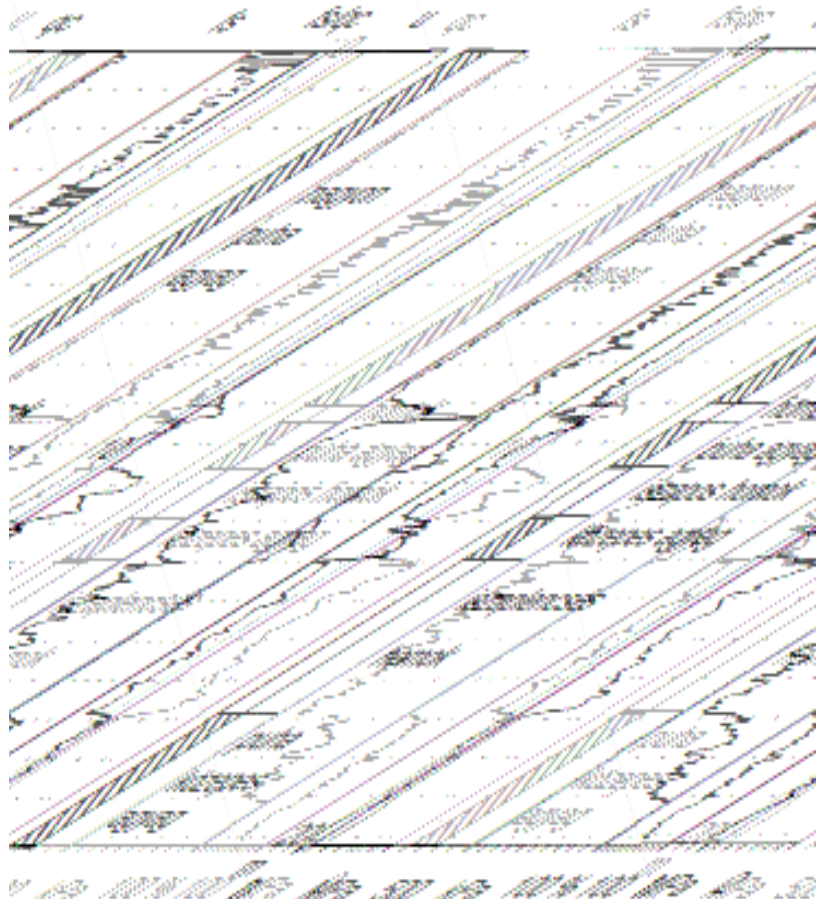
$$E_s \approx 2,5 \cdot q_c$$

- a csúcscellenállásból jól becsülhető a cölöpök teherbírása (l. 7.3. pont).

12.3.2. Egyéb szondázások

A további szondázások információi kevésbé teljes körűek, de hasznos kiegészítést adhatnak.

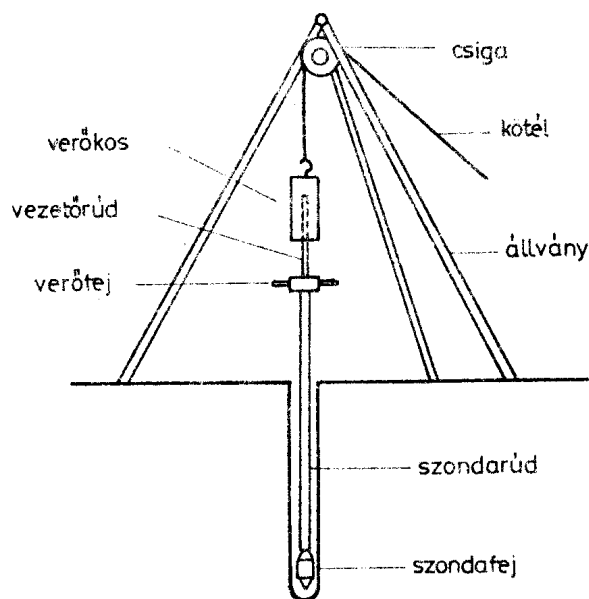
A **dinamikus szondázás** – főleg egyszerűségének köszönhetően - szintén elterjedt. Lényegében éppen azokban a talajokban nem használhatók, mint a statikus szondák, és a feltárható mélység is közel azonos. Elve is hasonló, csak ennek fejét veréssel hajtják le, ezért verőszondának is szokás nevezni (**12.14. ábra**).



12.13. Statikus szonda (CPTU) diagramja

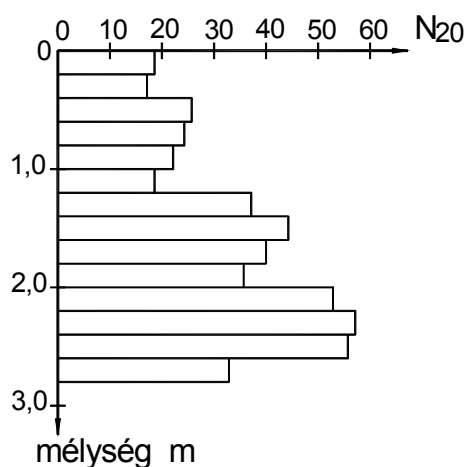
A **szondafej** kialakítása is hasonló, csak méretei mások. Többféle típusa használatos, a leggyakoribb, a könnyű verőszondát 90° kúpszög, 15 cm^2 keresztmetszet, $43,7 \text{ mm}$ hossz jellemzi. A fejhez csatlakozó rúd felső végén levő ütőpárnára 50 cm magasságból percenként 50 -szer egy 50 kg tömegű **kost** ejtegetnek, s ez hajtja le a rudat.

