10.15477/SZE.MMTDI.2013.001

Koch Edina

Töltésalapozási eljárások modellezése

Doktori értekezés

Témavezető

Dr. Scharle Péter, CSc.

Széchenyi István Egyetem

MTK Szerkezetépítési és Geotechnikai tanszék

Széchenyi István Egyetem

Infrastrukturális Rendszerek Modellezése és Fejlesztése

Multidiszciplináris Műszaki Tudományi Doktori Iskola

Győr, 2012.

TARTALOMJEGYZÉK

Összefoglalás 4
Summary 5
1. Bevezetés 6
1.1 Témafelvetés 6
1.2 Kutatási célkitűzések 8
2. Töltésalapozások modellezésének alapjai 10
2.1 A töltésalapozás szükségességének hagyományos vizsgálata 10
2.1.1 Hagyományos süllyedés- és konszolidációszámítás kezeletlen altalajra 10
2.1.2 Az állékonyság vizsgálata 12
2.2 A véges elemes programok alkalmazási lehetőségeinek feltárása 14
2.2.1 Szerkezet- és térmodellezés 15
2.2.2 Anyagmodellek 17
2.2.2.1 A Mohr-Coulomb modell (MC-modell) 17
2.2.2.2 Felkeményedő talaj anyagmodellje (HS-modell) 18
2.2.2.3 A puha talaj modellje (SS-modell) 20
3. Töltésalapozási módszerek és tervezésük 22
3.1 Töltésalapozási módszerek áttekintése 22
3.2 Építésszervezési megoldások 22
3.2.1 Lépcsős építés 22
3.2.2 Többlettöltés 23
3.3 Szerkezeti megoldások 24
3.3.1 A töltésjellemzők ésszerű megválasztása 24
3.3.2 Talperősítés geoműanyagokkal 25
3.4 Az előzetes altalajjavítási módszerek áttekintése 26
3.5 Vibrált kőoszlopok - kavicscölöpözés 28
3.5.1 Technológia, alkalmazási szabályok 28
3.5.2 A vibrált kőoszlopok méretezése 29
3.5.3 A vibrált kőoszlopok állékonyságnövelő hatásának vizsgálata 31
3.6 Dinamikus talajcsere 31
3.7 Mélykeverés, tömegstabilizálás 32
3.7.1 Technológiai kérdések 32
3.7.2 Tervezési elvek 34

3.8 Betonoszlopok....35
3.9 Függőleges szalagdrénezés....36
3.9.1 Technológia, alkalmazási elvek....36
3.9.2 Számítás Barron szerint....37
3.9.3 Hansbo számítási módszere....39
3.9.4 Barron és Hansbo módszerének összehasonlítása....40
4. A közelmúlt hazai töltésalapozási projektjeinek értékelése....44
4.1 Töltésalapozás a Zalavasúton....44
4.1.1 Zalavasút I. (Zalacséb-Salomvár-Andráshida vonalszakasz)....44
4.1.2 Zalavasút II. (Zalaegerszeg deltavágány - Ukk)....46
4.2 8. számú fő közlekedési út, Csór elkerülő szakasza....47
4.3 M7 autópálya töltésalapozásai....49
4.3.1 M7 autópálya Balatonszárszó – Ordacsehi szakasz....49
4.3.2 M7 autópálya, Ordacsehi – Balatonkeresztúr....50
4.3.3 M7 autópálya, Nagykanizsa – Becsehely....53
4.4 Királyegyháza, Cementgyár....54
5. A töltésalapozások tervezésének javítási igényei, lehetőségei....56
5.1 A technológiaválasztás megalapozása....56
5.1.1 A töltésalapozási módszerekkel kapcsolatos tapasztalatok összegzése....56
5.1.2 Ajánlások a technológiaválasztáshoz....57
5.2 A töltésalapozások tervezésének kritikus elemei és javításuk....58
5.2.1 A töltésalapozások hagyományos tervezésére vonatkozó tapasztalatok összegzése....58
5.2.2 A töltésalapozások tervezése, javasolható fejlesztési irányok felvázolása....61
5.2.3 A töltésalapozások tervezése PLAXIS 3D Soft Soil anyagmodellel....63
6. A fejlett talajmodellek alakváltozási jellemzőinek felvétele....67
6.1 Hardening Soil modell bemenő paraméterei....73
6.1.1 A feldolgozás rendje....73
6.1.2 Az A és B paraméterek elemzése....73
6.1.3 Az összenyomódási modulusok vizsgálata....75
6.2 A Soft Soil model bemenő adatai....77
6.2.1 Az adatfeldolgozás rendje....77
6.2.2 A paraméterek analízise....78
7. Szemcsés anyagú cölöpalapozások 3D vizsgálata....83

7.1 A vizsgált töltésszerkezetek modellje 83
7.2 Szemcsés anyagú cölöpalapozás állékonyságnövelő hatásának 3D-vizsgálata.... 85
7.2.1 A modellezés célja 85
7.2.2 Az eredmények ismertetése és értelmezése 86
7.2.3 Összehasonlító analízis 87
7.3 Vibrált kőoszlopok és kőtömzsök süllyedéscsökkentő hatásának vizsgálata..... 93
7.3.1 Az építés modellezése 93
7.3.2 A süllyedések alakulása 93
7.3.3 Süllyedésképek 96
7.3.4 Összehasonlító analízis 97
7.3.5 Süllyedésanalízis a Soft Soil anyagmodellel 100
8. A mélykeveréses technológia alkalmazásának lehetőségei 104
8.1 A kutatás célja 104
8.2 Laboratóriumi vizsglatok és eredményeik 104
8.2.1 A mélykeveréses technológia fontosabb keverési paraméterei 104
8.2.2 A vizsgált keverékek adatai 106
8.2.3 A laboratóriumban stabilizált talajok paramétereinek értékelése 110
8.2.3.1 A keverékek paramétereinek viszonya 110
8.2.3.2 A keverékek nyomószilárdságának változása 111
8.2.3.3 A keverékek mechanikai jellemzői közötti összefüggések 114
8.3 A mélykeveréses talajjavítás tervezése, modellezése 115
8.3.1 A vizsgált töltésalapozások 115
8.3.2 A süllyedéscsökkentő hatás elemzése 118
8.3.2.1 Számítási eredmények 118
8.3.3 A technológiák állékonyságnövelő hatása 121
9. A doktori-értekezés tudományos eredményeinek összefoglalása 123
10. Javaslatok 130
10.1 Javaslatok a tervezési gyakorlat számára 130
10.2 Javaslatok további kutatásokra 131
11. Jegyzékek 132
11.1 Ábrajegyzék 132
11.2 Táblázatjegyzék 134
11.3 Irodalomjegyzék 135

Összefoglalás

Doktori értekezésemben a töltésalapozási eljárások modellezésével foglalkoztam. Részletes nemzetközi és hazai irodalomkutatást végeztem a töltésalapozási eljárások méretezésére használatos módszerek feltérképezésére. A tudományos publikációk tanulmányozása mellett áttekintettem a hazai töltésalapozási projektek dokumentumait, geotechnikai szakvéleményeket, töltésalapozási terveket, projektbeszámoló cikkeket. Lehetőségem volt a projektekben való közvetlen részvételre, így személyes tapasztalatokat gyűjthettem a töltésalapozási feladatok megoldásának hazai színvonaláról, a fejlesztési igényekről és reális lehetőségeiről.

Az irodalomkutatás és a hazai projektek tapasztalatai alapján kidolgoztam egy technológiaértékelő módszert, amely a megoldandó geotechnikai problémák, az építési idő, a költségek és a környezetvédelmi szempontok figyelembevételével ad útmutatást az optimális töltésalapozási technológia kiválasztásához.

A szakirodalomra és a projekttapasztalatokra építve megfogalmaztam a hagyományos méretezési eljárások kritikus elemeit, melyek általában a biztonság javára közelítenek, ezért gazdaságtalan tervet eredményeznek. Megmutattam, hogy a hibák többsége kiküszöbölhető olyan végeselemes módszeren alapuló szoftverek alkalmazásával, melyekkel a talaj-szerkezet térbeli kölcsönhatása és a talaj nemlineáris, időfüggő viselkedése korrekten vizsgálható.

A végeselemes szoftverek alkalmazását elősegítendő ajánlást adtam a bennük alkalmazható fejlettebb anyagmodellek input paramétereinek a felvételére. Laboratóriumi vizsgálatok eredményei alapján összefüggéseket állapítottam meg a deformációs jellemzők viszonyára, valamint ezek és az egyszerűbb talajfizikai jellemzők kapcsolatára.

Térbeli végeselemes programmal vizsgáltam a vibrált kőoszlopok és kőtömzsök süllyedésre és állékonyságra gyakorolt hatását. Trendeket és összefüggéseket állapítottam meg, melyek figyelembe veszik az altalaj drénezetlen nyírószilárdságát, a töltés magasságát, a puha, összenyomódó réteg vastagságát és az alkalmazott technológiát.

Vizsgáltam a mélykeveréses technológia hazai alkalmazásának lehetőségeit. Három jellegzetes gyenge hazai talajon végeztem laboratóriumi vizsgálatokat és adtam ajánlást a cementes keverékek összeállításához. A technológia alkalmazhatóságát 3D végeselemes programmal elemeztem, és technológiaválasztási irányelveket fogalmaztam meg különböző talajtípusokra vonatkozóan.

Az előbb vázolt vizsgálatok eredményeit 4 téziscsoportban, csoportonként 2-2 tézisben fogalmaztam meg, melyeket a dolgozatom zárófejezetében összesítettem. Itt adtam javaslatokat a gyakorlat számára és a további kutatásokra is.

Summary

In my doctoral dissertation I researched embankment foundation processes. I conducted a detailed international and national literature review about design and application of embankment foundation methods. Additionally, I reviewed specifications, geotechnical evaluations, and foundation designs, related to recent projects in Hungary as well as past case studies. I had the opportunity to personally participate in these projects, and they gave me a first-hand experience about the varying quality of design solutions applied to embankment foundations in Hungary. This experience also gave me a clearer picture about the need for further improvements and the possibility of achieving these improvements in the field.

Based on the projects and literature, I developed a new method to choose the optimal technology for a given embankment foundation problem. The selection method takes into account various geotechnical problems, construction time, cost, and environmental aspects.

I summarized the critical elements of the conventional design method, which requires a higher degree of safety, resulting uneconomical designs. I showed that the majority of these simplifications can be improved with the application of FEM design programs. The FEM programs can investigate soil-structure interaction with nonlinear time-dependent behavior of the soil. A better understanding of the interaction leads to more efficient and cost-effective designs.

I gave recommendations for soil parameter inputs which are necessary for advanced soil modeling. Based on laboratory experiments, I evaluated and developed relationships between deformation parameters, and simpler soil index parameters.

I investigated with 3D FEM programs the reduction of settlement and improvement of lateral stability in the soft layers reinforced by stone columns or dynamic replacement columns. I determined settlement and stability trends, which take into account the undrained shear strength, embankment height, soft soil thickness and the applied technology.

I researched the application of deep-mixing technology in Hungary. I conducted laboratory experiments on three typical Hungarian soft soils, and gave recommendations concerning cement mixing methodology. The applicability of deep-mix technology was evaluated with FEM programs, and I recommended standard technology selection methods based on different soil types.

The above-listed investigations were summarized in 4 thesis groups. Each group had 2 theses that were summarized, and they can be found in the last chapter of my dissertation. I gave recommendations for the design practice and listed further research topics.

1. Bevezetés

1.1 Témafelvetés

Az elmúlt tíz évben mind többször kellett Magyarországon utak, vasutak töltéseit puha, szerves kötött altalajra építeni. Ennek több oka van, s ezek miatt várhatóan a jövőben is sok esetben kell ilyen feladatokat megoldani. A közlekedési pályák tervezésekor a közlekedés biztonsága, az üzemelési költségek minimalizálása a fő cél, de a helyszínrajzi vonalvezetést még számos további tényező is megköti. A meglévő településeket, a beépítésre kijelölt területeket el kell kerülni, s a területfejlesztési tervekhez is alkalmazkodni kell, s felismerték azt is, hogy nem indokolt a közlekedés területigényeit a mezőgazdaság rovására teljesíteni. Ezek sok esetben azt eredményezik, hogy éppen azért kerül kedvezőtlen altalajú területre egy vonalas létesítmény, mert az másra nem használható. A földmunka költségeinek csökkentése csak mindezek után vizsgálandó szempont lett, a gyenge altalajú területek elkerülése pedig – mint cél – általában szóba sem jöhet [Koch, 2011a].

A puha altalajon történő töltésépítés során kétféle földstatikai problémát kell megoldani:

– a puha altalaj kompresszibilitása, alacsony áteresztőképessége, kúszási hajlama nagymértékű, egyenlőtlen és elhúzódó süllyedéseket okoz, s a tervezési feladat az, hogy egy bizonyos időpont után a még hátralevő süllyedés, illetve süllyedéskülönbség legyen kisebb egy, a töltésre kerülő felépítmény számára már veszélytelen értéknél,
– a puha altalaj gyenge szilárdsága stabilitásvesztéssel (alaptöréssel, szétcsúszással. kipréselődéssel) fenyeget, a feladat: kellő biztonság elérése az állékonyságvesztéssel szemben.

Ezek különösen azért válnak kritikussá, mert az építési határidők egyre szűkösebbek.

Ha egy töltésépítés során e veszélyek valamelyike is fennáll, azaz a számított süllyedés mértéke a 10-15 cm-t, a becsült konszolidációs idő pedig a 3-4 hónapot meghaladja, illetve az állékonyságvizsgálat szerint nincs meg az 1,25-1,50 biztonság, akkor már külön feladatként kell foglalkozni a töltés alapozásával, és a következőkben tárgyalandó módszerek valamelyikét be kell vetni [Koch és tsai, 2012].

Különösen nagy problémát jelent a hídfők mögötti, néha 10 m-nél is magasabb háttöltés süllyedésének nagysága és konszolidációs ideje. Nemcsak a magassággal arányosan nagyobb mozgás növeli a gondokat, hanem annak a hídfő cölöpalapozására és a felszerkezetre gyakorolt hatásának időbeli változása is [Szepesházi, 2009].

A kérdés fokozott hangsúlyt kap a nagysebességű vasúti pályák esetében, melyek építése Nyugat-Európában már egy évtizede folyik, s Magyarországon is lassan napirendre kerül. A 150-200 km/h-nál nagyobb sebességek a töltéskorona minimális elmozdulását engedi csak meg, ami nagy kihívást jelent a töltések alapozását illetően is.

A vázolt veszélyek elhárítására számos technológiát fejlesztettek ki. A lépcsős építés, a túltöltés, a vibrált kőoszlopok, a dinamikus talajcsere mellett, illetve ezekkel együtt a georácsos, geocellás talperősítés mára szinte teljesen kiváltották a korábbi idők módszerét, a puha altalaj kicserélését. A közelmúlt autópálya- és vasútépítési projektjein ezek az új eljárások Magyarországon is megjelentek. Külföldi közreműködőkkel több helyen alkalmaztak olyan eljárásokat, amelyek tervezésében addig nem volt gyakorlatunk. Sok esetben azonban már az is vitákat váltott, illetve vált ki, hogy az egyes eljárások közül melyiket válasszák.

A technológiák fejlődése a nemzetközi szakirodalom bővülésével is járt. Egyre több esettanulmány számol be az alkalmazott új eljárások eredményességéről, nemzetközi konferenciákon külön szekció foglalkozik a talajjavításos töltésalapozás témakörével [Terashi, 2000]. Az elmúlt 10 évben már több technológiára adtak ki európai szabványt a „Speciális geotechnikai munkák" című sorozat részeként, s ezeket Magyarország is honosította. Emellett 2006-ban megjelent az „Utak és autópályák létesítésének általános geotechnikai szabályai" c. útügyi műszaki előírás (ÚT 2-1.222), illetve 2012-ben készül el a „Vasúti alépítmény tervezése, építése, karbantartása és felújítása" című, D11 jelű MÁV-utasítás, melyek irányelveket adnak a töltésalapozási mód megválasztásához és tervezéséhez. Ezekhez korábbi munkáimmal már magam is szolgáltattam javaslatokat.

A töltésalapozások méretezésére sokféle, a hagyományos talajmechanikai elveken nyugvó eljárást dolgoztak ki, melyeket több-kevesebb sikerrel alkalmazunk ma is [Farkas, 2005]. A tervezés megbízhatósága azonban nem éri el a mérnöki gyakorlatban megszokottat, illetve a projektszervezésnek – különösen az időbeli ütemezésre vonatkozó – pontossági igényeit. Ezért a kivitelezéséhez elengedhetetlen a monitoring, jóllehet sok hazai cég erre még a mai napig sem kíván költségeket fordítani. Az elmúlt 8 évben magam is részt vehettem töltésalapozási feladatok tervezésében és a kivitelezés megfigyelésében. Eközben mindig törekedtem a hagyományos méretezési módszerek ellenőrzésére, pontosítására, és sok bizonytalanságot tapasztaltam.