A lehajtás során azt mérik (az újabb berendezésekben automatikus regisztrálóval), hogy 20 cm előrehaladáshoz hány ütésre van szükség. (Szokásos még a 10 cm behatolást eredményező ütésszám regisztrálása is.) Az egyes mélységekben a **talajt** ezzel az N_{20} -szal jelölt **ütésszámmal lehet jellemezni**, ha a rudazaton fellépő súrlódást ki tudjuk küszöbölni. (Ez bélés-csövezéssel biztosan megoldható, de a vizsgálatok szerint az is elég, ha a rudat a mért N_{20} ütőszámoktól függő gyakorisággal és mértékkel elforgatják.)



12.14. ábra. Verőszonda

A **dinamikus szondadiagram** tehát az N_{20} értékek mélység szerinti alakulását ábrázolja



12.15. Dinamikus szondadiagram

(**12.15. ábra**), melyeken egy-egy markáns változás réteghatárt jelez. N_{20} konkrét számértékeiből tapasztalati összefüggések alapján lehet következtetni bizonyos talajjellemzőkre, elég megbízhatóan a szemcsés talajok relatív tömörségére, közelítőleg belső súrlódási szögükre és összenyomódási modulusukra.

Említést érdemel az elsősorban az angolszász országokban elterjedt, a leírttól némileg különböző **SPT-verőszonda**. Ennek csúcsa nyitott, így leverve egyben mintát is vesznek a talajok azonosításához. A már több évtizedes tapasztalatok széles körű használatát teszik lehetővé. Egyszerűbb alapozások tervezéséhez közvetlenül is felhasználják a verési ellenállás mért értékét.

A **nyírószondázás** puha kötött talajok nyírószilárdságának gyors, helyszíni vizsgálatára szolgáló berendezés. Kialakítását a **12.16. ábra** mutatja. A szárnyyszerű szondafej szokásos méretei: $h = 8 \text{ cm}$, $D = 4 \text{ cm}$. A vizsgálni kívánt mélységig hidraulikus sajtóval nyomják le, majd megfelelő erőátvitellel egy forgatókar segítségével elforgatják, s közben mérik a forgatáshoz szükséges M nyomaték növekedését, ill. a szögelfordulást. Levezethető, hogy valamely nyomaték mekkora nyírófeszültségnek felel meg, s előállítható az ábrán látható diagram. Ha az elforgatást τ_{\max} elérése után folytatják, megkapható a csúcserőnél kisebb reziduális nyírószilárdság is.

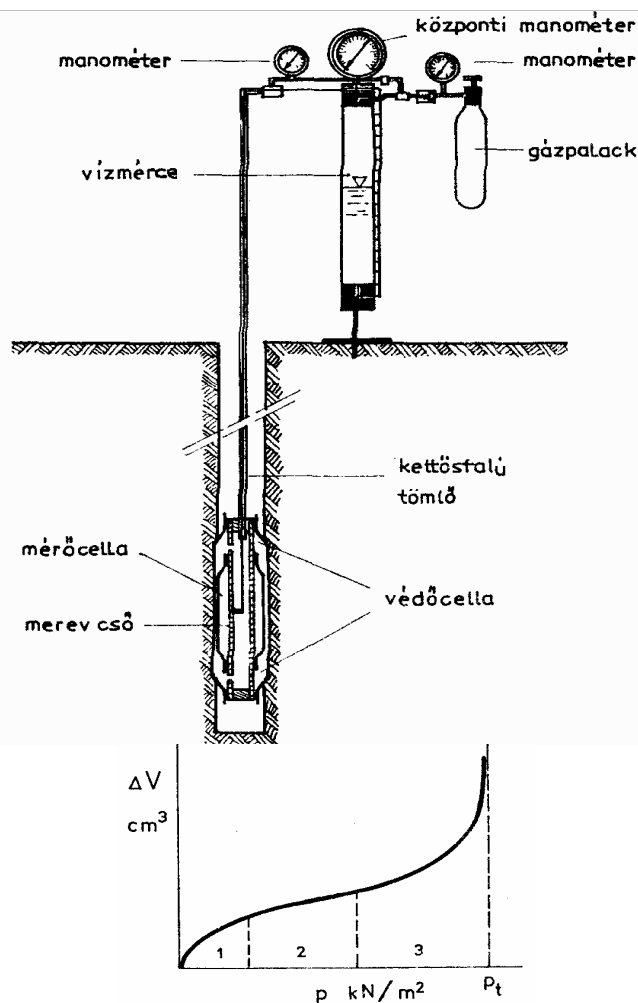
Mivel puha kötött talajok töréséről van szó, gyors, a nyírás konszolidálatlan terhelésként értékelhető, tehát

$$\tau_{\max} = c_u$$

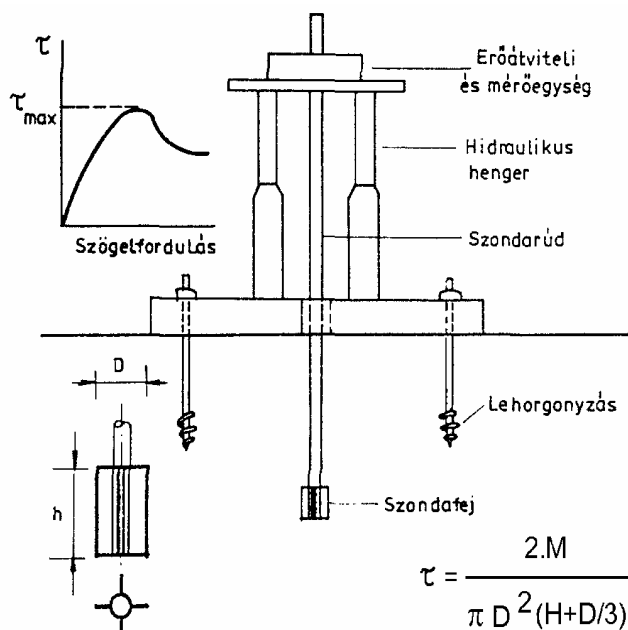
Méretezéshez azonban az így nyert c_u értékeket csak bizonyos csökkentő korrekcióval szabad felhasználni, mivel a forgatási sebesség a szokásos terhelési ("építési") sebességhez képest mindenképpen gyors. (A csökkentő szorzó $I_p=80\%$ -nál kb. 0,7, 50 %-nál 0,8, míg $I_p=20\%$ -nál már 1,0, azaz már nem kell csökkenteni a mért nyírószilárdságot.)

A pressziométeres vizsgálat elsősorban Franciaországban használatos, ott a rutintervezés az ezzel nyert paramétereken alapul, de néha idehaza is végeznek ilyen vizsgálatot. Lényegében minden talajban használható, melyben állékony furat készíthető. A talajok terhelés alatti viselkedését lehet velük fúrólukban vizsgálni, mint azt a **12.17. ábra** érzékelteti.

A szonda egy belső, vékony gumimembránnal határolt mérő- és egy erősebb, külső gumi-



12.17. A pressziométeres mérés



12.16. ábra.

A szárnyas nyírószonda és egy mérési eredmény

köpennyel határolt védőcellából áll. A vizsgálat során lépcsőzetesen növelik a gáznyomást, mely a gumicellákon át a talajra adódik át, és ennek következtében a talaj összenyomódik.

Az összenyomódás nagysága a belső cella ΔV térfogatváltozásával arányos, amit a vízmércén lehet leolvasni. A vizsgálat eredményeként az ábrán látható $p - \Delta V$ görbe nyerhető. Ennek egy hosszabb-rövidebb lineáris szakaszából a talaj rugalmas alakváltozási paramétere becsülhető. A talajtörési állapotra utaló $p=p_t$ végérintőből pedig, a nyírószilárdságot lehet számítani. A pressziométer legkorábbi változatai az "önlefúró" Camkometer és PAFSOR.

További mechanikai szondák is vannak még, ilyenek pl. a fúrólukas tárcsás terhelés, a lapdilatométeres vizsgálat, stb.

A mechanikai terhelésen alapuló szondázások mellett még ismertek a különböző geofizikai szondázások, szeizmikus mérések, akusztikus szondázások, georadaros mérések stb., melyek előzetes vagy kiegészítő információként hasznos segítséget nyújthatnak egy-egy feladat megoldásában.

12.4. A geotechnikai ellenőrző mérések

A mélyépítési munkák felügyeletére, a létesítmények monitoringjára egyszerűbb esetekben a szemrevételezés is elegendő lehet, sokszor viszont komoly mérésekre van szükség. Ezek azon részét, melyek kötődnek egy szerkezethez, technológiához a korábbiakban már ismertettük, most csak összefoglaljuk őket. Bizonyos mérések viszont tágabban használhatók, ezekre itt térünk ki.

12.4.1. Próbaterhelések

A helyszíni próbaterhelés **célja** lehet:

- egy-egy szerkezeti megoldás, építési eljárás ellenőrzése,
- különleges, elméletileg nehezen követhető terhelési problémák előzetes vizsgálata.

A próbaterheléseket általában egyszerűen **modellkísérletnek** tekintjük, a mért eredményeket önmagukban értékeljük (pl. egy süllyedést valamely várható teher alatt). Az is szokásos azonban, hogy - a mérési eredményekre megfelelő elméletet alkalmazva - konkrét **talajjellemzőket számítunk ki** belőlük. (Pl. a süllyedésből és a teherből az altalaj összenyomódási modulusát.)

A gyakorlatban a **következő próbaterhelések** szokásosak:

- cölöp-próbaterhelések, melyeket a 7.3. fejezetben tárgyaltunk
- talajhorgonyok feszítése (8.4. fejezet)
- földművek tárcsás terhelése (9.4. fejezet)

Ezek szinte kötelezően elvégzendők a jelzett okok miatt. Viszonylag ritkább, de előfordul a síkalapok statikus, esetleg a gépalapok dinamikus próbaterhelése, és esetenként előírhatják a talajszegeket is.