A hagyományos számítási eljárásokkal kapcsolatban sok elvi kétség is felmerül, pl. a puha talajok feszültség-alakváltozás összefüggésével vagy az oszlopszerű talajjavítások modellezésével kapcsolatban. Ezért mind többen próbálkoznak a végeselemes analízis alkalmazásával, melyben van mód a fejlettebb anyagmodellek és a 3D tér- és szerkezetmodellek használatára is. Ezek több részlete azonban még lényegében kipróbálatlan, kidolgozatlan. Ezt igazolja, hogy a legnagyobb európai vasutak nagyszabású K+F programjában, az INNOTRACK programban az alépítmények vonatkozásában ezt a témát vették fel [Ekberg, 2010]. A Széchenyi István Egyetemen 2009-re sikerült beszerezni olyan számítógépes programokat is, melyek számomra is lehetőségeket adtak a legkorszerűbb analízisekre.

1.2 Kutatási célkitűzések

Az előbbiekben vázolt fejlődési trendeket, gyakorlati igényeket érzékelve választottuk témavezetőmmel PhD-disszertációm témájául a töltésalapozási módszerek értékelését, modellezését, a modellezés fejlesztését. A következő kutatási programot, célokat fogalmaztuk meg:

- a téma szakirodalmának feldolgozása,
- a hazai töltésalapozási projektek feldolgozása, értékelése,
- technológiaválasztási kritériumok megfogalmazása,
- a tervezés kritikus elemeinek feltárása,
- a végeselemes programokban rejlő lehetőségek vizsgálata,
- egyes technológiák tervezésének javítása a FEM lehetőségeire támaszkodva.

A kutatást nagyobbrészt a terveknek megfelelően tudtam elvégezni, illetve menet közben még újabb kérdések elemzésének lehetőségét sikerült megteremteni.

Az elvégzett munkát és eredményeit a következők szerint mutatom be.

A 2. fejezetben felvázolom a töltésalapozási problémák, az állékonyság (alaptörés) és süllyedés vizsgálatának alapjait, előbb a hagyományos vizsgálati módszereket, majd a végeselemes modellezés lehetőségeit.

A 3. fejezetben a nemzetközi szakirodalom alapján áttekintem a töltésalapozási eljárásokat, és ismertetem azokat a tervezési eljárásokat, melyeket az egyes technológiák speciális kérdéseinek megoldására használnak.

A 4. fejezetben az elmúlt évtized nagyobb hazai töltésalapozási projektjeit mutatom be, ismertetve a tervezésükre alkalmazott módszereket és a munka során szerzett tapasztalatokat.

Az 5. fejezetben az előző fejezetek alapján – 1. tézisként – egy általam összeállított technológiaértékelő rendszert mutatok be, mely segítheti a döntéshozókat abban, hogy adott körülmények között az optimális technológiát válasszák ki. Értékelem továbbá a gyakorlatban alkalmazott tervezési módszerek gyengeségeit, s megfogalmazom, melyek azok a területek, ahol szükség és lehetőség van a tervezés fejlesztésére, amihez a következő fejezetekben ismertetendő eredményekkel igyekeztem hozzájárulni.

A 6. fejezet egy javítási lehetőségként a hazai talajok alakváltozási jellemzőinek felvételéhez ad segítséget nagyszámú ödométeres vizsgálat statisztikai feldolgozása alapján, különös tekintettel a korszerű szoftverekben alkalmazható, a 2. fejezetben bemutatott nemlineáris anyagmodellekben szereplő paraméterekre. Az itt közlendő korrelációs összefüggések képezik a 2. téziscsoportot.

A 7. fejezet a hazai gyakorlatban mostanáig leggyakrabban alkalmazott töltésalapozási módszer, a szemcsés anyagokból készülő oszlopszerű talajjavítás 3D modellezésének lehetősé-

geit és eredményeit tárgyalja. Foglalkozom mind a süllyedéscsökkentés, mind az állékonyságjavítás kérdésével, s a futtatások eredményeit grafikus és analitikus formában ismertetem, amelyek a 3. téziscsoportot képezik.

A 8. fejezetben a jövőben valószínűleg teret hódító mélykeveréses talajjavításokra irányuló kutatásaimat mutatom be. Egyrészt jellegzetes, javítást igénylő, hazai talajok szilárdításának előkészítését szolgáló laborvizsgálataim eredményeit, másrészt a technológiával megoldható töltésalapozások korszerű modellezési lehetőségeit és az elvégzett futtatások eredményeit ismertetem. Ezekből fogalmaztam meg a 4. téziscsoportot.

A 9. fejezet összefoglalja a disszertációt, javaslatokat ad a további kutatások irányára és ismerteti a téziseket.

2. Töltésalapozások modellezésének alapjai

Mint a bevezetőben említettem, a puha altalaj kompresszibilitása, csekély áteresztőképessége, kúszási hajlama nagymértékű, egyenlőtlen (teknőszerű) és időben elhúzódó (akár évtizedes) süllyedéseket okozhat, gyenge szilárdsága pedig stabilitásvesztéssel fenyeget.

A jelenlegi európai gyakorlatban az Eurocode 7 bevezetése óta a tervezéskor a teherbírási és használhatósági határállapotokat vizsgáljuk. A teherbírási határállapotot jelentő stabilitást valamilyen rézsűállékonysági módszerrel elemezzük, a használhatósági határállapotot szokványos süllyedésszámítással értékeljük [MSZ EN 1997:2006].

A 2.1. fejezetben először azokat a közelítő módszereket tekintem át, melyek elsősorban arra alkalmasak, hogy eredményeik alapján megítéljük szükség van-e valamilyen töltésalapozási módszerre. Már az ilyen döntésekhez is alkalmazhatók azonban fejlettebb számítási eljárások is, ezek alapjait a 2.2. fejezetben ismertetem. A döntéshozatalhoz általában elegendőek a közelítő módszerek, s általában ezeket alkalmazzák is [Farkas, 2005]. Ha aztán valamely – a 3. fejezetben tárgyalandó – töltésalapozási módszer alkalmazása mellett döntenek, akkor azokat vagy az itt bemutatandó, vagy hasonló hagyományos talajmechanikai elveken alapuló számításokra támaszkodva dolgozzák ki, vagy a fejlettebb, általában végeselemes számítási eljárásokkal méretezik őket. A módszerspecifikus számítási eljárásokat a 3. fejezetben tárgyalom.

2.1 A töltésalapozás szükségességének hagyományos vizsgálata

2.1.1 Hagyományos süllyedés- és konszolidációszámítás kezeletlen altalajra

A töltések teljes s_t süllyedése három részből tevődik össze [Tomlinson, 2001]:

$$s_t = s_a + s_c + s_m \tag{2.1}$$

ahol,

- s_a az azonnali vagy kezdeti süllyedés,
- s_c a konszolidáció miatti süllyedés,
- s_m a másodlagos összenyomódás, vagy más néven a kúszás okozta süllyedés.

Az azonnali süllyedéseket okozó, térfogatállandóság melletti függőleges összenyomódásokat alapok esetén a rugalmasságtan Hooke-törvénye alapján, az összes feszültségkomponens figyelembevételével számítjuk. Ilyen süllyedés azonban a széles töltések alatt nem következik be, mert ott gyakorlatilag nincs oldalirányú deformáció. A keskenyebb töltések, illetve a szélesebbek szélei alatt ugyan lehet ilyen, ám gyenge szilárdságú talaj esetében ebben nem a térfogatállandó rugalmas deformáció a meghatározó, hanem a törési állapothoz közelítő képlékeny alakváltozások, az altalaj oldalirányú kitérése miatti süllyedések. Erre a későbbiekben még vissza fogok térni.

A süllyedés legnagyobb része mindenképpen a konszolidációból származik, mely a terhelés keltette pórusvíznyomás-többlet zérusra való csökkenésével, a pórusvíz eltávozásával következik be. A konszolidációs összenyomódásból származó süllyedést hagyományosan általában lineáris alakváltozási modell feltételezésével, csak a függőleges feszültségek figyelembevételével számítjuk az

$$s_c = \frac{\sigma}{E_{oed}} \cdot h \tag{2.2}$$

összefüggésből, ahol

- σ a töltés terhéből keletkező, összenyomódást okozó átlagos feszültség,
- E_{oed} a talaj ödométeres (összenyomódási) modulusa,
- h az összenyomódó réteg vastagsága.

Ezen egyszerű képlet alkalmazásakor feltételezzük, hogy a töltés szélessége az összenyomódó puha réteg vastagságához képest nagy, ezért a mélység szerinti feszültségcsökkenéssel nem érdemes számolni. Ez a közelítés általában azért is elfogadható, mert sokkal nagyobb a bizonytalanság az altalaj összenyomódási modulusában, mint amit a feszültségcsökkenés elhanyagolása okozhat. Természetesen megtehetjük, hogy a töltés keresztmetszet alatti különböző függélyekre külön feszültségszámítást végzünk a töltés terhét trapézként figyelembe véve [Kézdi, 1989].

A másodlagos összenyomódás miatti süllyedés a vázszerkezet lassú alakváltozása miatt következik be változatlan teher és pórusvíznyomás mellett. Értéke, egy az építés (a teherfelhordás) végétől vett t időpontban

$$s_{\mathrm{S}} = C_\alpha \cdot (\ln \frac{t}{t_{98}}) \cdot h \tag{2.3}$$

ahol

- C_α a kúszási index,
- t_{98} az építés végétől az elsődleges konszolidáció 98 %-ának lezajlásához szükséges idő, mivel általában úgy számolunk, hogy ekkor kezdődik a másodlagos konszolidáció.

Mind a nemzetközi [Leroueil, 2006], mind a hazai szakirodalomban megjelenik az a gondolat is, mely szerint egy negyedik süllyedési összetevő is van, éspedig az, amely az altalaj oldalirányú plasztikus kitéréséből származik. Számítására elméleti alapon levezett módszer nem ismeretes. [Kézdi, 1978; Farkas, 2005] helyszíni mérések alapján az

$$s_{\mathrm{k}} = \frac{s_{\mathrm{a}} + s_{\mathrm{c}} + s_{\mathrm{m}}}{2 \cdot \gamma_{\mathrm{RE}}} \tag{2.4}$$

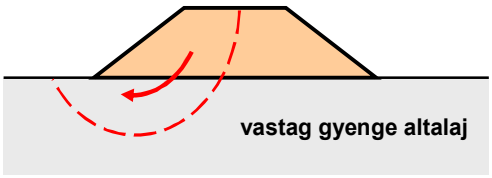
összefüggést ajánlja, amelyben

- γ_{RE} a talajtöréssel szembeni globális biztonság.

Megemlítem, hogy léteznek olyan szoftverek, melyek többé-kevésbé a bemutatott hagyományos elveken működnek, az összenyomódást lineáris (ödométeres) alakváltozási állapot feltételezésével számítják. Figyelembe veszik viszont a töltésteher valós geometriáját és intenzitását, a feszültségek térbeli szétterjedését és a rétegződést. Tanszékünk pl. a GGU-SETTLE szoftvert használja. Ezeket akkor érdemes használni, ha a vastagabb rétegsor viszonylag keskenyebb, illetve egyik irányban lehatárolt töltés összenyomódását kell elemeznünk, s a teljes süllyedésképet vizsgálni kívánjuk. Ilyen feladat pl. a hídfők körüli töltések süllyedésanalízise.

A konszolidációt hagyományosan általában a rétegződés egyszerűsített modelljével, Terzaghi [1943] egydimenziós konszolidáció elméletével számítjuk. Többnyire elegendő a legnagyobb összenyomódásokat szenvedő és/vagy a legkisebb áteresztőképességű rétegek konszolidációját elemezni, a feszültségek, illetve az alakváltozások mélységbeli változásait figyelmen kívül hagyni és a talajokat egy rétegen és a terhelési tartományon belül állandó konszolidációs tényezővel jellemezni. Az építés időtartamát, a teherfelhordás elhúzódását első közelítésben általában nem vesszük figyelembe [ÚT 2-1.222:2006]. A Terzaghi-féle T-κ (időtényező-konszolidációs fok) kapcsolat a *3.4. ábrán* látható.

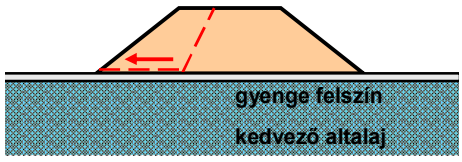
A konszolidációszámításra is vannak több lehetőséget kínáló, de hagyományos alapon működő, egydimenziós vízmozgást feltételező szoftverek. Ezek legfőbb előnye, hogy rétegzett talajt is tudnak kezelni. Tanszékünk a GGU-CONSOLID szoftverrel dolgozik.



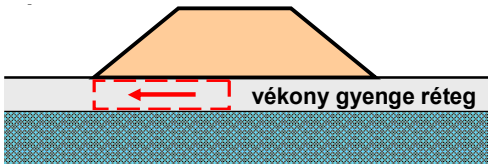
2.1. ábra. Alaptörés alámetsző csúszólapon

2.1.2 Az állékonyság vizsgálata

A puha talajra épített töltés állékonyságát döntően az altalajának nyírószilárdsága határozza meg. A stabilitás a kivitelezés közben, illetve a végén kritikus, mivel a puha talaj viszonylag kicsi áteresztőképessége miatt a szokásos építési időtartamok alatt nincs számottevő konszolidáció. Az építés végére a töltésteherből származó nyírófeszültségek már teljes egészükben működnek, a nyírási ellenállásnak a konszolidáció által képződő növekménye viszont még kevés lehet az állékonysághoz.



2.2. ábra. A töltés szétcsúszása



2.3. ábra. Az altalaj oldalkitérése

A tönkremenetel – a talajviszonyoktól függően – háromféle formában következhet be:

– alaptörés alámetsző csúszólapon,
– a töltéstest szétcsúszása a terepszinten vagy kevéssel alatta,
– az altalaj oldalkitérése egy mélyebb keményebb réteg felett.

Alaptörés akkor lép fel, ha vastag a gyenge altalaj, és ki tud benne alakulni a *2.1. ábrán* látható közel körhengeres alámetsző csúszólap, mely geometriai szempontból a legkedvezőtlenebb. Ha a felszíni puha réteg vékony, vagy a felszínhez közel jobb réteg van, akkor a töltés és az altalaj érintkezési felülete mentén a *2.2. ábrán* látható egy- vagy kétirányú szétcsúszás következik be [Varga, 1986]. Ha a puha altalaj vastagsága korlátozott, akkor a töltés alatti puha altalajban, a töltés alakjából következően kifelé irányuló nyírófeszültségek ébrednek, s ezek a *2.3. ábrán* látható oldalirányú kinyomódást okozhatják [BS 8006:1995].

Az állékonyságvizsgálatokban általában elég a töltések önsúlyával számolni, és ahhoz γ_G=1,0 parciális tényezőt rendelünk. Az ellenállásokat általában a φ_u=0 feltételezéssel élve a drénezetlen nyírószilárdságból (c_u) számítjuk, s ahhoz γ_{cu}=1,5 parciális tényezőt veszünk figyelembe [MSZ EN 1997-1]. Ezekből az állékonyságvesztéssel szembeni globális biztonság

$$\gamma_{RE} = \gamma_G \cdot \gamma_{cu} = 1{,}0 \cdot 1{,}5 = 1{,}5 \qquad (2.5)$$

ami megegyezik a régóta használatos értékkel.

Az alaptörést hagyományosan általában a lamellás eljárással, a szétcsúszást és az altalaj oldalkitérését akár a blokkos, akár az e mechanizmusokra kidolgozott lamellás eljárásokkal vizsgálhatjuk, de első közelítésben még egyszerűbb számításokra is támaszkodhatunk.

Az alaptörést a töltés függőleges nyomásának (p) és az altalaj törőfeszültségének (q_t) összehasonlításával is értékelhetjük, mely utóbbi a drénezetlen nyírószilárdság (c_u) ötszörösére vehető [Skempton, 1951]. Így a H magasságú és ρ_t sűrűségű töltés esetén azt kell kimutatni, hogy

$$\gamma_G \cdot p = 1{,}00 \cdot H \cdot \rho_t \cdot g \le 5 \cdot c_u / 1{,}50 = q_t / \gamma_{cu} \qquad (2.6)$$

A szétcsúszást közelítőleg a töltéskorona függélyében működő aktív földnyomás (E_a), valamint a rézsűtalpon e metszet és a rézsűláb közötti szakaszon (L) figyelembe vehető nyírási ellenállás (R_s) összehasonlításával ítélhetjük meg. Az előbbi esethez hasonlóan ez a következő egyenlőtlenség vizsgálatát jelenti:

$$\gamma_G \cdot E_a = 1{,}00 \cdot 0{,}5 \cdot H^2 \cdot \rho_t \cdot g \cdot K_a \le L \cdot c_u / 1{,}50 = R_s / \gamma_{cu} \qquad (2.7)$$

ahol K_a az aktív földnyomás szorzója. Jó töltésanyagot feltételezve K_a=0,33 szorzóval, továbbá 1:1,5 rézsűhajlással számolva a (2.7) egyenletből a

$$\gamma_G \cdot E_a = 1{,}00 \cdot H \cdot \rho_t \cdot g < 9 \cdot c_u / 1{,}50 = R_s / \gamma_{cu} \qquad (2.8)$$

összefüggésre jutunk. Összevetve ezt a (2.6) egyenlőtlenséggel az állapítható meg, hogy ha a legfelső talajsáv nyírószilárdsága nem rosszabb, mint az alatta levő vastagabb zóna átlagos nyírószilárdságának a fele, akkor a szétcsúszás kevésbé veszélyes.