A próbaterhelések általában nagyon **költségesek**, ezért előzetes vizsgálatként csak akkor gondolhatunk rájuk, ha jelentős haszon remélhető tőlük, vagy ha nélkülük nem tudnánk a feladatot megoldani. Meg kell azonban jegyezni, hogy néha egészen kis többletköltséggel, többletmunkával "próbaterhelésként" értékelhetők a területen már elkészült szerkezetek is. Ha ugyanis megmérjük, megfigyeljük, értékeljük miként viselkednek (illetve miként viselkedik környezetükben a talaj) terhelésük során, a további ott készülő szerkezetek tervezéséhez a legmegbízhatóbb ismeretekhez (talajadatokhoz) juthatunk.

A próbaterhelések esetében általában a mérés nem jelent különösebb nehézséget, hiszen csak erőt és elmozdulást kell mérni. Nagyobb gondot jelent a terhelés ellentartása, aminek módszereit már szintén megismertük.

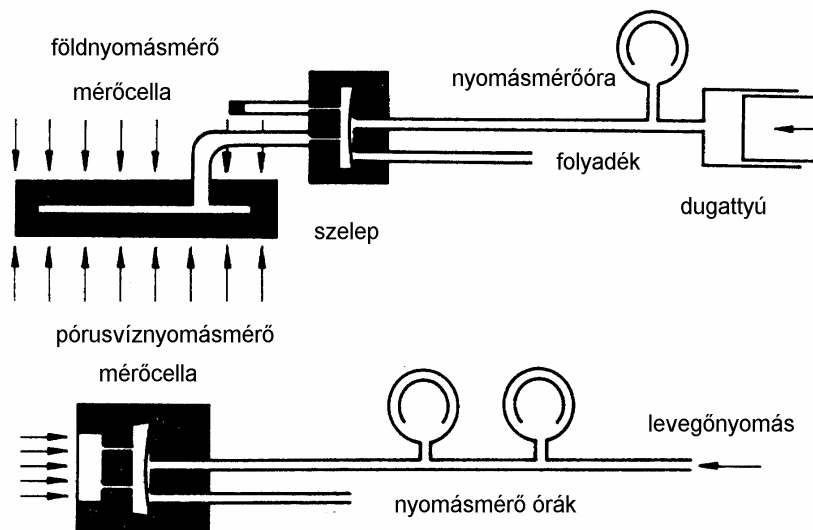
12.4.2. Erő, feszültség, mozgás- és alakváltozásmérések

Erőmérésre újabban szinte kizárólag elektromos **erőmérő cellákat** alkalmaznak, melyeket beépítenek a szerkezeti elemek közé. Az erőt tulajdonképpen a cellában levő acélelem alakváltozásának méréséből határozzák meg. A cellához mérőórát vagy automatikus regisztráló szerkezetet csatlakoztatnak. Egy ilyen típusú, konkrétan egy talajhorgonyban keletkező erő mérésére szolgáló berendezést érzékeltet a **12.18. ábra**.



12.18. ábra. Erőmérő cella

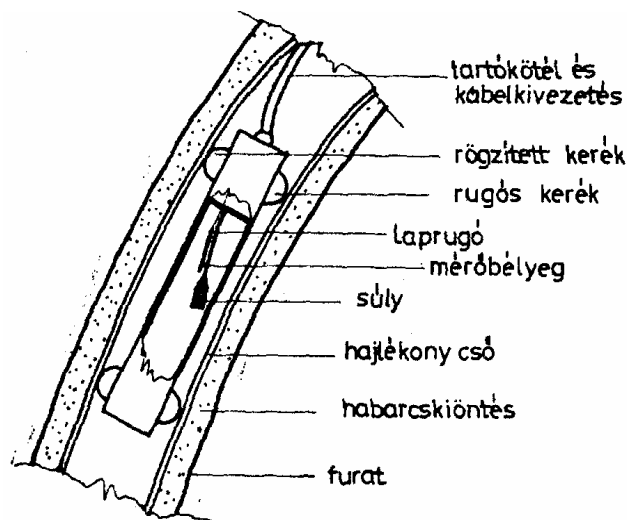
A talajban fellépő teljes feszültségeket lesajtolt, a talajjal érintkező vékony membránokkal lehet mérni (12.19. ábra). Ha a mérőfejben a membrán elé egy merev porózus, vízáteresztő anyagot tesznek, akkor a membránok a pórusvíznyomást mérik. A talajjal érintkező szerkezetekre ható földnyomásokat a szerkezet falába épített ilyen cellákkal mérik. A membránokra ható nyomást a belső felületükre ragasztott, kis alakváltozásukat is kijelző nyúlásmérő bélyegekkel érzékelik.



12.19. ábra.

Hidraulikus föld- és pneumatikus pórusvíz-nyomásmérő cella

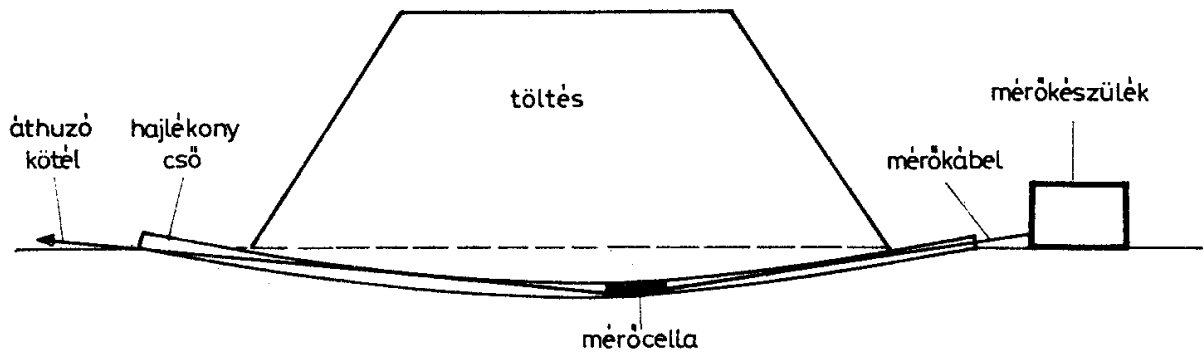
Rézsük, természetes lejtők, munkatér-határolások vízszintes mozgásainak mérésére fejlesztették ki, s ma már gyakran használják az **inklinométereket** (12.20. ábra). A talajba függőleges hajlékony műanyag- vagy acélcsővet helyeznek. Az inklinométert a felszínről engedik le a csőbe, és a mérőfejben levő laprugó görbülését nyúlásmérővel mérik. A felszínen végzett mérésekből a cső görbülése, s ezáltal a földtömeg belső vízszintes elmozdulásai meghatározhatók.



2.20. ábra. Inklinométer

Ezen az elven pl. töltések alatti **függőleges mozgások** (a süllyedések) is mérhetők, ha a hajlékony csövet a töltés alá az építés előtt a terepre fektetjük (12.21. ábra). Ezen húzzák át az inklinométerhez hasonló mérőcellát, s így a cső görbületéből a süllyedéskülönbségekre következtethetnek, míg a cső végeit geodéziai úton mérve a süllyedések abszolút nagysága is regisztrálható. A felszín eltakart pontjainak süllyedése másként hidrosztatikus úton is mérhető. E mozgásmérések nagy értéke, hogy építés közben is mód van rá, ami töltés esetében másként nem is volna megoldható. Épületek esetében a legegyszerűbb módszer az alapokra rögzített fix-pontok hagyományos színtezése.

Az ún. **extenzométerek** segítségével a talaj egy meghatározott sávjának alakváltozása is mérhető. A mérőeszköz két végpontját rögzítik és hosszváltozását elektromos úton mérik. Ez főleg az alagútépítésben (NÖT) szükséges, de mindenféle megtámasztó szerkezet esetében hasznos lehet. Továbbfejlesztett változata a **csúszó mikrométer**, mely teleszkópszerűen nyúló vagy rövidülő cső- darabok hosszváltozását méri, amiből a talajzóna fajlagos alakváltozásainak változásai mérhetők. Ez pl. alapok alatti süllyedések, munkagödörnyitások esetén lehet hasznos.



12.21. ábra. Süllyedésmérés deflektométerrel és hidraulikus cellával

Ajánlott irodalom

- Arz, P., Schmidt, G., Seitz, J., Semprich, S.: Grundbau. Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1994.
- Atkinson, J.: The Mechanics of Soils and Foundations. Taylor and Francis, London, 2007.
- Baldauf, H., Timm, U.: Betonkonstruktionen im Tiefbau. Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1988.
- Bell, F. G.: Fundamentals of engineering geology. Butterwords, London, 1983.
- Bell, F. G.: Engineering Geology and Construction. Taylor and Francis, London, 2004.
- Bell, F. G.: Engineering geology. 2nd edition, Elsevier, 2007.
- Bujja, H. O.: Handbuch der Baugrunderkundung. Werner Verlag, Düsseldorf, 1999
- Bujja, H. O.: Handbuch des Spezialtiefbaues. Werner Verlag, Düsseldorf, 1999
- Chang-Yu Ou: Deep Excavations. Taylor and Francis, London, 2006.
- Craig, R. F.: Craig's Soil Mechanics. Spon Press, Taylor and Francis Group, London, 2004.
- Chowdurry, R. N.: Slope analysis. Elsevier, Amsterdam – Oxford – New York. 1978.
- Dandy, G., Walker, D., Daniell, T., Warner, R.: Planning of Engineering Systems. Taylor and Francis, London, 2006.
- Dulácska E., Fekete S., Varga L.: Az altalaj és az építmény kölcsönhatása. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1982.
- Fang, H. S.: Foundation Handbook. Chapman and Hall, New York, 1990.
- Fang, Hsai, Yand, Daniels, J. B: Introductory Geotechnical Engineering. Taylor and Francis, London, 2006.
- Farkas J.: Alapozás. Egyetemi jegyzet. Budapesti Műszaki Egyetem. Tankönyvkiadó. Budapest, 1992.
- Gálos M., Vásárhelyi B.: Közettetstek osztályozása az építőmérnöki gyakorlatban. Mérnökgeológia-Közetmechanika Kiskönyvtár, Műegyetemi Kiadó, Budapest, 2006.
- Göbel, C., Lieberenz, K., Richter, F.: Der Eisenbahnunterbau. Eisenbahn Fachverlag, Heidelberg–Mainz, 1996.
- Girmcheid, G.: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- Gudehuse, G.: Bodenmechanik. Enke Verlag, Stuttgart, 1981.
- Hajnal G.: Városi hidrogeológia. Akadémiai Kiadó, Budapest, 2007.
- Hartai É.: A változó Föld. Miskolci Egyetemi Kiadó és a Well-PRESS Kiadó, Miskolc, 2003.
- Hausmann, M.: Engineering principles of ground modification. Mc Graw – Hill Publishing Company, New York, 1986.
- Herth, P., Arndts, K.: Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkungen. Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1985.
- Kabai I.: Talajmechanika. Egyetemi jegyzet. Budapesti Műszaki Egyetem. Tankönyvkiadó. Budapest, 1992.
- Kempfert, H. G., Gebreselassie, B.: Excavations and Foundations in Soft Soils. Springer, 2006
- Kézdi Á.: Talajmechanika I. Tankönyvkiadó, Budapest, 1977.
- Kézdi Á.: Talajmechanika II. Tankönyvkiadó, Budapest, 1975.