Az oldalkitérés a töltés alatt, a gyenge altalajban a térszín alatti z mélységben fellépő aktív földnyomás (e_a), valamint a töltéslábnál a terheletlen altalajban figyelembe vehető passzív földnyomásnak (e_p) összehasonlításával ellenőrizhető, amiből az adódik, hogy az alaptörésre megállapított 5-szörös szorzó 4-re csökken.

$$e_a = H \cdot \rho_t \cdot g + z \cdot \rho_a \cdot g - 2 \cdot c_u / 1{,}50 \leq z \cdot \rho_a \cdot g + 2 \cdot c_u / 1{,}50 = e_p \qquad (2.9)$$

$$H \cdot \rho_t \cdot g \leq 4 \cdot c_u / 1{,}50 \qquad (2.10)$$

Ez tehát szigorúbb követelményt ad, de nagyon durva közelítésnek kell minősíteni, mert kinematikailag nem lehetséges csúszólapot tételez fel, s a tapasztalat szerint is túlzottan óvatos.

Az állékonyságvizsgálatok elvégezhetők a jól ismert lamellás rézsűállékonysági vizsgálatokkal, s ezektől pontosabb, általában kicsit kedvezőbb eredményt várhatunk. A döntő kérdés azonban a puha talaj szilárdsága, annak bizonytalanságához képest a vizsgálati eljárás javításával nyerhető haszon kicsi. Tanszékünk a hazai gyakorlatban is kedvelt GEO5 programcsomagot használja, s az állékonyságot Bishop vagy Sarma módszerével számítja.

2.2 A véges elemes programok alkalmazási lehetőségeinek feltárása

A geotechnikában a hagyományos számítások mellett mindinkább teret kapnak az új, számítógépes, véges elemes módszeren alapuló eljárások [Scharle, 1976]. Ezek egyik nagy előnye a klaszszikus számításokhoz képest, hogy velük egy modellen belül tudjuk kezelni a teherbírási és használhatósági határállapotokat, s mindezeket úgy, hogy figyelembe tudjuk venni a konszolidációt, a talajvíz mozgását, az építési, a terhelési, tehermentesítési és újraterhelési fázisokat, és akár minden építési fázisra vonatkozóan „lekérdezhetjük” az állékonyságot. A geotechnikában a véges elemes modellezésnek az ad továbbá különleges jelentőséget, hogy lehetőségeket kínál mind a talaj viselkedését jobban leíró anyagmodellek alkalmazására, mind a talaj és a(z) (be)épített szerkezetek kölcsönhatásának figyelembevételére [Ray et. al, 2010]. A „fejlettebb” anyagmodellekkel meghaladhatjuk a lineárisan rugalmas és a Mohr-Coulumb feltételt használó tökéletesen képlékeny anyagmodelleket, melyet a mindennapi gyakorlatban eddig használunk. Nemlineáris, időfüggő anyagmodelleket alkalmazhatunk, márpedig tudjuk, hogy a talajok viselkedését ilyen vonások jellemzik [De Vos, 2006].

A puha altalajon való töltésépítés során felmerülő veszélyek elkerülését célzó tervezésben a véges elemes programok közül leginkább a PLAXIS programot érdemes használni, ez a legelterjedtebb geotechnikai FEM-program. Az utóbbi években ugyanakkor több ismert szerkezetmo-

dellező programot (Sofistik, FLAC, MIDAS) is kiegészítettek a legfejlettebb geotechnikai elemekkel. Tanszékünk a MIDAS GTS és PLAXIS 3D kutatási változatát szerezte be, az ezekkel végzett modellezésekről több dolgozatban is beszámoltunk [Koch, 2007a; Koch, Scharle, 2010; Szép, 2011]. Disszertációmban csak a PLAXIS programmal végzett számításokat mutatom be.

2.2.1 Szerkezet- és térmodellezés

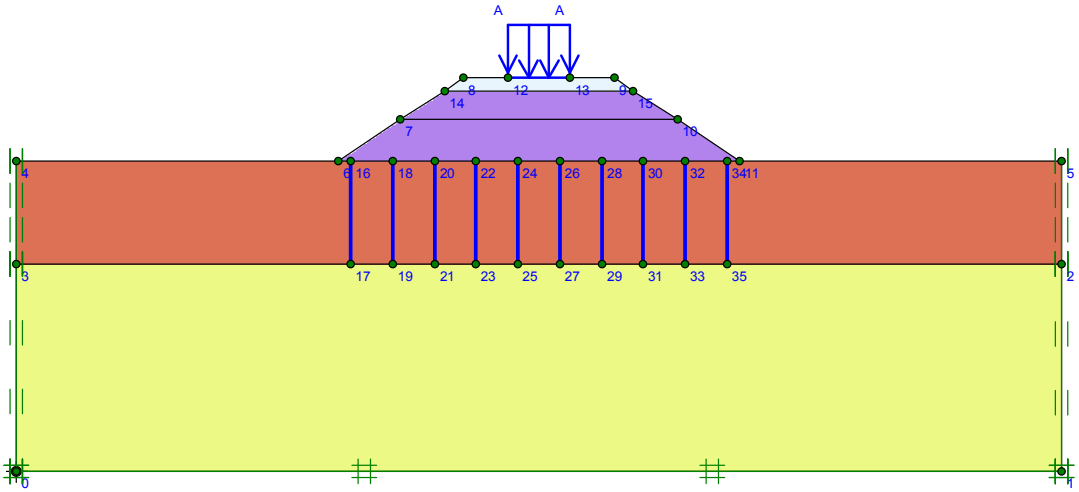
A FEM-programok síkbeli (2D), tengelyszimmetrikus (AXY) és térbeli (3D) modellezést tesznek lehetővé. Ezeket a töltésalapozások vizsgálatához a következőképpen lehet használni.

A 2D modell (*2.4. ábra*), melyet ma már a tervezési gyakorlat is mind inkább alkalmaz, akkor ad helyes eredményt, ha a modellezett szelvény jellemzői a lényeges méreteinek 4-5-szörösével azonos hosszban változatlanok. Egy töltés esetén ez általában teljesül. A töltés és altalajának egészének viselkedését illetően elfogadható az oszlopszerű testek folytonos falként való modellezése, amiként pl. hídalapok cölöpsorait is lehet így vizsgálni. Az egyedi oszlopok hajlítási ($E \cdot I$) és nyomási ($E \cdot A$) merevségét kell megállapítani és ezeket a cölöptávolságokkal osztva lehet a programokba egy helyettesítő falat definiálni. A töltés és az altalaj geometriai viszonyait egészében, valóságosan lehet megadni, s alkalmazható a járműteher is. Bevihetők a modellbe georácsok is, ezek paramétere az $E \cdot A$ húzási merevség és a szakítószilárdság [Potts,2009].

A 2D-modellel lehetőségünk van mind a süllyedés- és konszolidációanalízisre, mind pedig a stabilitás vizsgálatára. A futtatások sokféle output-jának analízisével megismerhetjük az altalaj, az oszlopszerű testek, a georácsok és a töltés kölcsönhatásait, értékelhetjük a különböző töltésalapozási módszerek hatékonyságát. A módszer hátránya, hogy a diszkrét oszlopok fallal való modellezése elfedi az oszlopok körüli feszültségkoncentrációk hatását.

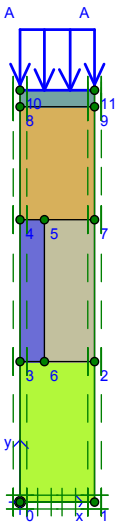
Az AXY-modellezést (*2.5. ábra*) oszlopszerű talajjavítások modellezésére már egy ideje használják [Varaksin, 2007]. Így egyetlen javított oszlopot és az azt körülvevő azon talajhengert vizsgálhatjuk, melynek terhelését a vizsgált oszlop jórészt átveszi. Ennek sugarát a kezelés kiosztásából a területazonosság elvén lehet meghatározni. A modellben a szimmetriatengelytől R távolságban a vízszintes mozgást kizáró peremet tételezünk fel, mivelhogy ott a szomszédos talajhengerek következnek. A javított oszlopot talajként, de feljavított tulajdonságokkal modellezzük, míg körötte a talajhengert az eredeti paramétereivel láthatjuk el. Azt vizsgálhatjuk, hogy a töltés, a ráépülő pályaszerkezet és az arra kerülő forgalmi terhelés mekkora süllyedéskülönbséget okoz az oszlop tengelye és az azt körülvevő talajhenger palástja között. A kiadódó alakváltozási- és feszültségmezőt abból a szempontból is vizsgálhatjuk, hogy kialakul-e az oszlopok fölött és között a kellő átboltozódás. A tengelyszimmetrikus modell a stabilitással kapcsolatban természetesen nem ad felvilágosítást. A modell a viszonylag nagykiterjedésű töltés belső zónáiról adhat

reális képet, a töltésláb körül az oldalkitérés miatt nagyobb mozgások várhatók. A módszer nagy előnye az egyszerűsége, nagyon gyorsan lefuttathatók vele a számítások [Koch és tsai, 2008a].

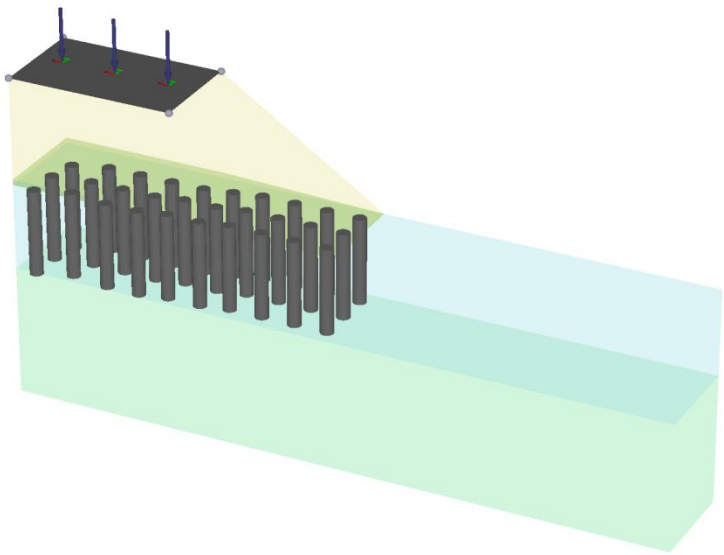


2.4. ábra. Oszlopszerű talajjavítás 2D modellje

A 3D-modellekkel akkor célszerű dolgozni, ha a probléma egésze térbeli. Ilyenek pl. a munkagödrök sarkai, a hídfők, a lemezalapok [Zdravković, 2009; Schweiger és Freiseder, 1998], illetve a töltésalapozás kérdéskörében ilyennek tekinthetők az oszlopszerű talajjavítások. 3D modellel (*2.6. ábra*) elvileg korrekt módon vizsgálhatók a valós viszonyok: az altalajt, a kőanyagú vagy talajbeton oszlopokat és a töltést is háromdimenziós testként lehet bevinni a modellbe, s kölcsönhatásaikat a korszerű talajmodellek elvileg jól szimulálhatják. Természetesen ebben is csak egy szakaszát vizsgáljuk a töltésnek, olyan hosszúságút, mely az oszlopok egy ismétlődési egységét tartalmazza. A modell képet adhat az oszlopok körüli talajmozgásokról, a gyenge altalajnak az oszlopok közötti esetleges kipréselődéséről is. Tény azonban, hogy az ilyen 3D modellek felépítése és futtatása nagyon időigényes, a programok beszerzési ára viszonylag magas.



2.5. ábra.
Oszlopszerű talajjavítás AXY-modellje



2.6. ábra.
Oszlopszerű talajjavítás 3D-modellje

2.2.2 Anyagmodellek

A geotechnikai véges elemes programok többféle anyagmodellt kínálnak fel, s ezek közül több is szóba jön a töltésalapozás tervezésekor.

2.2.2.1 A Mohr-Coulomb modell (MC-modell)

A szoftverekben általában Mohr-Coulomb modellnek nevezett anyagmodellt részletesebben nem kell tárgyalnunk, hiszen az a valójában jól ismert, a hagyományos számításokban is alkalmazott lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny viselkedést leíró anyagmodell, melyben a képlékenységi feltétel a közismert Coulomb-féle törvény.

A lineárisan rugalmas viselkedés kezeléséhez két paramétert kell megadni, ami célszerűen az E_{oed} ödométeres modulus és a ν Poisson-tényező lehet. Az alakváltozások tekintetében azzal javítható a modell, hogy mélységgel változó modulus vihető be. A modellel számíthatók az azonnali alakváltozások is, amihez a modell a térfogatállandó anyagra érvényes ν_u=0,5 Poisson-tényező segítségével számítja ki a drénezetlen állapotra jellemző E_u rugalmassági modulust [Brinkgreve, 2002].

A törési állapot vizsgálatára a Coulomb-féle törvényt alkalmazza a szoftver. Lehet drénezett és drénezetlen terhelést is vizsgálni. A töltésalapozás szempontjából fontos drénezetlen terhelés esetén a törési állapotot lehet a c_u drénezetlen nyírószilárdság alapján a teljes feszültségek analízisével vizsgálni, de a programfejlesztők erre is inkább a φ' és c' nyírószilárdsági paraméterek alapján végzendő hatékony feszültségek analízisét javasolják, amihez a terhelés okozta pórusvíznyomás számításához a Skempton-szerinti B pórusvíznyomási paramétert értelmezik. A törési állapot vizsgálata is javítható azzal, hogy a mélységgel változó drénezetlen nyírószilárdságot vagy kohéziót lehet bevinni, illetve figyelembe vehető az előterhelt talajok esetében jellemző dilatáció egy ψ dilatációs szög megadásával [Varga, Czap, 2006].

A szoftverek lehetővé teszik a drénezetlen terhelés utáni konszolidáció vizsgálatát. Az MC-modell képes figyelembe venni a talaj kezdeti feszültségállapotát, amihez a nyugalmi nyomás K_0 szorzóját kell bevinni, illetve a talajtörténetet, amihez az OCR túlkonszolidáltsági viszonyszámot kell input adatként megadni. Ezek azonban csak a feszültségi állapotokat befolyásolják, a talajok merevségét nem.

Az MC-modell egyik legnagyobb gyengéje az, hogy folyási feltételként is a Coulomb-féle feltételt használja, azaz úgy tekinti, hogy míg a feszültségek nem elégítik ki a Coulomb-féle feltételt, addig a talaj rugalmasan viselkedik, illetve a feltétel teljesülése utáni képlékeny alakváltozásokat a Coulomb-féle folyási feltétel deriválásával számítja. Valójában a talajok viselkedésére ezek a feltevések nem helyesek.

A tapasztalat szerint az MC-modell mégis elég jó eredményeket ad a monoton tehernövelések esetén, illetve ha jól sikerül felvenni a modellezendő terhelési tartományra az ödométeres modulusokat [Schanz, 2006]. A töltésalapozási feladatok esetében azonban ez nem könnyű, hiszen gyenge talajokkal van dolgunk, melyek erősen kompresszibilisek, ám az összenyomódással nagyban javul a modulusuk is. Noha az MC-modell lényege nem különbözik a hagyományos számításokban alkalmazott anyagmodellektől, az ezzel dolgozó végeselemes számítások mégis pontosabban írhatják le a töltésépítés esetén bekövetkező folyamatokat. E süllyedésszámításokban ugyanis megjelennek már a képlékeny alakváltozások is, ami a korábbiak szerint különösen a töltések széle alatt lehet jelentős. Ez indokolta azt is, hogy a 7. és 8. fejezetben bemutatott végeselemes számításokhoz a Mohr-Coulomb modellt használtam.

2.2.2.2 Felkeményedő talaj anyagmodellje (HS-modell)

A felkeményedő anyagmodell alapvető jellemzője, hogy hatványfüggvényekkel veszi figyelembe a feszültségeknek a talajmerevségre gyakorolt hatását [Schanz et. al., 1999]. Az ödométeres vizsgálattal nyerhető kompressziós görbének a σ'_1 tengely felé való görbülése (*2.7. ábra*), tehát az összenyomódási modulus feszültséggel való növekedése, lényegében felkeményedést jelent. Ezt a HS modell az

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot ctg\varphi - \sigma_1'}{c \cdot ctg\varphi + p^{ref}}\right)^m \tag{2.11}$$

összefüggéssel írja le, ahol

- E_{oed}^{ref} a referencia feszültséghez tartozó összenyomódási modulus,
- m kitevő a merevségnek a σ_1' feszültségtől való függését írja le.

A referenciafeszültséget általában p^{ref}=100 kPa-ra vesszük. A képletben a σ_1' feszültség előjele nyomás esetén negatív. (A $c \cdot ctg\varphi$ szorzat a kohéziót a Caqout-féle elvnek megfelelően a normálfeszültség megnövelésével veszi figyelembe.)

A triaxiális vizsgálattal előállítható q-ε_1 görbe (*2.8. ábra*) kezdeti, a törést okozó deviátorfeszültség 50 %-áig tartó szakaszának meredekségét jellemző E_{50} rugalmassági (szelő) modulus a cellanyomástól függ, ami szintén felkeményedést jelent. Ennek függvénye is hasonló:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot ctg\varphi - \sigma_3'}{c \cdot ctg\varphi + p^{ref}}\right)^m \tag{2.12}$$

Itt E_{50}^{ref} szintén a p^{ref} referenciafeszültséghez tartozó modulus. A tehermentesülésre és újraterhelésre érvényes modulust az alábbi formula adja meg:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot ctg\varphi - \sigma_3'}{c \cdot ctg\varphi + p^{ref}}\right)^m \tag{2.13}$$

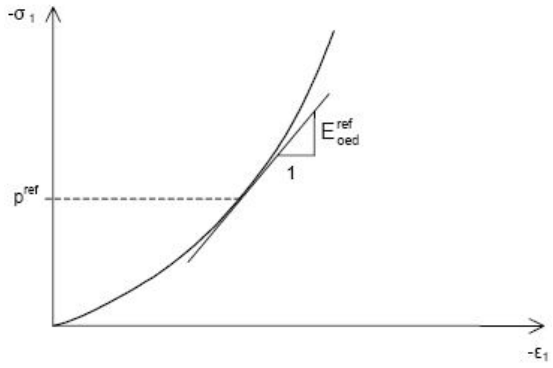
A PLAXIS fejlesztőinek ajánlása szerint, vizsgálati adat híján elfogadható az $E_{50}^{\text{ref}} \approx E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx (3 \div 5) \cdot E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ közelítés, míg az m kitevő agyag esetén 1,0, homok esetén 0,5 lehet [Brinkgreve, 2002]. A hazai talajokon végzett vizsgálatok alapján ezeket az adatokat pontosítottam (6. fejezet). A modellben szerepel még alakváltozási jellemzőként az újraterhelésre és a tehermentesítésre jellemző ν_{ur} Poisson tényező, melyet 0,15-0,25 értékre ajánlatos felvenni.

A HS-modell a deviatorikus terhelés q-ε_1 görbét (*2.8. ábra*) egyébként egy hiperbolikus függvénnyel írja le, mely a q_a asszimptotához tart, de amelyet a q_f törőérték levág. Az utóbbit a Coulomb-féle törési feltétel szerint veszik figyelembe:

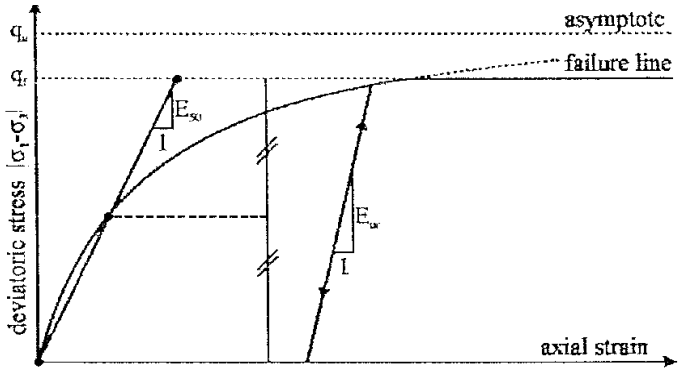
$$q_a = (c \cdot ctg\varphi - \sigma_3') \cdot \frac{2 \cdot sin\varphi}{1 - sin\varphi} \tag{2.14}$$

Elfogadják továbbá, hogy

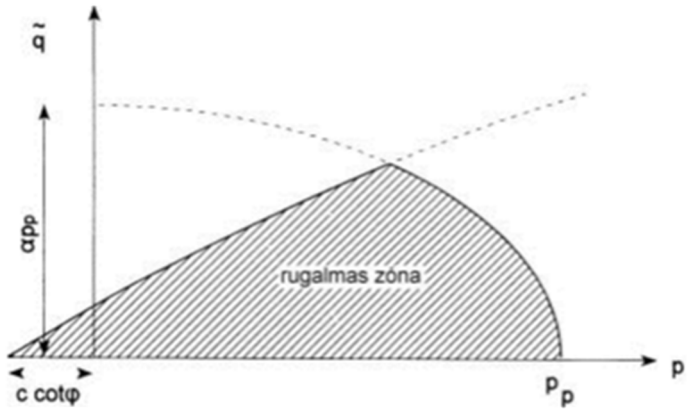
$$q_a = q_f / 0{,}9 \tag{2.15}$$



2.7. ábra. A talaj viselkedése ödometrikus terhelés hatására (HS-modell)[Brinkgreve,2002]



2.8 ábra. A talaj viselkedése deviatorikus feszültség hatására (HS-modell)[Brinkgreve, 2002]



2.9. ábra. A folyási feltétel a HS-modellben [Varga, Czap, 2003]

A modellben a folyási feltételt – vagyis a képlékeny alakváltozások megjelenését – a p - q koordinátarendszerben a *2.9. ábra* szerint veszik fel. A rugalmas viselkedést előidéző feszültségállapotok zónájának határát kijelölő egyik görbét a talajt az új mérnöki beavatkozás előtt valamikor konszolidáló legnagyobb átlagos p_{p} normálfeszültség, valamint a nyugalmi nyomás K_0 szorzójától függő α

tényezővel leírható ellipszissel veszik fel, míg a másikat a talaj Ψ dilatációs szögétől, a K_0 szorzójától és φ belső súrlódási szögétől függő egyenestől alig különböző görbével [Szepesházi, 2006]. A talaj egyes zónáira más-más p_p érték és más Ψ szög jellemző, s így más folyási határgörbék adódnak. A HS-modellben tehát a folyási feltétel nem azonos a törési feltétellel, s a tapasztalat szerint egyebek mellett ezért is írja le sokkal jobban ez a modell a talajok viselkedését, különösen, ha a talajtörténetben vagy az építés folyamán tehermentesülések és újraterhelések is vannak, mint pl. a töltésalapozás esetén is lehetnek (lásd a többlettöltést).

A HS-modellel ugyanúgy lehet a drénezett és drénezetlen terheléseket, illetve a konszolidációt kezelni, mint az MC-modellel, s helyesebb a hatékony feszültségek analízisét alkalmazni.

2.2.2.3 A puha talaj modellje (SS-modell)

A töltésalapozás szempontjából a SS-modell rendkívül jó lehetőséget kínál. Legfontosabb tulajdonságai a következők [Neher et. al.,2001]:

- az átlagos nyomófeszültségtől függő merevség,
- az elsődleges terhelés valamint a tehermentesítés-újraterhelés megkülönböztetése,
- az előterhelés számításba vétele,
- a Mohr-Coulomb törési feltétel alkalmazása.

Az ödométeres feszültségi-alakváltozás kapcsolatot az első terhelésre vonatkozóan az:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \cdot \ln(\frac{p'}{p^0}) \tag{2.16}$$

szemilogaritmikus összefüggéssel írja le (*2.10. ábra*), ahol

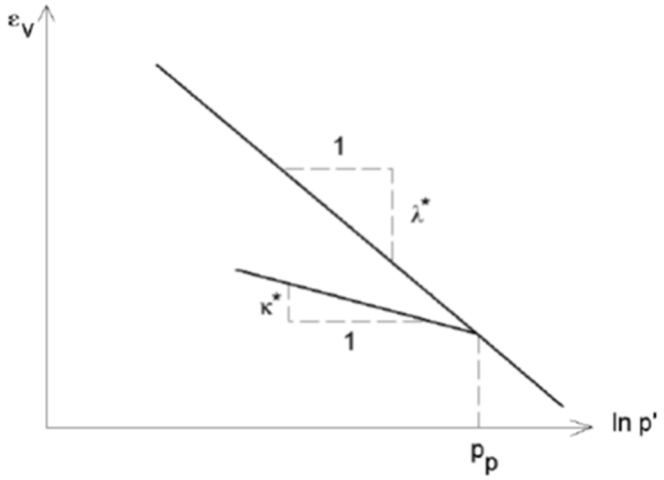
- ε_v a fajlagos térfogatváltozás p' átlagos normálfeszültség esetén,
- ε_v^0 a fajlagos térfogatváltozás kezdeti értéke p^0 kezdeti átlagos normálfeszültség esetén,
- λ^* a módosított kompressziós index.

A tehermentesítés és újraterhelés esetén az összefüggés:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \cdot \ln(\frac{p'}{p^0}), \tag{2.17}$$

ahol

- ε_v^e a fajlagos rugalmas térfogatváltozás p' átlagos normálfeszültséghez tartozó értéke,
- ε_v^{e0} a fajlagos rugalmas térfogatváltozás p^0 kezdeti átlagos normálfeszültséghez tartozó értéke,
- κ^* a módosított duzzadási index.



2.10. ábra. Az ln p'- ε_v kapcsolat az SS-modellben [Brinkgreve, 2002]

A (2.17) képlet és a *2.9. ábra* kifejezi azt is, hogy előterhelt állapotban, vagyis ha $p < p_p$, a talaj rugalmasan viselkedik, ami a HS-modellben is megjelent. A κ^* index és a HS-modell merevségi jellemzők között az összefüggés:

$$\frac{E_{ur}}{3(1-2\cdot\nu_{ur})}=\frac{p'}{\kappa^*}, \qquad (2.18)$$

E modell alapja az ún. CAM-CLAY modell volt (Atkinson, 2000), a bemenő adatokat kompressziós kísérletből nyerjük. A merevségi jellemző – mint látható – nem ödométeres vagy rugalmassági modulus, hanem a kompressziós illetve a duzzadási index, amely a térfogatváltozás és a terhelés logaritmusa közötti arányosságot fejezi ki. A *p'* számításához szükség van a K_o tényezőre, mely beadható önálló paraméterként, vagy számítható a Jáky-féle K_0=1-sinφ képletből. A PLAXIS szoftver kézikönyvének ajánlása szerint a két index aránya 3-7. Hazai talajokra vonatkozóan ezt az arányt és az indexek egyszerűbb paraméterektől való függését a 6. fejezetben vizsgálom.

A folyási feltételt a Mohr-Coulomb törvény és az előterhelés szabja meg (*2.9. ábra*). Ezért a Coulomb egyenest egy lezáró görbével kell kiegészíteni, ami az előterhelés szintjét mutatja.

3. Töltésalapozási módszerek és tervezésük

3.1 Töltésalapozási módszerek áttekintése

E fejezet azokról a töltésalapozási eljárásokról ad áttekintést, amelyek akkor alkalmazhatók, ha az előzetes számítások azt mutatják, hogy szokványos építés esetén vagy a töltés stabilitása, vagy a töltés süllyedésének mértéke és időtartama, vagy egyik sem felel meg a kívánalmaknak. Az ismertetendő módszerek egy része csak az állékonyságot javítja, egy része csak a süllyedésekre hat kedvezően, többségük azonban mindkettőt előnyösen befolyásolja. Az elmúlt 10 év hazai autópálya- és vasútépítési projektjein is többnyire ezeket alkalmazták.

A töltésalapozás tervezhető módszerei az ÚT 2-1.222:2006 szerinti csoportosításban:

- alkalmas építésszervezés,
- célszerű töltésszerkezet,
- előzetes talajjavítás, beleértve a talajcserét is.

E lehetőségeket – célszerűen kombináltan – úgy kell alkalmazni, hogy a követelmények optimálisan teljesüljenek. Általában szükség van a szóba jövő megoldások költségeinek, időigényeinek, környezeti hatásainak, bizonytalanságaiknak és kockázataiknak számszerűsítésére és az összehasonlító elemzésre. Ehhez az 5. fejezetben adok majd egy ajánlást a szakirodalom, illetve a hazai projektek elemzése alapján.

3.2 Építésszervezési megoldások

A töltésalapozási feladatok legegyszerűbb és a legkisebb többletköltségeket igénylő megoldása a lépcsős építés és a többlettöltés (előterhelés) lehet, ha az előzetes számításokkal igazolni lehet az alkalmasságukat [ÚT 2-1.222:2006]. A két eljárás ésszerűen kombinálható egymással, illetve az altalajjavító beavatkozásokkal is. Erről több dolgozat [Právics és tsai, 2003; Sas, Malinowska, 2006; Koch, 2007b; Indraratra et. al., 2009] számol be.

3.2.1 Lépcsős építés

Lépcsős építést akkor célszerű alkalmazni, ha nagy a talajtörés veszélye, viszont bőséges az építési idő. Olyan lépcsőkben kell építeni, s az egyes lépcsők között annyi konszolidációs időt kell kivárni, hogy a felhordott új lépcsők utáni terhelés talajtörést ne okozzon [ÚT 2-1.222:2006]. E módszer a süllyedési problémák megoldására nem alkalmas, vele a süllyedések nagysága nem befolyásolható, a konszolidációs idő pedig megnő. Lényegében semmilyen technológiai „fogása” nincs, a szokványos földműépítési eljárásokat lehet alkalmazni [Kabai, Lazányi, 1980].

A várható süllyedés nagyságát és a konszolidációs időt a 2.1.1. fejezet, az egy terhelési lépcsőben megépíthető töltésmagasságot a 2.1.2. fejezet szerinti állékonyságvizsgálattal szokás

meghatározni. Az altalaj töltés okozta konszolidációja révén várható szilárdságnövekedést a gyakorlatban Mesri [1989] 3.1 képlete szerint számítjuk,

$$\Delta c_u \approx 0{,}22 \cdot \Delta H \cdot \rho_t \cdot g \qquad (3.1)$$

ahol,

– ΔH az egy lépcsőben megépített töltésmagasság,

– ρ_t a töltés térfogatsűrűsége.

A (3.1) képlet lényegében megfelel Skempton (1951) azon összefüggésének, mely a drénezetlen nyírószilárdságot a σ'_z konszolidáló függőleges feszültség és a plaszticitási index függvényében írja le. A (3.1) képletben szereplő konstans Skempton képlete szerint átlagos agyagokra 0,25-re is vehető.

A lépcsős építés könnyen modellezhető végeselemes eljárásokkal. A 2D modellezés erre a célra elegendő, a teherfelhordást drénezetlen terhelésként lehet modellezni, s az ún. phi-c redukciós számítással meg lehet határozni a teherfelhordás utáni biztonságot a hatékony feszültségek analízisével. A programnak a konszolidációt szimuláló számítását alkalmazva meghatározható, hogy egy lépcső felhordása után mennyi időt kell várni, hogy a következő lépcső felhordható legyen. Jól alkalmazható a Soft Soil-modell, amint azt monitoring eredmények visszaszámításával többen megállapították (pl. Neher et. al, 2001). Az ilyen számítások alkalmazására és javítási lehetőségeire a 5.2.3 és a 6. fejezetekben kitérek.

3.2.2 Többlettöltés

A többlettöltés akkor hatékony, ha a süllyedések lezajlását kell gyorsítani, a talajtörés veszélye viszont – akár valamely más, egyidejűleg alkalmazott töltésalapozási megoldásnak köszönhetően – kicsi. A töltést a tetején deponált földtömegekkel a szükségesnél magasabbra építjük, a többlet egy nagyobb süllyedést indít el, s azt mindaddig a töltésen kell hagyni, míg az általa keltett konszolidáció révén a süllyedés el nem éri a végleges terhelés következtében várható érték kb. 90 (esetleg több) %-át. Leterhelő földtömeg helyett használhatunk vízzel töltött ballonokat is, ezt ajánlja Woodward [2005].

A többlettöltés megnöveli a talajtörés veszélyét, ezért azt különös gondossággal kell vizsgálni [ÚT 2-1.222:2006].

A többlettöltés a lépcsős építéssel kapcsolatban ismertetett előbbi számításokkal tervezhető. Végeselemes modellezéskor leginkább a felkeményedő talajmodellt alkalmazhatjuk, mely a legpontosabban képes figyelembe venni a talajok terhelés okozta tömörödésének köszönhető javulását, ami a többlettöltés alkalmazásának a lényege [Schanz, 2006].

3.3 Szerkezeti megoldások

A stabilitást növelhetjük a töltés geometriájának és anyagának célszerű megválasztásával, illetve úgy, hogy geoműanyagokkal erősítjük a töltés talpát. A töltésanyag térfogatsúlyának csökkentése a süllyedések nagyságát is csökkenti, a többi megoldás legfeljebb valamelyest mérsékeli a süllyedéskülönbségeket.

3.3.1 A töltésjellemzők ésszerű megválasztása

Az altalajra jutó feszültség nagysága vagy arányai csökkenthető:

– a töltésmagasság optimalizálásával,
– a töltésrézsű laposabb kialakításával,
– padka kialakításával,
– a töltéstömeg csökkentésével.