- Kézdi Á.: Talajmechanikai Praktikum. Tankönyvkiadó, Budapest, 1971.
- Kézdi Á.: Talajmechanika. Példák és esettanulmányok. Tankönyvkiadó, Budapest, 1978.
- Kézdi Á., Markó I.: Földművek - Víztelenítés. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1974.
- Kézdi Á.: Földművek. Egyetemi jegyzet. Budapesti Műszaki Egyetem. Tankönyvkiadó, Budapest, 1992.
- Kleb B.: Mérnökgeológia. Tankönyvkiadó, Budapest, 1977.
- Koerner, R. M.: Designing with Geosynthetics. Prentice Hall, Eaglewood Cliffs, 2005.
- Kovács Gy.: A szivárgás hidraulikája. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1972.
- Kovácsházi F., Balázs B., Kovácsházi P.: Támfalak és partfalak. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1985.
- Lambe, J., Whitman, G.: Soil mechanics, SI-Version. John Wiley and Sohn, New York, 1979.
- Lancelotta, R.: Geotechnical Engineering. Balkema. Rotterdam, Brookfield, 1995.
- Look, B.: Handbook of geotechnical investigation and design tables. Taylor and Francis, London, 2007.
- Lunne, T., Robertson, P. K., Powell, J. J. M.: Cone penetration testing in geotechnical practice. Spon / Routledge, London, New York, 2002.
- Maidl, B.: Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus. Verlag Glückauf Essen 1996.
- Markó I.: Földművek - Védelem. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1975.
- Mészáros E., Schweitzer F.: Föld, víz, levegő. Magyar Tudománytár 1. MTA Társadalomkutatási Központ, Kossuth Kiadó, 2002.
- Mitchell, J. K. Fundamentals of soil behaviour, John Wiley and Sons, New York, 1976.
- Moseley, M. P., Kirsch, K. ed. Ground Improvement. Taylor and Francis, London, 2004.
- Müller-Rochholz, J.: Geotextilien und Geogitter. Werner Verlag, Düsseldorf, 1999.
- Pálossy L., Scharle P., Szalatkay I.: Földtámfalak. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1985.
- Palotás L. szerk.: Mérnöki kézikönyv I-III. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1982-89.
- Papp Z.: Geotechnikai I. Építésföldtan - Vízföldtan - Mérnökgeológia. Főiskolai jegyzet. Tankönyvkiadó, Budapest, 1992.
- Papp F., Kertész P.: Geológia építőmérnök hallgatóknak. Tankönyvkiadó, Budapest, 1979.
- Petrasovits G., Fazakas Gy., Kovácsházi F.: A városi földalatti műtárgyak tervezése és kivitelezése. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1992.
- Potts, D. M., Zdravković, L.: Finite elemente analysis in geotechnical engineering - theory. Thomas Telford, 1999.
- Potts, D. M., Zdravković, L.: Finite elemente analysis in geotechnical engineering - application. Thomas Telford, 2001.
- Rétháti L.: Talajvíz a mélyépítésben. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1974.
- Rétháti L.: Altalaj eredetű épületkárok. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1977.
- Rétháti L.: Valószínűségelméleti megoldások a geotechnikában. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1985.
- Rétháti L.: Alapozás kedvezőtlen altalajon. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1995.
- Rózsa L. szerk.: Az alapozási kézikönyve. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1977.
- Smoltczyk, U. szerk.: Geotechnical Engineering Handbook. Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

Smoltczyk, U. szerk.: Grundbau-Taschenbuch Teil 1-3. Ernst und Sohn Verlag. Berlin, 1990-92

Szabó I.: Hulladékéelhelyezés. Miskolci Egyetemi Kiadó, 1999.

Széchy K., Varga L.: Alapozás I. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1971.

Széchy K.: Alagútépítéstan. Tankönyvkiadó, Budapest, 1961.

Szepesházi R.: Geotechnikai II. Talajmechanika. Főiskolai jegyzet. Tankönyvkiadó, Budapest, 1992.

Szepesházi R.: Geotechnikai példatár. Főiskolai jegyzet. Tankönyvkiadó, Budapest, 1992.

Terzaghi, K.: Theoretical soil mechanics. John Wiley and Sons, New York, 1943.

Terzaghi, K., Peck, R.: Soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons, New York, 1943.

Tomlinson, M. J.: Foundation design and construction. Pearson Education, Harlow, 2001.

Török Á.: Geológia mérnököknek. Műegyetemi Kiadó, Budapest, 2007.

Vadász E.: Magyarország földtana. Akadémiai Kiadó, Budapest, 1952.

Varga L.: Geotechnikai III. Földművek. Főiskolai jegyzet. Tankönyvkiadó, Budapest, 1992.