A különösen gyenge altalajon való építéskor a töltés magasságát célszerű 3-4 m-ben megválasztani. Ezzel csökken a talajtörés veszélye, a várható süllyedés még viszonylag kicsi, ugyanakkor a járművek már nem gyakorolnak dinamikus hatást a gyenge altalajra. Ez a magasság előnyös a cölöpszerű talajjavítás esetében is, mert ezek felett ekkora magasság esetén már ki tud alakulni a megfelelő átboltozódás. A különösen magas (10-15 m feletti) töltések építését, melyekre általában műtárgyak közelében lehet szükség, még kevésbé rossz altalaj esetén is célszerű elkerülni, amit általában a műtárgyak hosszának növelésével lehet elérni. A különszintű kereszteződések esetében a szükséges űrszelvény biztosítása az egyedüli korlát. Vonali szakaszon műszakilag a magas talajvízszint, esetleg árvízszint határozhatja meg a töltésmagasság alsó korlátját [Koch és tsai, 2012].

A töltésrézsű laposításával a talajtörés elleni biztonságot növelhetjük, de a süllyedések alakulása gyakorlatilag nem befolyásolható. A megfelelő rézsűhajlást állékonyságvizsgálattal kell meghatározni. A laposabb rézsű persze a kisajátítási terület megnövekedéséhez vezethet. A rézsű közbenső padkával való kiképezése szintén a talajtöréssel szembeni biztonságot növeli, s a süllyedést gyakorlatilag nem befolyásolja [Varga, 1986]. Ez a megoldás a rézsűlaposítással műszakilag egyenrangú, bár nagyon magas töltések esetén a fenntartás szempontjából kedvezőbb megoldást ad.

A töltéstömeg csökkentése megoldható könnyű, habszerű anyagok alkalmazásával. Legygyakrabban expandált polisztirol habot (EPS) alkalmaznak, melynek súlya a hagyományos töltésanyagokénak csupán ~1%-a, sűrűsége 15-29 kg/m^3, ezért hatékonyan csökkenthető vele a süllyedés és növelhető a talajtöréssel szembeni biztonság. A geohabot tömbökben gyártják, melyek szélessége általában 305–1219, hossza 1219–4877, vastagsága 9,5–610 mm. A geohab töl-

tés építése gyors, a szállítás jól ütemezhető, akár munkahelyi tárolás nélkül is megoldható. Az építés során keletkező hulladék csekély mennyiségű, kb. 5% és az is újrahasznosítható [Riad et. al., 2003]. Környezeti terhelést nem jelent, sőt kis tömege miatt jelentősen kisebb a szállítási üzemanyagigény. A töltéstömeg csökkenthető azzal is, hogy pernyéből építjük, melynek sűrűsége kb. 1 g/cm^3, vagyis kb. fele a földanyagokénak. Külföldön volt példa arra is, hogy a töltéstestet vízszintesen, több "emeletben" üres gyűrűkkel "könnyítették ki".

E megoldások tervezésére ugyanazokat a hagyományos vagy végeselemes számítási módszereket alkalmazhatjuk, amelyeket a 2. fejezetben bemutattam.

3.3.2 Talperősítés geoműanyagokkal

A töltés alá, a puha altalajra helyezett geoműanyagok azzal stabilizálják a töltést, hogy gátolják a töltésanyag szétcsúszását, az altalaj oldalkitérését, valamint a rotációs alaptörést. A stabilizálás az erősítésben keletkező húzóerőkből adódik, amelyek nyírófeszültségek által közvetítődnek a töltésről a geoműanyagra, illetve arról az altalajra [BS 8006:1995].

Erősítéskor a töltés alá egy vagy több rétegben szőtt geotextíliát és/vagy georácsot, esetleg geokompozitot fektetnek, majd arra legalább 0,5 m vastag durva szemcséjű anyagot hordanak fel. Nagyobb erősítési igény esetén georácsokból szerelt és szemcsés anyaggal kitöltött geocellamatracot építenek. Kiegészítőleg az altalajba a konszolidáció gyorsítására geodréneket mélyíthetnek le, ami az építés közbeni állékonyságot is növeli. Különösen kritikus esetben a töltés alá vibrált kőoszlopokat is készíthetnek, ekkor a georácsok a cölöpök közötti áthidalást is szolgálják. Az utóbbi két technológiát a hazai gyakorlat az előzetes talajjavítások csoportjába sorolja, a jelen dolgozat a 3.4. fejezetben tárgyalja.

A töltéstalpba épített erősítés tervezésekor a hagyományos méretezés a teherbírási határállapotra koncentrál, az erősítéseket a lehorgonyzás elve alapján méretezzük. Azt vizsgáljuk, hogy a geoműanyag a lehetséges kedvezőtlen terhelési állapotokban is képes-e a húzóerőket

- a töltés bizonyos, főként a rézsű zónáiról átvenni,
- a talaj más, főként a korona alatti zónáira átadni,
- szakadás nélkül felvenni.

E számításokban a hagyományos határegyensúlyi módszereket alkalmazzuk: a geoműanyagokra ható erőket a földnyomáselméletek vagy csúszólapokkal lehatárolt földtömegek egyensúlya alapján számítjuk. A lehorgonyzás elve alapján való méretezéssel foglalkozik részletesen a BS 8006:1995 angol szabvány, illetve Koerner [1995] ajánlásai is, s erre vonatkozóan ad utasításokat az ÚT 2-1.222:2002 számú Útügyi Műszaki Előírás is.

Bizonyos mérési és számítási tapasztalatok szerint a lehorgonyzás elvén való méretezés gazdaságtalan, az elkészült szerkezetek geoműanyag elemeiben valójában kisebb erők működ-

nek. Ezért egyre gyakoribb, hogy valamilyen véges elemes programot használunk a méretezésre, leggyakrabban a már említett PLAXIS programot, mert ezekkel a georácsok jóval kisebb terhelése mellett lehet kimutatni a stabilitást [Szepesházi, 2003].

Mint említettem, nagyobb erősítési igény esetén georácsokból szerelt és szemcsés anyaggal kitöltött geocellamatracot építenek. A geocella háromdimenziós sejtszerkezet, amelyet összekapcsolt cellák sorozata alkot. Ezeket a sejteket közvetlenül a helyükön, a puha altalajon készítik el georácsokból vagy geohálókból, majd szemcsés talajjal töltik meg őket, s így áll elő a rendszerint 1,0 m vastag szerkezet [Robertson, Gilchrist, 1987]. Az ilyen geocellás alaperősítés

- együttdolgozik a töltéssel és jól összekapcsolja vele a puha altalajt,
- „félmerev alaplemezként" a töltésből származó függőleges feszültségeket elosztja az altalajon, a vízszintes feszültségek nagy részét felveszi, nem hárítja rá,
- így valamelyest kiegyenlíti a süllyedéseket, bár az átlagos süllyedést nem csökkenti,
- alacsony töltések esetén csillapítja a gyenge altalajra jutó dinamikus hatásokat.

A geocellás alaperősítés főként Angliában és a skandináv országokban terjedt el, ahol gyakran kell puha agyagon töltést építeni. Az angliai tapasztalatok szerint különösen hatékony e megoldás, ha a puha altalajréteg viszonylag vékony, vagyis ha a töltés szélessége nagyobb a puha réteg vastagságának négyszeresénél [BS 8006:1995].

A tervezéskor a cellamatrac alsó felületén ható csúsztatóerőket kell meghatározni, s ezeket az erőket kell a cellákat képező georácsoknak biztonsággal felvenniük [Jelisic, 2006].

Az EN 1997-1 nem tárgyalja az erősített töltések részletes tervezését, és az ebben megadott parciális tényezőket még nem kalibrálták e szerkezettípusra, viszont a CEN kiadta az EN 14475:2006 szabványt, mely a kivitelezéshez nyújt útmutatást, de segítséget ad a tervezéshez is. E szabvány az olyan töltéserősítés kivitelezésének általános alapelveit határozza meg, melynek lényege, hogy az építésükkor vízszintes vagy közel vízszintes betéteket építenek be az egyes töltésrétegek közé.

A geoműanyagos töltésalapozás hazai alkalmazásaként említhető a 610-es sz. út kaposmérői szakasza, a nemesszentandási [Koch és tsai, 2008b], illetve a 4. fejezetben ismertetendő Ukk-Boba vasútvonal néhány száz méteres szakasza.

3.4 Az előzetes altalajjavítási módszerek áttekintése

Amennyiben az építésszervezési és a szerkezeti megoldások a számítások szerint nem nyújtanak kielégítő megoldást, a töltésépítés előtt célszerű az altalajt a következő megoldások valamelyikével megjavítani:

- mélytömörítéses módszerek
    - vibrációs mélytömörítés,
    - vibrált kőoszlop (kavicscölöp) készítése,
    - dinamikus konszolidáció,
    - dinamikus talajcsere (kőtömzs),
- talajjavítás kötőanyagbevitellel
    - mélykeverés,
    - tömegstabilizálás,
    - betoncölöpözés,
- egyéb módszerek
    - talajcsere,
    - függőleges drénezés.

A mélytömörítés mind szemcsés, mind kötött talajban alkalmazható, a tömörítéssel elérhető javítási módokat a *3.1. táblázat* foglalja össze.

3.1. táblázat. Mélytömörítéses eljárások

mélytömörítés		**hatás**	
		vibráció	döngölés
talaj	szemcsés	tömörített talajzóna (vibrációs mélytömörítés)	tömörített talajzóna (dinamikus konszolidáció)
	kötött	vibrált kőoszlop (kavicscölöp)	kőtömzs (dinamikus talajcsere)

A vibrációs mélytömörítés és dinamikus konszolidáció alkalmazására hazai referencia nincs, várhatóan nem is lesz, mert Magyarországon nincsenek olyan laza homokok, melyekben ezek alkalmazása célszerű, illetve szükséges lenne. Ezért a jelen dolgozat ezeket nem tárgyalja. Indokolja ezt az is, hogy tervezésük valójában nagyon egyszerű, általában csak a süllyedések csökkentését kell megtervezni. Ehhez azt kell tapasztalatokra támaszkodva megbecsülni, hogy milyen mértékben javítható fel a laza homok összenyomódási modulusa.

Nem foglalkozom részletesen a talajcserével sem, mert ez ismert módszer, s tervezése is egyszerű. A jó töltésanyag folyamatos drágulása és az egyre inkább előtérbe kerülő környezetvédelmi szempontok miatt ez a megoldás a jövőben egyre inkább visszaszorul. Az ÚT 2-1.222:2006 szerint éppen ezért akkor érdemes alkalmazni, ha

- a cserélendő talaj vastagsága és mennyisége a töltés méreteihez képest nem nagy,
- megfelelő durva szemcséjű, tömörítés nélkül is jó teherbírású talaj áll rendelkezésre,
- a földkiemelés megbízhatóan és ellenőrizhetően végrehajtható, s a kiemelt föld elhelyezése megoldható.

Talajcserére a legtöbb esetben magas talajvízállású területeken kerül sor, ahol a beépítendő cseretalaj esetében fontos szempont, hogy ne legyen vízérzékeny, és tömörítés nélkül is jó teherbírása legyen, ezért az ilyen területekre beépítendő cseretalaj maximális agyag és iszaptartalmát rendszerint 10%-ban korlátozzák.

3.5 Vibrált kőoszlopok - kavicscölöpözés

3.5.1 Technológia, alkalmazási szabályok

A vibrált kőoszlopok a töltés alatti altalaj komplex javítási módszere, mert készítésük, illetve a kész vibrált kőoszlopok talajtömörítésként, részleges talajcsereként és függőleges drénként is működnek, s így csökkentik a süllyedések mértékét, növelik a talajtöréssel szembeni biztonságot és gyorsítják a konszolidációt [ÚT 2-1.222:2006].

Kis áteresztőképességű, nagyon kompresszibilis és kis szilárdságú, szerves iszap- és agyagtalajokban célszerű alkalmazni, ahol mindegyik hatásra szükség van, és azok érvényesülhetnek is. A hatásmechanizmus a talajtípustól nagyban függ, az agyagokban inkább a konszolidációgyorsítás lényeges, az iszapokban, tőzegekben inkább a teherátvállalás. Nagyon gyenge (kb. 15 kPa-nál kisebb drénezetlen nyírószilárdságú) talajokban fennáll a vibrált kőoszlopok kihajlásának, szétnyomódásának a veszélye is, ezért csak külön óvintézkedésekkel alkalmazható [Woodward, 2005].

A módszer lényege egy darura felfüggesztett vibrációs berendezés, mely az önsúlya és rezgetése révén, esetleg vízöblítéssel, levegő benyomásával, vagy külső terheléssel segítve hajtható le a talajba. A kívánt mélység elérése után a vibrátort rezgetve felhúzzák, különböző módszerekkel szemcsés anyagot juttatnak az üregbe, azt a vibrátor visszasüllyesztésével tömörítik, illetve összedolgozzák a környező talajjal, mindezeket 0,5-1,0 m szakaszokban ismételgetve. Többféle eljárás ismert, ezek technológiáját, az alkalmazott eljárásokat, a vibrált kőoszlop anyagának minőségét az MSZ EN 14731: 2006 szabvány részletesen tárgyalja.

A vibrációs kezelést négyzet vagy szabályos háromszög szerinti elrendezésben, 1,5 – 4,0 m ponttávolságokban végzik. A vibrált kőoszlopok fölé (a terepszintre) a vízelvezetés és a teherelosztás biztosítására min. 0,5 m vastagságban szemcsés ágyazati réteget is be kell építeni. Biztosítani kell, hogy a vibrált kőoszlop fölötti átboltozódás révén a földmű koronáján már csak megengedhető mozgáskülönbségek legyenek. Ehhez szükség van egy bizonyos töltésmagasságra, ahol már az oszlopok közötti felezőpontban és az oszlopok fölött azonossá tud válni a süllyedés. Ha ennél kisebb a töltés magassága, akkor az oszlopok közötti süllyedés nagyobb lesz az oszlopok fölöttinél. Ez a vasúti pályában geometriai hibát, az út pályaszerkezetében hullámosodást vagy repedést okozhat [Alexiew, 2006].

Az átboltozódást számosan vizsgálták, és adtak meg annak alapján kritikus töltésmagasságokat, melyeket [Britton, Naughton, 2008] nyomán a *3.2. táblázat* foglal össze. A hazai gyakorlat a brit szabvány (BS 8006) szerinti ajánlást alkalmazza. Ha a cölöpkiosztás sűrűsége, a töltés magassága és anyaga nem biztosítja az átboltozódást, a vibrált kőoszlopok fölött elhelyezett egy, esetleg többrétegű georácsos erősítés segíthet.

3.2. táblázat. Ajánlások az átboltozódáshoz szükséges kritikus magasságra

Szerző	**Alapelv, feltevés**	**Kritikus töltésmagasság aránya h_C / (s - d_o)**
BS 8006:1995	Marston elmélete	1,4
Terzaghi [1936]	silónyomási kísérlet homokkal	2,5
Hewlett & Randolph [1988]	kismodell megfigyelése; térbeli boltozat sugarának mérése	1,4
Horgan & Sarsby [2000]	kísérlet síkbeli modellen	1,55 … 1,92
Naughton [2007]	elméleti számítás síkbeli állapotra és log-spirális csúszólapra	1,25 … 2,40
h_c = a kőoszlopok feletti szemcsés réteg átboltozódáshoz szükséges magassága, s = az oszlopok tengelytávolsága, d_o = az oszlopok átmérője		

3.5.2 A vibrált kőoszlopok méretezése

A tervezés során a vibrált kőoszlopok kiosztását, mélységét, anyagát, átmérőjét és építési sorrendjét kell meghatározni süllyedés és konszolidációszámítással.

A vibrált kőoszlopok süllyedéscsökkentő hatását hagyományosan Priebe [1995] *3.1. ábrán* látható diagramjával vizsgáljuk, mely egy n javítási (süllyedéscsökkentési) tényezőt ad az A/A_c területi (kezelési) arány és a vibrált kőoszlopba bedolgozott anyag φ_c belső súrlódási szögének függvényében. A kezelési arány a vibrált kőoszlop A_c keresztmetszeti területének és A hatásterületének a viszonya, mely utóbbit a vibrált kőoszlop kiosztása alapján lehet megállapítani:

– négyzethálós kiosztás esetén

$$A = s \cdot 1{,}13 \cdot \pi/4 \qquad (3.2)$$

– háromszöghálós kiosztás esetén

$$A = s \cdot 1{,}05 \cdot \pi/4 \qquad (3.3)$$

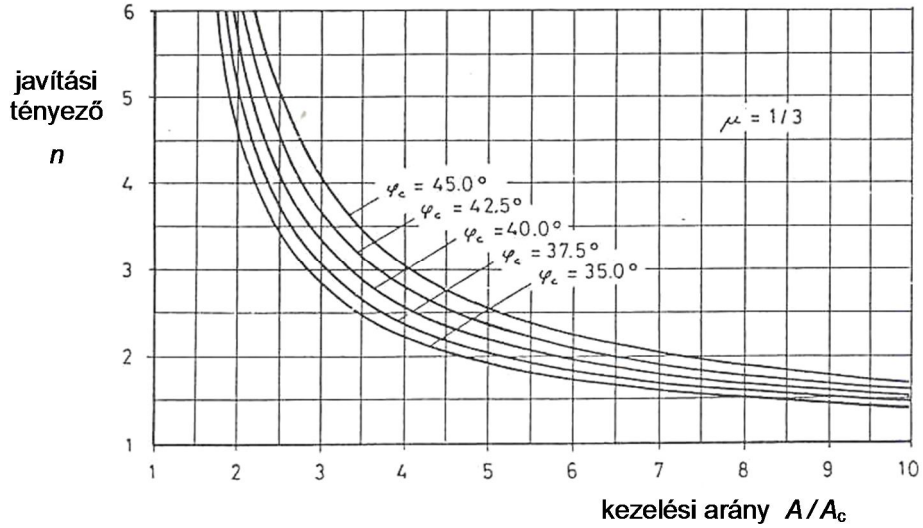
Priebe elmélete alapján az n javulási tényező a következő képlettel számítható:

$$n = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[\frac{5 - A_c / A}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1 - A_c / A)} - 1 \right] \qquad (3.4)$$

melyben

– K_{ac} az aktív földnyomási szorzó a vibrált kőoszlop anyaga alapján,
– φ_c a kitöltő anyag belső súrlódási szöge.