Varga L.: Geotechnikai IV. Alapozás. Főiskolai jegyzet. Tankönyvkiadó, Budapest, 1992.

Whitlow, R.: Basic soil mechanics. Longman Scientific and Technical, 1990.

Wichter, L. Meiniger, W.: Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

Szabványok

MSZ EN 1997-1:2006 EUROCODE 7-1: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok. Magyar Szabványügyi Testület, Budapest, 2006.

MSZ EN 1997-2:2008 EUROCODE 7-2: Geotechnikai tervezés. 2. rész: Geotechnikai vizsgálatok. Magyar Szabványügyi Testület, Budapest, 2008.

MSZ EN 1536:2001 Speciális mélyépítési munkák. Fürt cölöpök.

MSZ EN 1537:2004 Speciális mélyépítési munkák. Talajhorgonyok.

MSZ EN 1538:2001 Speciális mélyépítési munkák. Részfalak.

MSZ EN 12063:2001 Speciális mélyépítési munkák. Szádfalak.

MSZ EN 12699:2001 Speciális mélyépítési munkák. Talajkiszorításos cölöpök.

MSZ EN 12715:2001 Speciális mélyépítési munkák. Talajszilárdítás.

MSZ EN 12716:2001 Speciális mélyépítési munkák. Jethabarcosítás.

MSZ EN 14199:2006 Speciális mélyépítési munkák. Mikrocölöpök.

MSZ EN 14475:2007 Speciális mélyépítési munkák. Talajerősítés.

MSZ EN 14679:2005 Speciális mélyépítési munkák. Mélykeverés.

MSZ EN 14731:2005 Speciális mélyépítési munkák. Mélyvibrálás.

MSZ EN 15237:2007 Speciális mélyépítési munkák. Független drénezés.

MSZE CEN ISO/TS 17892-1:2006 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 1. rész: A víztartalom meghatározása.

MSZE CEN ISO/TS 17892-2:2006 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 2. rész: Finom szemcséjű talajok térfogatsűrűségének meghatározása.

MSZE CEN ISO/TS 17892-3:2006 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 3. rész: A szemcsék sűrűségének meghatározása. Piknométeres mérés.

MSZE CEN ISO/TS 17892-4:2006 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 4. rész: A szemeloszlás meghatározása.

MSZE CEN ISO/TS 17892-5:2004 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 5. rész: Kompressziós vizsgálat lépcsőzetes terheléssel.

MSZE EN ISO/TS 17892-6:2004 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 6. rész: Ejtőkúpos vizsgálat.

MSZE CEN ISO/TS 17892-7:2004 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 7. rész: Finom szemcséjű talajok egyirányú nyomóvizsgálata.

MSZE CEN ISO/TS 17892-8:2004 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 8. rész: Konszolidálatlan, drénezetlen triaxiális vizsgálat.

MSZE CEN ISO/TS 17892-9:2004 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 9. rész: Konszolidált triaxiális nyomóvizsgálat telített talajokon.

MSZE CEN ISO/TS 17892-10:2004 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 10. rész: Közvetlen nyíróvizsgálat.

MSZE CEN ISO/TS 17892-11:2004 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 11. rész: Áteresztőképességi vizsgálat.

MSZE CEN ISO/TS 17892-12:2006 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok laboratóriumi vizsgálata. 12. rész: Az Atterberg-határok meghatározása.

MSZ EN ISO 14688-1:2003 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok azonosítása és osztályozása. 1. rész: Azonosítás és leírás.

MSZ EN ISO 14688-2:2004 Geotechnikai vizsgálatok. Talajok azonosítása és osztályozása. 2. rész: Osztályozási alapelvek.

MSZ EN ISO 14689-1:2003 Geotechnikai vizsgálatok. Szilárd kőzetek azonosítása és osztályozása. 1. rész: Azonosítás és leírás

MSZ 14043-2:2006 Talajmechanikai vizsgálatok. Talajok megnevezése talajmechanikai szempontból.

MSZ EN 13249:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. Az utak és más közlekedési területek vasutak és aszfalt beépítésének kivételével) szerkezetében való alkalmazás előírt jellemzői.

MSZ EN 13250:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. A vasutak szerkezetében való alkalmazás előírt jellemzői.

MSZ EN 13251:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. A földmunkák és az alapozások során, valamint a gyűjtőszerkezetekben való alkalmazás előírt jellemzői.

MSZ EN 13252:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. A vízelvezető rendszerekben való alkalmazás előírt jellemzői.

MSZ EN 13253:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. Az eróziót szabályozó munkákban (partvédelem, partvédő művek) való alkalmazás előírt jellemzői.

MSZ EN 13254:2000 Geotextíliák és rokon termékeik. A víztározók és gátak szerkezetében való alkalmazás előírt jellemzői

MSZ EN 13255:2000 Geotextíliák és rokon termékeik. A csatornák szerkezetében való alkalmazás előírt jellemzői

MSZ EN 13255:2000 Geotextíliák és rokon termékeik. Az alagutak és föld alatti műtárgyak szerkezetében való alkalmazás előírt jellemzői

MSZ EN 13257:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. A szilárd hulladéklerakóban való alkalmazás előírt jellemzői

MSZ EN 13267:2005 Geotextíliák és rokon termékeik. A folyékony hulladéklerakó létesítményekben való alkalmazás előírt jellemzői

MSZ EN 918:1998 Geotextíliák és rokon termékeik. Dinamikus átszakításvizsgálat. (Kúpos ejtővizsgálat)

MSZ EN ISO 964-1:2005 Geotextíliák és rokon termékeik. A vastagság meghatározása előírt terhelésekkel. 1. rész: Egyes rétegek.

MSZ EN 965:1999 Geotextíliák és rokon termékeik. A területi sűrűség meghatározása.

MSZ ENV 1897:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. Nyomás alatti kúszási tulajdonságok meghatározása.

MSZ EN ISO 9862:2005 Geoműanyagok. Mintavétel és a próbadarabok készítése.

MSZ EN ISO 9863-1:2005 Geoműanyagok. A vastagság meghatározása előírt terhelésekkel. 1. rész: Egyrétegűek.

MSZ EN ISO 9863-2:1998 Geotextíliák és rokon termékeik. Vastagsághatározás előírt terhelésekkel.

2. rész: Többrétegű termékek egyes rétegeinek vastagsághatározása.

MSZ EN ISO 9864:2005 Geoműanyagok. Geotextíliák és rokon termékeik. Vizsgálati módszer geotextíliák és rokon termékeik területi sűrűségének meghatározására.

MSZ EN ISO 10318:2005 Geoműanyagok. Szakkifejezések és meghatározásuk.

MSZ EN ISO 10319:1998 Geotextíliák. Szélessávú szakítóvizsgálat

MSZ EN ISO 10320:2000 Geotextíliák. Helyszíni azonosítás.

MSZ EN ISO 10321:1998 Geotextíliák. Kötések/varratok szakítóvizsgálata széles sávú módszerrel.

MSZ EN ISO 10722-1:1999 Geotextíliák és rokon termékeik. Eljárás telepítéskor bekövetkező sérülések szimulálására. 1.rész: Telepítés szemcsés anyagokon.

MSZ EN ISO 11058:1999 Geotextíliák és rokon termékeik. A síkra merőleges, terhelés nélküli vízáteresztő képességi jellemzők meghatározása.

MSZ EN 12224:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. Az időjárással szembeni ellenállás meghatározása.

MSZ EN 12225:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. Módszer a mikrobiológiai ellenállás meghatározására elásási próbával.

MSZ EN 12226:2001 Geotextíliák és rokon termékeik. Általános vizsgálatok a tartóssági vizsgálatot követő kiértékeléshez.

MSZ EN ISO 12236:1998 Geotextíliák és rokon termékeik. Statikus átszakításvizsgálat (CBR-vizsgálat)

MSZ EN 12447:2002 Geotextíliák és rokon termékeik. Vizsgálati módszer a hidrolízissel.

MSZ EN ISO 12956:1999 Geotextíliák és rokon termékeik. A jellemző szűrőnyílás meghatározása.

MSZ EN ISO 12957-1: 2005 Geoműanyagok. A nyírási jellemzők meghatározása. 1. rész: Közvetlen nyíróvizsgálat

MSZ EN ISO 12957-2:2005 Geoműanyagok. A nyírási jellemzők meghatározása. 2. rész: Lejtős síkú vizsgálat.

MSZ EN ISO 12958:1999 Geotextíliák és rokon termékeik. A vízáramlás meghatározása a termék síkjában.

MSZ EN ISO 13426-1:2003 Geotextíliák és rokon termékeik. A belső kapcsolatok szilárdsága. 1. rész: Geocellák.

MSZ EN ISO 13426-2:2005 Geotextíliák és rokon termékeik. A belső kapcsolatok szilárdsága. 2. rész: Geokompozitok.

MSZ EN ISO 13427:1999 Geotextíliák és rokon termékeik. A dörzsölés utáni sérülések utánzása (csúszótömbös vizsgálat)

MSZ EN ISO 13428:2005 Geoműanyagok. Az ütéskárosodással szembeni védőteljesítmény meghatározása.

MSZ EN ISO 13431:2000 Geotextíliák és rokon termékeik. A húzó- kúszási és a szakítási viselkedés meghatározása

MSZ CR ISO 13434:2000 Irányelvek a geotextíliák és rokon termékeik tartósságáról.

MSZ EN ISO 13437:1999 Geotextíliák és rokon termékeik. A minták talajban való elhelyezése és kivétele, valamint a próbatestek laboratóriumi vizsgálata.

MSZ ENV ISO 13438:2005 Geotextíliák és rokon termékeik. Átvilágításos vizsgálat az oxidációval szembeni ellenállás meghatározásához.

MSZ EN 13562:2000 Geotextíliák és rokon termékeik. A vízbehatolással szembeni ellenállás meghatározása (a hidrosztatikai nyomás vizsgálata)

MSZ EN ISO 13738:2004 Geotextíliák és rokon termékeik. A talajból való kihúzódással szembeni ellenállás.

MSZ EN 14575:2005 Geoszintetikus szigetelők. Az oxidációval szembeni ellenállás meghatározásának módszere.

MSZ EN 14576:2005 Geoműanyagok. A polimer geoszintetikus szigetelők feszültségkorrózióval szembeni ellenállásának meghatározása.

DIN-Normen Bodenerkundung und Bodenuntersuchungen. Beuth Verlag, Berlin-Wien, 1991.

DIN-Normen Erdbau und Grundbau. Beuth Verlag, Berlin-Wien, 1991.