Említést érdemel Kondor [2004] Priebe elmélete alapján készített kiváló Excel-programja, mellyel az elmélet összes paraméterét változóként lehet figyelembe venni.



3.1. ábra. A vibrált kőoszlopok süllyedéscsökkentő hatása Priebe szerint

Az Amerikai Egyesült Államokban pl. Goughnour and Bayuk [1970] módszerét alkalmazzák, mely a földnyomási szorzóban figyelembe veszi a kőoszlopkészítési módszert is. Hátránya, hogy a bemenő paraméterek meghatározása szokásos talajvizsgálati eljárásokkal nagyon nehéz [McCabe et. al. 2007].

A vibrált kőoszlopok tervezésében is terjed a végeselemes programok alkalmazása. A süllyedéscsökkentő és konszolidációgyorsító hatás vizsgálatára leginkább a tengelyszimmetrikus modellezést használják. Erről számol be pl. [Kirsh, Sonderman, 2002; Ambily, Gandhi, 2004; Guetif et. al. 2007]. A síkbeli modellek alkalmazása ritka. A térbeli modellt még inkább csak a kutatás szintjén használjuk, bíztató eredményeiről számol be pl. [Kirsch, Sondermann, 2003; Gaszynski, Gwózdz-Lason, 2005; Schweiger, 2009; Koch, 2011b].

A tengely-szimmetrikus és térbeli végeselemes modellezés alkalmazási lehetőségeit a disszertáció 2.2.1. fejezete mutatta be. A kutatás 7.3. fejezete a PLAXIS 3D térbeli végeselemes szoftver alkalmazási lehetőségét, előnyeit vizsgálja a vibrált kőoszlopok és kőtömzsök süllyedésre gyakorolt hatásának kimutatására.

A vibrált kőoszlopok konszolidációgyorsító hatását, a függőleges szalagdrénekhez hasonlóan, Barron elméletével számoljuk, melyet a 3.9. fejezet ismertet. A diagram valójában a szalagdrénekre készült, a vibrált kőoszlopok esetében az *n* viszonyszám gyakran kisebb 5-nél, s ilyenkor az eredeti képleteket (3.9, 3.11) lehet használni a radiális konszolidációs fok meghatározásához.

3.5.3 A vibrált kőoszlopok állékonyságnövelő hatásának vizsgálata

A vibrált kőoszlopok a töltés alatt – „függőleges talajcsereként” a potenciális csúszólap egy bizonyos hányadán kedvezőbb nyírószilárdságot nyújtva – mérsékelik az alaptörés veszélyét.

Az állékonyságvizsgálatot a gyakorlatban a 2.1.2 fejezetben leírtak szerint végezzük. A vibrált kőoszlopokat e számításokban – ha nélkülük is kimutatható a szükséges biztonság – figyelmen kívül hagyjuk [Koch, 2011a]. Ha nem, akkor a hagyományos határegyensúlyi analízisen alapuló állékonyságvizsgálatban kétféle módszerrel lehet figyelembe venni őket [Navin, 2005]:

– helyettesítősávos módszerrel dolgozunk,
– átlagos nyírószilárdsággal számolunk.

(E módszereket használják a dinamikus talajcserével előállítható kőtömzsök, a mélykeveréssel előállítható talajoszlopok és a talajkiszorítással készülő betoncölöpök vizsgálatához is.)

A helyettesítősávos módszer lényege, hogy a vibrált kőoszlopokat sávokkal helyettesíti, melyek szélességét az oszlopok közötti távolságból és a cölöp átmérőből kell számítani. Erre mutat alkalmazást pl. [Abusharar, Han, 2011; Gangakhedkar, 2004].

Az átlagos nyírószilárdságot számításba vevő módszer a körcsúszólapon a gyenge talaj drénezetlen és a javított anyagú oszlop drénezett nyírószilárdságát a talajjavítás (helyettesítés) és a feszültségkoncentráció arányában veszi számításba. Ez utóbbi csak becslések, illetve FEM-analízis alapján vehető fel. Ahelyett azonban, hogy az utóbbira támaszkodva közelítő állékonyságvizsgálatot végeznénk, megállapíthatjuk a biztonságot magával a FEM-analízissel is.

E számításokban a térbeli kiosztású vibrált kőoszlopok síkbeli modellezése, a gyenge talaj és a vibrált kőoszlopok kölcsönhatása, nyírószilárdságuk mobizálódásának kompatibilitása, a csúszólap és a vibrált kőoszlop metszésvonalának hajlása, az építés közbeni konszolidáció hatása nem vehető elég korrekten számításba [Koch 2011a]. Erre is alkalmasak lehetnek viszont a 3D végeselemes programok [Schlosser, Simon, 2006]. A disszertáció 7.2 fejezete a PLAXIS 3D végeselemes programot alkalmazva vizsgálja a vibrált kőoszlopok és kőtömzsök állékonyságra gyakorolt hatását jellegzetes hazai talajviszonyokra vonatkozóan.

3.6 Dinamikus talajcsere

A módszer lényege az, hogy a felszínre behordott, tervezett mennyiségű (1-2 m vastag) szemcsés anyagot egy nagy tömegű testet ejtegetve dugószerűen beledöngölnek a puha talajba azt onnan kiszorítva. Miután a kezelési ponton (felületen) levő anyagot bedöngölték, a környezetéből összetolják, majd bedöngölik a következő adagot. E folyamatot ismételgetve érik el a kívánt, illetve lehetséges mélységben a teherbíró talajt, s állítanak elő kellő tömörségű és méretű kőtömzsöt.

A kőtömzsök elkészülte után föléjük legalább 0,5 m vastag szemcsés feltöltést kell készíteni, mely elosztja a terhelést és biztosítja a vízelvezetést [ÚT 2-1.222:2006].

Az ejtegetett test célszerűen 1,5...2,5 m átmérőjű henger- vagy gömbszerű alakzat. Egy-egy kőtömzsöt 3…6 fázisban, fázisonként 5…6 döngöléssel érdemes előállítani 8…12 m ejtési magasságot és 8…10 t tömeget alkalmazva. Célszerű két ütemben dolgozni, az elsőben 5…7 m oldalhosszú négyzetes kiosztásban haladni, majd a második ütemben ezt a kiosztást „beközepelni". Törekedni kell arra, hogy a kőtömzsök területe a teljes kezelt terület 20 %-át közelítse meg. Elsősorban néhány méter vastag, különösen gyenge, szerves talaj, tőzeg javítására alkalmas. Elérhető vele 10 m mélység is, de a 3…6 m mélységű, lefelé javuló talajok javításában igazán hatékony [ÚT 2-1.222:2006, Menard, Varaksin, 2007].

A kőtömzsök anyaga tört szemcsés anyag. Előnyös, ha nagy (35…40°) a belső súrlódási szöge, kedvező az összenyomódási modulusa (25…50 MPa) és elég nagy (10^{-5} m/s) az áteresztőképessége, de összetételét nem kell túlzottan szigorúan és igényesen megállapítani.

A tervezéskor a vibrált kőoszlopokhoz hasonlóan a kőtömzsök kiosztását, mélységét, anyagát és átmérőjét kell meghatározni. Igazolni kell, hogy a kőtömzsök fölött olyan teherátadódási mechanizmus alakul ki, hogy a földműkoronán már csak megengedhető süllyedéskülönbség lesz.

A kőtömzsök talajjavító hatásait, a süllyedéscsökkentést, a konszolidáció gyorsítását és az állékonyságot a vibrált kőoszlopokhoz hasonlóan akár a hagyományos, akár a végeselemes módszerekkel vizsgálhatjuk. A tengelyszimmetrikus modellezés a tapasztalatok szerint a teljes (átlagos) süllyedésre valamivel nagyobb hatékonyságot mutat ki, mint amit a Priebe-modell eredményez [Hajdú, Tárczy, 2006]. A nagyátmérőjű cölöpök fallal való helyettesítése, tehát a síkbeli modell helyettesítősávos alkalmazása azonban sok kétséget vet fel.

A konszolidációgyorsító hatás számítása a módszer legavatottabb alkalmazója, a Menard-cég szerint sűrű kiosztású és nagyméretű kőtömzsök esetén szükségtelen. Tapasztalatuk szerint a döngölést követő gyors töltésépítés után 1-2 hónap kell a töltés megnyugvásához, s nem is igazán a konszolidáció lezajlásáról van szó, hanem inkább a kőtömzsök és a gyenge talaj határfelületén bekövetkező „egyensúlykeresésről".

3.7 Mélykeverés, tömegstabilizálás

3.7.1 Technológiai kérdések

A mélykeverés és a tömegstabilizálás célja a talajjellemzők javítása, azaz a nyírószilárdság növelése s az összenyomhatóság csökkentése azáltal, hogy összekeverik a talajt valamilyen kötőanyaggal, mely reakcióba lép vele. A javítás az agyagásványok felületén lezajló ioncsere, a szemcsék közti kötés és a pórusok kitöltődése révén jön létre [EN 14679:2007].

Nedves talajok esetén száraz keverést alkalmaznak, ekkor a kötőanyag rendszerint cement és mész keveréke, vagy cement, mész, gipsz, kohósalak vagy salakőrlemény. Nedves keverés esetén a kötőanyag általában cementszuszpenzió [Moseley, Kirsh, 2004]. A *3.3. táblázat* foglalja össze, hogy mely talajban mely kötőanyag illetve kötőanyag-keverék bizonyul hatékonynak.

3.3. táblázat. A kötőanyag kiválasztása a talajtípus függvényében

kötőanyag	**iszap**	**agyag**	**gyttja/sár, szerves agyag**	**tőzeg**
cement	++	+/+(+)	+/+(+)	++/+++
cement+gipsz	+	+	++	++
cement+salak	++/++(+)	++/++(+)	++	++/+++
mész+cement	++	++	+	-
mész+gipsz	++	++	++	-
mész+salak	+	+	+	-
mész+gipsz+salak	++	++	++	-
mész+gipsz+cement	++	++	++/++(+)	-
mész	-	+++	-	-
+++ legtöbbször nagyon hatékony ++ többnyire hatékony + néhány esetben hatékony - nem használható				

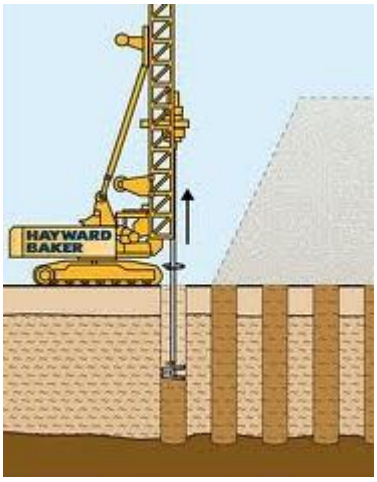
A technológiára EN 14769 számon európai szabvány is készült, melyet 2007-ben Magyarország is honosított. Ez a száraz és a nedves mélykeverés kivitelezésének, vizsgálatának és megfigyelésének alapelveit írja elő (Szepesházi, 2008).

A mélykeverés kifejlesztése Svédországban és Japánban kezdődött az 1960-as évek vége felé az egyfúrószáras oszlopszerű javítással (*3.2. ábra*). Azóta a mélykeverés a világ más részeiben is elterjedt, több új technológiát dolgoztak/dolgoznak ki, melyek néhány esetben csak a technológia alapgépét jelentő fúrószár alakjában, illetve a szerszámjában különböznek, más esetekben pedig az alkalmazott kötőanyag minőségében van eltérés [Moseley, Kirsh, 2004]. A másik, inkább az utóbbi években terjedő eljárás a tömegstabilizáló keverés (*3.3. ábra*), melyben egy gyenge talajtömeget teljesen átkevernek [Allu Stabilisation System, Lahtinen, Niutanen 2009].

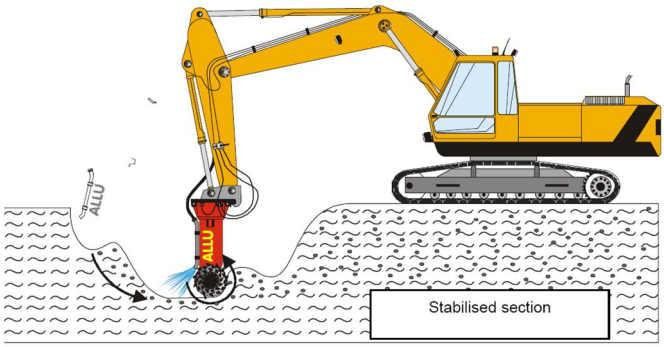
Említést érdemel, hogy a mélykeveréses technológiákat a keverőgépek típusa szerint is szokás csoportosítani, s így megkülönböztetünk vízszintes illetve függőleges tengelyű keverőgépeket.

Egyedi, általában 60 cm körüli átmérővel készülő oszlopokkal akkor dolgozunk, ha az elsődleges cél a süllyedések csökkentése, s a gyenge altalaj vastagsága meghaladja az 5 m-t, de ezzel nagy mélység, akár 40 m is elérhető. A tömegstabilizálás akkor előnyösebb, ha nagyon gyenge az altalaj, pl. tőzeg, gyttja vagy szerves és puha agyag, de a kezelendő talajtömeg vastagsága nem több mint 5 m, s a rákerülő töltés is alacsony, s az elsődleges cél a stabilitás növelése.

A mélykeverés céljától függően a kezelési pontok sokféle elrendezése lehet indokolt. Készíthetünk egyedi oszlopokat, de létrehozhatunk oszlopcsoportokat is. Gyakran terveznek oszlopcsoport, rács és rácstípus megoldásokat 15-20 %-os javítási aránnyal.



3.2. ábra. Oszlopszerű keverés [forrás:Hayward Baker, 2010]



3.3. ábra. Tömegstabilizálás [forrás: Dumas et. al. 2003]

3.7.2 Tervezési elvek

A mélykeveréses technológia tervezése az alábbi főbb lépéseket foglalja magába:

- a javítás elvárt eredményének (mechanikai jellemzők, áteresztőképesség) megállapítása,
- az alkalmas technológia (kötőanyag, száraz vagy nedves, oszlopszerű vagy tömstabilizálás) kiválasztása,
- a keverési paraméterek (kötőanyagmennyiség, víz/cementtényező) megállapítása,
- a kezelési pontok kiosztása és a javítandó talaj kiterjedésének meghatározása,
- a szükséges monitoring megtervezése, előírása.

A tömegstabilizálás tervezésekor tulajdonképpen a javított talajparaméterek megállapítása után a szokásos, a kezeletlen altalajra vonatkozó számítási eljárásokat alkalmazhatjuk.

Az oszlopszerű javítások esetében a „geokompozit” szerkezet komplex viselkedését kell modellezni, amit a következők befolyásolnak [Baker, 2000]:

- az oszlop és a talaj merevségének aránya, melyet az oszlop és a talaj összenyomódási modulusának arányaként állapítunk meg:

$$m = E_{s,o} / E_{s,t} \tag{3.5}$$

- a javítás felületaránya, melyet az előbbiekben már bevezetett szám ír le:

$$a_a = A_o / A_t \tag{3.6}$$

- az oszlopban és a talajban működő függőleges feszültségek aránya:

$$a_s = \sigma_{z,o} / \sigma_{z,t} \tag{3.7}$$

– az oszlopok teherviselésének változása a szilárdságnövekedés, illetve a később lehetséges kúszás miatt,
– a talaj és az oszlop relatív áteresztőképessége a konszolidáció befolyásolásával,
– a töltésmagasság az átboltozódás szempontjából.

A legegyszerűbb süllyedésszámítási módszer az oszlopok és a talaj azonos alakváltozását tételezi fel, ami miatt a merevségük arányában viselik a terheket:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{a_s \cdot E_{s,0} + (1 - a_s) \cdot E_{s,t}} \tag{3.8}$$

A módszer javítható a talaj és az oszlopok közötti kölcsönhatások figyelembevételével, amire az EuroSoilStab (2005) ad képleteket, de végül is a biztonságosabb (3.8) képleteket ajánlja. Előírják továbbá, hogy a talajoszlop kúszását ellenőrizzék, ehhez a javított talaj egyirányú nyomószilárdságának 85 %-át veszik alapul, s lehetőleg ennél kisebb feszültséget engednek csak meg az oszlopokban.

A konszolidációt általában külön nem vizsgálják, mert a rendelkezésre álló modellek nem írják le jól a folyamatot. Valójában ugyanis az eredeti talaj konszolidációjával együtt megy végbe az oszlopok szilárdulása is, ami miatt azok egyre nagyobb teherhányadot egyre kisebb összenyomódással viselnek, s ezért is csökken az idővel a rendszer süllyedése. A modell hiánya nem okoz gondot, mert a süllyedések lezajlása a tapasztalat szerint a gyakorlat számára elegendően gyors.

Az állékonyságot a vibrált kőoszlopokra vonatkozóan vázolt hagyományos módszerekkel vizsgálják.

A mélykeverés és a részleges tömegstabilizálás tervezésére is megjelent már a végeselemes modellezés alkalmazása, a vibrált kőoszlopos és kőtömzsös eljárásoknál ismertetett módszerek szerint lehet eljárni. A legkorszerűbb 3D- és SS-modell alkalmazásáról számol be pl. [Krenn, Karstunen, 2009].

Magyarországon eddig a mélykeverés/tömegstabilizálás töltésalapozásra való alkalmazására nem volt példa. Reményt keltő törekvés van azonban a tömegstabilizálás vasútépítési alkalmazására. A technológia alkalmazási lehetőségeit előkészítő kutatásaimat mutatja be a 8. fejezet.

3.8 Betonoszlopok

Az oszlopszerű mélykeveréshez hasonló javítást eredményez a Menard-cég által szabadalmaztatott betonoszlop, az ún. CMC-cölöp. (A rövidítés értelme: Controlled Modulus Column = szabályozott modulusú oszlop, s ez arra utal, hogy a vibrált kőoszlopokhoz képest az oszlop modulusa kézben tartható, mert anyaga beton.) Leginkább a hidak háttöltései alatti süllyedések csökkentésére használják, hogy az ebből következő csatlakozási problémát elkerüljék [Pearlman, 2012].

A technológia lényege, hogy méretezett raszterben egy cölöpfúrót – harántolva a puha talajt – a teherbíró rétegig, illetve valamennyire abba is behatolva hajtanak le, és a fúró speciális szerszámával szétpréselik a talajt. Utána a szár visszahúzása közben betont nyomnak az üregbe. A technológia hasonló a CFA-cölöpéhez, de itt a talajt nem távolítják el, hanem kiszorítják. A kívánt mélységben a fúrószár közepén egy visszacsapódó szelep szabad utat enged a betonnak, de lezár, ha az adagolás abbamarad. A beton így nyomás alatt, a fúrószár aljától tölti fel a lyukat, miközben azt felfelé húzzák. Az oszlopok tetején a teherelosztó paplan biztosítja az együttdolgozást [Plomteux, Porhaba, 2004].

A rendszer erre a célra tervezett-kifejlesztett cölöpöző gépet használ. A munka csendes, vibrálás nélküli. Az M7 autópálya Ordacsehi-Balatonkeresztúr közötti szakaszán 10 híd és a mögötte lévő háttöltés erősítését CMC-oszlopokkal oldották meg. Egy-egy híd háttöltése alatt 15-15 m hosszon 2,0×2,0 méteres kiosztással egy hétre volt szükség, hogy a CMC oszlopok elkészülhessenek [Tárczy, 2005]. E javítás tulajdonképpen bármilyen csavart vagy vert talajkiszorításos cölöpöt készítő géppel megvalósítható.

A betonoszlopokat nem cölöpként, hanem talajjavításként, a vibrált kőoszlopokhoz vagy a mélykeveréses oszlopokhoz hasonlóan tervezik. A viszonylag kis átmérőjű oszlopok esetében azonban a teherbíró rétegbe való befogást a palástellenállás alapján állapítják meg, nem szükséges viszont betonoszlopok esetében vizsgálni a kúszást.

3.9 Függőleges szalagdrénezés

3.9.1 Technológia, alkalmazási elvek

Az észak-európai országokban már nagyon régóta alkalmazzák a függőleges szalagdréneket töltésalapozáskor. A nagyon kis áteresztőképességű agyagokban azt teszik lehetővé, hogy a víznek a terhelés hatására e talajokban nem függőlegesen kell nagy utat megtéve kiáramolnia, hanem csak a legközelebbi drénig kell lassan elszivárognia, onnan a drén gyorsan tovább vezeti. Ezzel a konszolidációs időt rövidítik le. Gyakran kombinálják többletterheléssel, illetve újabban a földanyag behordásával nehézkesebben előállítható terhelés helyett vákuummal biztosítják a terhelést [Varaksin, 2007; Indraratna et. al, 2009].

A függőleges szalagdrénezést akkor célszerű tervezni, ha elsősorban a konszolidáció elhúzódása és nem a süllyedések nagysága, illetve a teherbírás a kritikus, ha [ÚT 2-1.222:2006]

- a konszolidálódó réteg vastag és/vagy mélyen van,
- a kritikus réteg különösen kis áteresztőképességű kövér agyag,
- a mechanikai jellemzőket közvetlenül javító megoldások szükségtelenek vagy nehezen valósíthatók meg.

A műanyag szalagdréneket bordás műanyaglemezből vagy összepréselt műanyag szálak gombolyagából készülő, távtartást és a vízmozgás keresztmetszetét biztosító magból, valamint az ezt körülvevő, nemszőtt geotextiliából álló szűrőköpenyből állnak. A szalagok vagy a préselt gomolyag felületképzése biztosítja a vízvezetőképességet és a mechanikai ellenállást. A szalagot egy elvesző „acélsaruba" fűzik és azt tűzi le egy célgép az altalajba a tervezett mélységig. Az acélsaru a letűzőrúd kihúzásakor horgonyként gátolja meg a szalagok esetleges kihúzódását [Szepesházi, 2007].

A szalagdrének mechanikai tulajdonságaira vonatkozóan az ÚT 2-1.222:2006 számú Út-ügyi Műszaki Előírás és az MSZ EN 15237 európai szabvány ad irányelveket.

A szalagdrének fölé jó vízvezető homokos kavicsból vagy tört kőanyagból 50 cm vastag szivárgópaplan tervezendő, a szalagdréneknek ebbe legalább 25 cm-nyit kell beleérni.

3.9.2 Számítás Barron szerint

A tervezés során a drének kiosztását, egymástól való távolságát kell gazdaságossági és építés-ütemezési megfontolások alapján meghatározni konszolidációszámítás alapján, biztosítva a konszolidáció elvárt sebességét, időtartamát.

A hazai gyakorlatban a függőleges drének konszolidációgyorsító hatását Barron [1948] elméletével vizsgáljuk, mely kombinált vízmozgást feltételez, ami a függőleges és radiális áramlás különválasztásával tárgyalható. A radiális áramlásra vonatkozó konszolidációs fok:

$$U_{\mathrm{r}} = 1 - \exp\left(\frac{-8 \cdot T_{\mathrm{r}}}{\mu}\right) \tag{3.9}$$

amelyben

- U_{r} a radiális konszolidációs fok,
- T_{r} a radiális időtényező,
- μ a drének távolságot kifejező tényező.

A radiális időtényező képlettel kifejezve:

$$T_{\mathrm{r}} = \frac{c_{\mathrm{r}} \cdot t}{D^2} \tag{3.10}$$

amelyben

- c_{r} a radiális konszolidációs fok,
- t a terhelés kezdetétől eltelt idő,
- D annak a talajhengernek az átmérője, ahonnan a víz az adott drén felé áramlik.

A drének távolságát kifejező μ tényező, Barron elmélete szerint:

$$\mu = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[\ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{n^2} - \frac{1}{4 \cdot n^4} \right]. \tag{3.11}$$

A T_r, U_r paramétereket a (3.9) – (3.11) képletek alapján megszerkesztett ábráról (*3.4. ábra*) határozhatjuk meg az

$$n = D / d_w \tag{3.12}$$

viszonyszám függvényében, ahol

– d_w a drének névleges átmérőjét jelenti.

A függőleges szalagdrének névleges átmérője Hansbo [1979] nyomán

$$d_w = 2 \cdot (a + b)/\pi \tag{3.13}$$

amelyben

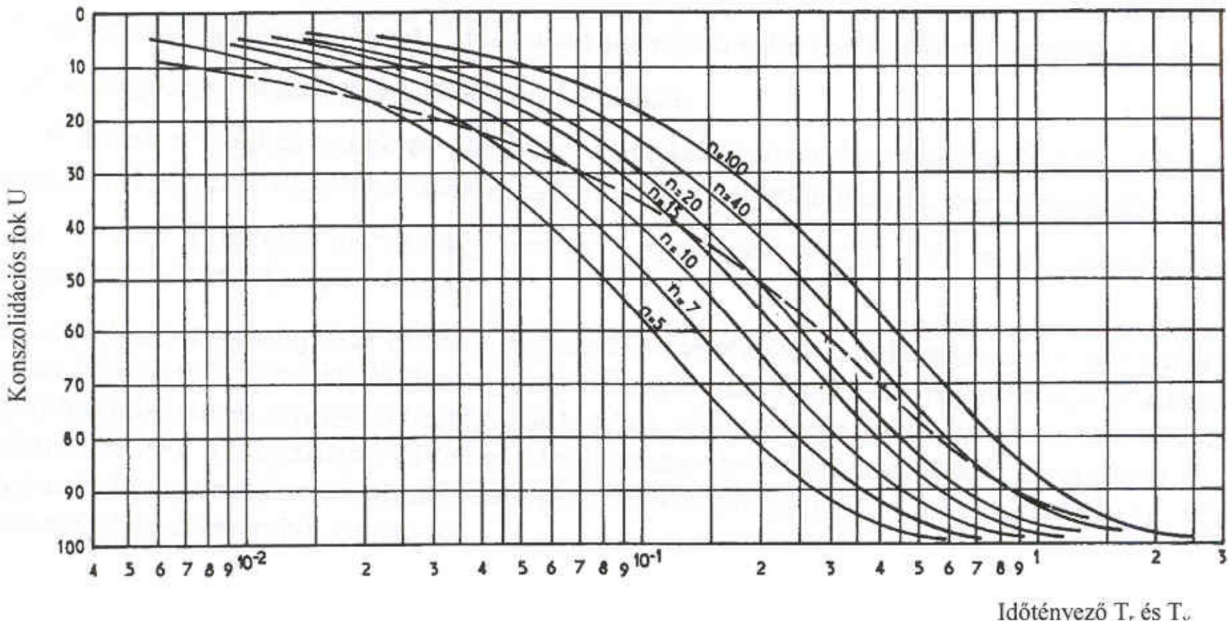
– a a szalagdrén szélességét,

– b a szalagdrén vastagságát

jelenti. Rixner at al. [1986] szerint a névleges átmérő

$$d_w = (a + b) / 2 \tag{3.14}$$

A *3.4. ábrán* a szaggatott vonal a Terzaghi [1943] féle egydimenziós konszolidáció elméleti görbéjét (U_v és T_v) jelöli.



3.4. ábra. Barron diagramja a radiális és vertikális konszolidáció számításához

Carillo [1942] szerint a teljes konszolidációs fok értéke a két különböző irányú konszolidáció szorzataként adódik:

$$1 - U = (1 - U_v) \cdot (1 - U_r) \tag{3.15}$$

A függőleges szalagdréneket a vibrált kőoszlopokhoz, kőtömzsökhöz, mélykeveréssel készített oszlopokhoz hasonlóan elhelyezhetjük

– négyzethálósan, ekkor

$$D = 1{,}13 \cdot s \tag{3.16}$$

– háromszöghálózatban, ekkor

$$D = 1{,}05 \cdot s \tag{3.17}$$

ahol

– s a drének egymástól mért távolsága [Indraratna, Rujikiatkamjorn, 2003].

3.9.3 Hansbo számítási módszere

Barron tengelyszimmetrikus cellát vizsgált, és feltételezte, hogy a drének lefűzése nem változtatja meg a környező talaj tulajdonságait, illetve hogy a drének áteresztőképessége a környező talajéhoz képest végtelen nagy. Valójában a drének lehajtása zavarást okoz a környező talajban, s ennek az ún. kenőhatásnak a mértéke függ a technológiától, a drén típusától és a talaj jellemzőitől [Rétháti, 1995]. Másrészről a geoműanyagból készült drének esetében a konszolidáció során a talaj benyomja a szűrőköpenyt, emiatt csökken az átfolyási keresztmetszet, illetve a keletkező gyűrődések miatt is csökkenhet a vízszállító képesség. Mindkettő a konszolidáció késleltetéséhez vezethet, s e „kútellenállás” jellegű hatásnak a mértéke a drének hosszával nő [Clarke, 2005].

A kenőhatás és a kútellenállás figyelembe vételével Hansbo [1981] módosította Barron [1948] képletét és a réteg alján és tetején is dréneződő, a teljes réteget harántoló drénekre vonatkozóan a μ tényezőre a következő kifejezést vezette be:

$$\mu = \frac{n^2}{n^2-1} \cdot \left[ln\left(\frac{n}{n_s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln(n_s) - \frac{3}{4} \right] + \pi \cdot z \cdot (2 \cdot l_w - z) \cdot \frac{k_h}{q_w} \tag{3.18}$$

amelyben a korábbiak mellett

– n_s a zavart tartományt kifejező viszonyszám, $n_s = d_s / d_w$

– d_s a megzavart tartomány átmérője,

– k_h a környező talaj vízszintes irányú vízáteresztőképessége,

– k_s a megzavart tartomány radiális vízáteresztőképessége

– z a vizsgált mélység,

– l_w a drén félhossza,

– q_w a drén vízszállítóképessége.

A zavart zóna átmérője Hansbo [1987] javaslata szerint

$$d_s = 2 \cdot d_w \tag{3.19}$$

Jamiolkowski et al., [1981] szerint

$$d_s = (5 \div 6) \cdot d_w / 2 \tag{3.20}$$

Hansbo [1981] szerint, ha csak a kútellenállást vesszük figyelembe, a drének távolságát kifejező μ tényező:

$$\mu = \ln(n)\frac{3}{4} + \pi \cdot z \cdot (2 \cdot l_w - z) \cdot \frac{k_h}{q_w} \qquad (3.21)$$

A (3.18) és (3.21) képletek második tagja z=0 és $z=2 \cdot l_w$ mélységekre μ=0-t ad, ami azt jelenti, hogy a kútellenállás a réteghatárokon nem befolyásolja a konszolidáció sebességét. $z=l$ mélységben, azaz a réteg közepén lesz μ a legnagyobb, ott lesz tehát a leglassúbb a konszolidáció [MSZ EN 15237:2007].

A függőleges drének számítógépes tervezésére a nemzetközi gyakorlatban az utóbbi 10 évben megjelentek a végeselemes, illetve a véges differencián alapuló számítógépes programok. 2D modellezésre a PLAXIS V8 szoftver síkbeli modelljére és puha anyagmodell alkalmazására van számos példa, ezt mutatja be pl. [Hien, 2008], [Koch, Scharle 2010]. Számos térbeli 3D modellezéssel foglalkozó publikáció is megjelent az utóbbi időben. Puha altalajon épült töltések monitoring eredményeivel történő visszaszámításról és térbeli modellezésről számol be pl. [Rujikiatkamjorn, Indraratna, 2006].

3.9.4 Barron és Hansbo módszerének összehasonlítása

A hazai gyakorlatban a drének konszolidációgyorsító hatását Barron [1948] elmélete alapján számítjuk. A 2007-ban bevezetett MSZ EN 15237 Függőleges szalagdrénezés c. európai szabvány Hansbo elméletének alkalmazását javasolja, mely figyelembe veszi a kenőhatást és a kútellenállást is. Ezért megvizsgáltam, hogy a Hansbo által figyelembe vett kenőhatás és kútellenállás miként befolyásolják a konszolidáció sebességét figyelembe véve a drének hosszát és kiosztását.

A *3.5. ábrán* a radiális konszolidációs foknak a kétféle elmélet szerint számított változását ábrázoltam, példaként, a *3.4. táblázatban* szereplő, jellegzetesnek gondolható bemenő paraméterekkel jellemezhető körülményekre. A (3.18) és (3.21) képletekbe $z=l$ értéket helyettesítettem be, azaz a kútellenállás és a kenőhatás miatti késleltetés maximumát számítottam ki. Az előbbiek szerint a konszolidálódó réteg tetején és alján a radiális konszolidáció gyorsabb.

Az ábráról érzékelhető, hogy

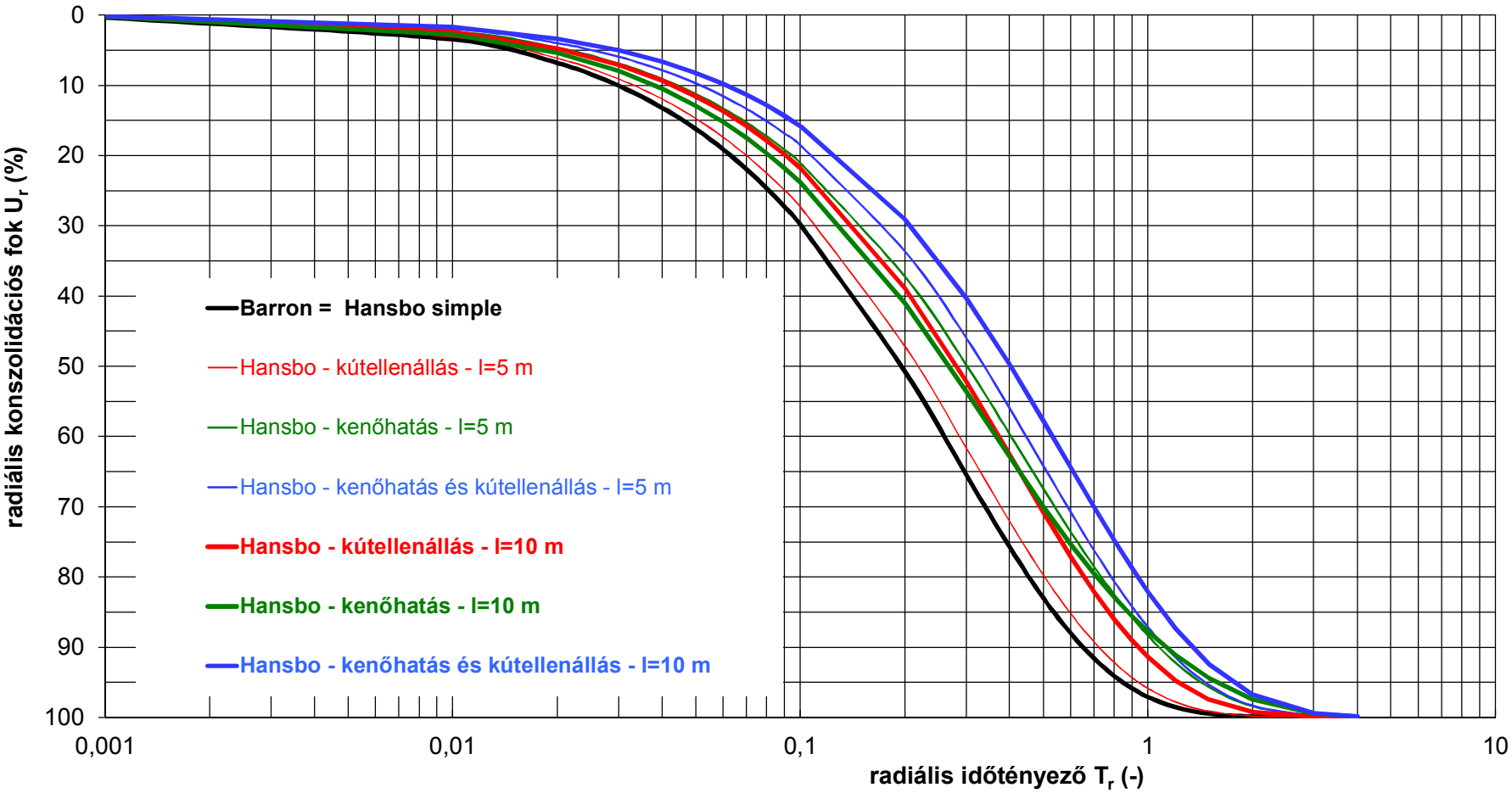
- a kenőhatás és kútellenállás a számításba vett jellemző értékek esetén elég nagy mértékben befolyásolja a konszolidáció lefolyását,
- a kútellenállás hatása a drénhosszal növekedik, a kenőhatásé lényegében attól független,
- a gyakorlat szempontjából fontos $0{,}1 < T_r < 0{,}8$ tartományban $2 \cdot l_w$=20 m hosszú drének esetében a két hatás kb. 10-10 %-kal csökkenti a konszolidációs fokot,
- a konszolidációs idő $2 \cdot l_w$=20 m hosszú drének esetén kb. megduplázódhat.

A *3.6. ábra* azt mutatja, hogy az egyes hatások mértékét miként befolyásolja a drének hossza mellett azok kiosztása is. Az ábra a *3.4. táblázatban* adott adatokkal készült, csak az *s* dréntávolság változott. Az ábra a T_r=0,65 időtényezőre vonatkozik, mert a Barron-féle elmélet szerint ennyi kell a 90 % radiális konszolidációhoz, de a leszűrhető megállapítások a *3.5. ábra* szerint érvényesek a 0,1< T_r <0,8 tartományra. Megállapítható, hogy

- a kútellenállás hatása lényegében független a kiosztástól,
- a kenőhatás – egyébként nagyobb és a hossztól alig függő – szerepe valamelyest csökken a dréntávolsággal, de ez a változás nem jelentős.

Hanso képletének alkalmazásához meg kell becsülni a „zavart" tartomány d_s átmérőjét és annak megváltozott k_s radiális áteresztőképességét. Ezekre számos ajánlás létezik az irodalomban, melyeket az előbbiekben bemutattam. A *3.7. ábra* azt mutatja, hogy a 90%-os radiális konszolidációs fokhoz tartozó időtényező miként változik a d_s/d_w és k_h/k_s arányoktól függően, amivel a konszolidációs idő is arányosan nő. Megfigyelhető, hogy

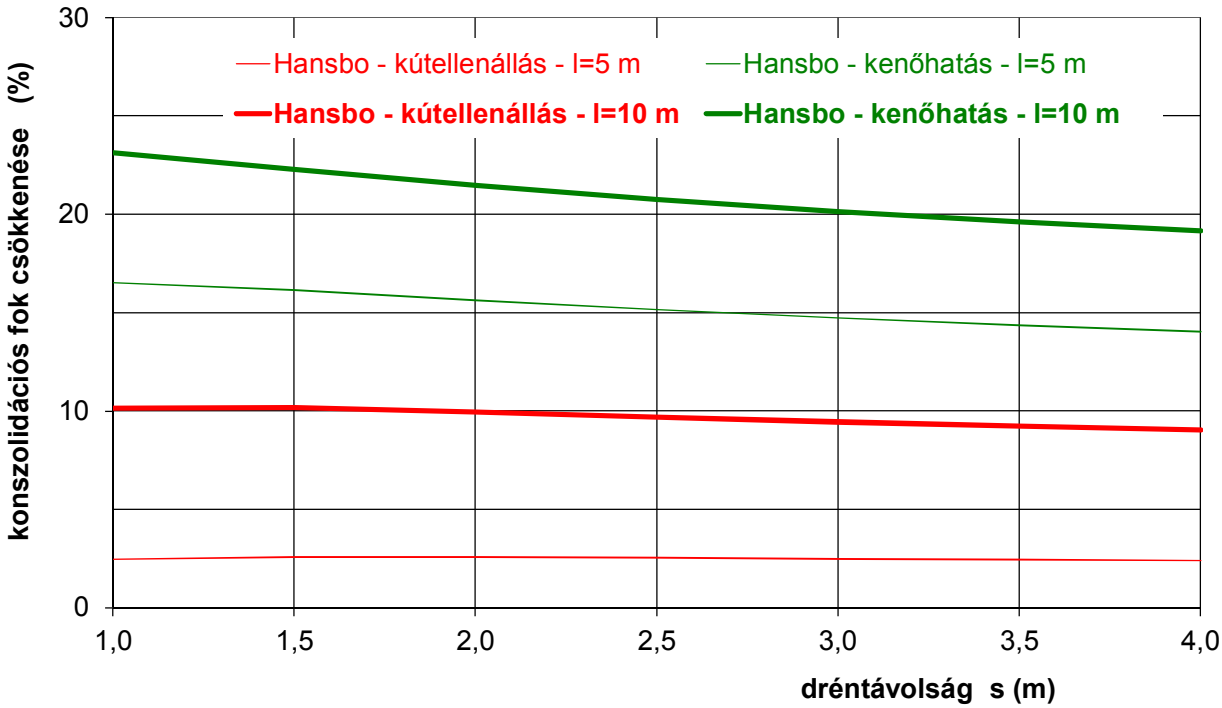
- a zavart tartomány méretének növekedésével és áteresztőképességének csökkenésével a hatás fokozódik,
- a jellemzőnek gondolható értékek esetén a konszolidációs idő 1,5-2,5-szörös növekedésével lehet számolni.



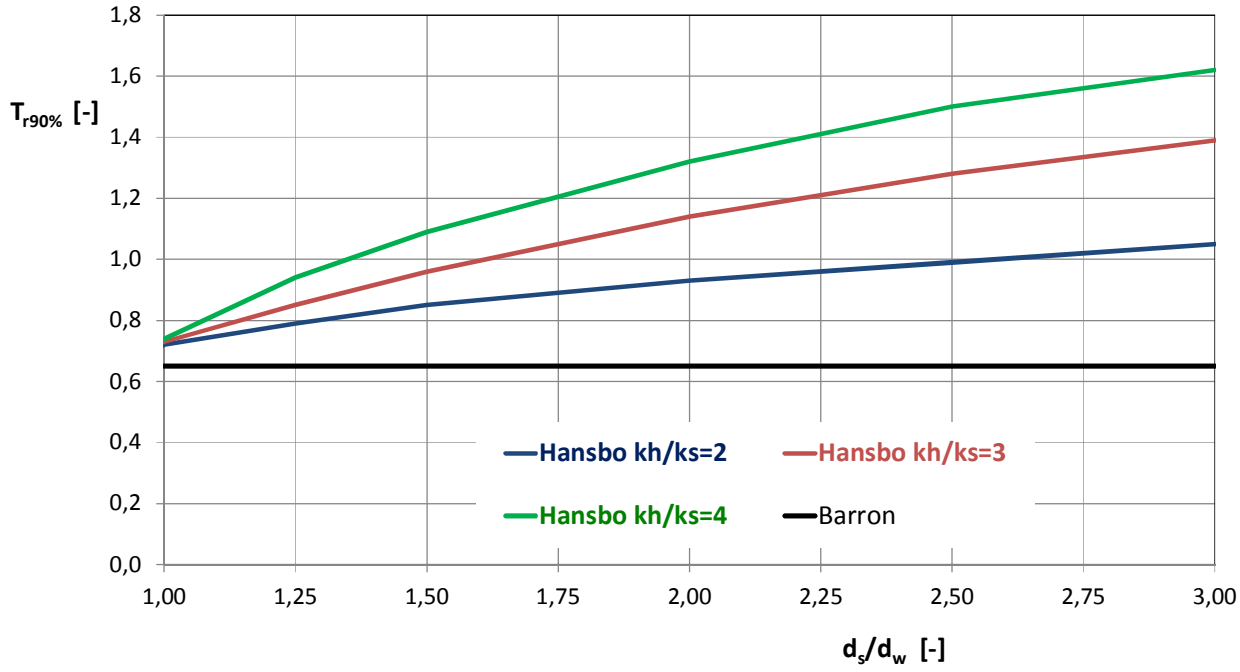
3.5. ábra: Konszolidációs görbék Barron és Hansbo szerint a 3.4 táblázatban szereplő adatok esetén

3.4. táblázat. Talajfizikai jellemzők a radiális konszolidációs fokok számításához

n	D	d_w	d_s	s	k_h	k_h/k_s	q_w	l_w	c_h	z
-	m	m	m	-	m/év	-	m^3/év	m	m^2/s	m
20	1,3	0,066	0,131	2	5,5	3	1736	10	10^{-8}	10



3.6. ábra. A konszolidációs fok csökkenése a dréntávolság és a drénhossz függvényében a kútellenállás és a kenőhatás miatt



3.7. ábra. A konszolidációs fok változása a dréntávolság és a drénhossz függvényében

4. A közelmúlt hazai töltésalapozási projektjeinek értékelése

A 4. fejezet az elmúlt 5-10 év legfontosabb hazai töltésalapozási projektjeit ismerteti, illetve értékeli azok tapasztalatait. A bemutatott projektek közül kettőben („Zalavasút") tervezőként vettem részt, a többi projektben a süllyedésmérési eredményeket értékeltem. A 4.1-4.4 fejezetek ismertetik az egyes projekteket, az 5.1. fejezetben értékelem az alkalmazott töltésalapozási megoldások hatékonyságát.

4.1 Töltésalapozás a Zalavasúton

Az Európai Unió keleti részén fekvő országok fejlesztését segítő vasúti folyosók közül az V. számú Dél-Európát hivatott összekapcsolni Kelet-Európa középső részével. A folyosó dunántúli szakaszát a magyar-szlovén határtól induló Bajánsenye-Zalalövő-Zalaegerszeg-Boba-Ukk-Székesfehérvár-Budapest vasútvonal alkotja. Helyenként új nyomvonalon, másutt a régi helyén, vagy töltésre ráépülve készült el a Bajánsenye-Ukk szakasz, melyet „Zalavasút" néven ismer a szakma. A kiviteli terveket a MÁVTI Kft. és az INFRAPLAN Rt. dolgozta ki. A töltésalapozást illetően egyes szakaszokra a kivitelezést elnyerő vállalkozások más megoldásokat is kerestek, s ezek megtervezésére a Széchenyi István Egyetem tervező csapata kapott megbízást, melyben a geotechnikus szerepét töltöttem be. A legfontosabb kérdések a következők voltak:

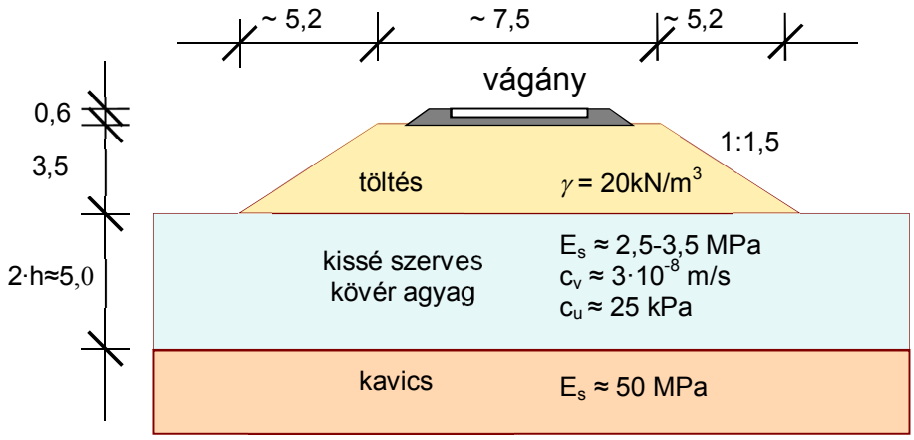
- elhagyhatók-e geoműanyagos rétegszerkezetekkel az eredetileg tervezett talajcserék,
- kiválthatók-e szalagdrénekkel a Zalalövő-Zalaegerszeg közötti egyes szakaszokon az építés idejét és költségét tekintve kedvezőtlenebb vibrált kőoszlopos alapozások,
- helyettesíthetők-e a Zalaegerszeg-Ukk szakaszon a vibrált kőoszlopok geocellamatracra?

4.1.1 Zalavasút I. (Zalacséb-Salomvár-Andráshida vonalszakasz)

A szakasz talajadottságairól összefoglalóan elmondható, hogy 4-5 m mélységig túlnyomóan gyúrható-merev közepes-kövér agyagösszlet fekszik, alatta pedig szemcsés talajok találhatók. Helyenként előfordulnak puha iszap, laza iszapos finom homok, sovány agyagtalajok, illetve kemény kötött rétegek is. A felső agyagok összenyomódási modulusa E_s=2,5-3,5 MPa, konszolidációs tényezője $c_v \approx 3 \cdot 10^{-8}$ m^2/s, kúszási indexe C_α=0,0004-0,0009. Ezeket az értékeket ödométeres vizsgálatokkal állapítottam meg. (Az eredeti tervekhez ilyenek nem készültek.)

Az 1:1,5 rézsűhajlással kialakított töltés magassága jellemzően 3,0-4,0 m, erre került rá a 0,6 m vastag zúzottkő ágyazat. A korona szélessége 7,5 m, és egyoldali 4 %-os oldaleséssel van kialakítva. A töltésképző anyag min. 31° belső súrlódási szöggel, 15 %-nál kisebb iszap+agyag tartalommal rendelkező szemcsés anyag volt. A *4.1. ábra* egy jellemző geometriai kialakítást mutat, feltüntetve a fontosabb paramétereket.

A földmű építésére kb. 1 év állt rendelkezésre. A szűk határidő illetve a magas építési költségek miatt a Fővállakozó arra kérte fel a Széchenyi István Egyetem tervezőit [Koch, 2005], hogy vizsgáljuk meg az eredeti vibrált kőoszlopos alapozásról függőleges szalagdrénezésre való áttérés lehetőségét.



4.1. ábra. Jellemző töltés geometria és talajadottságok

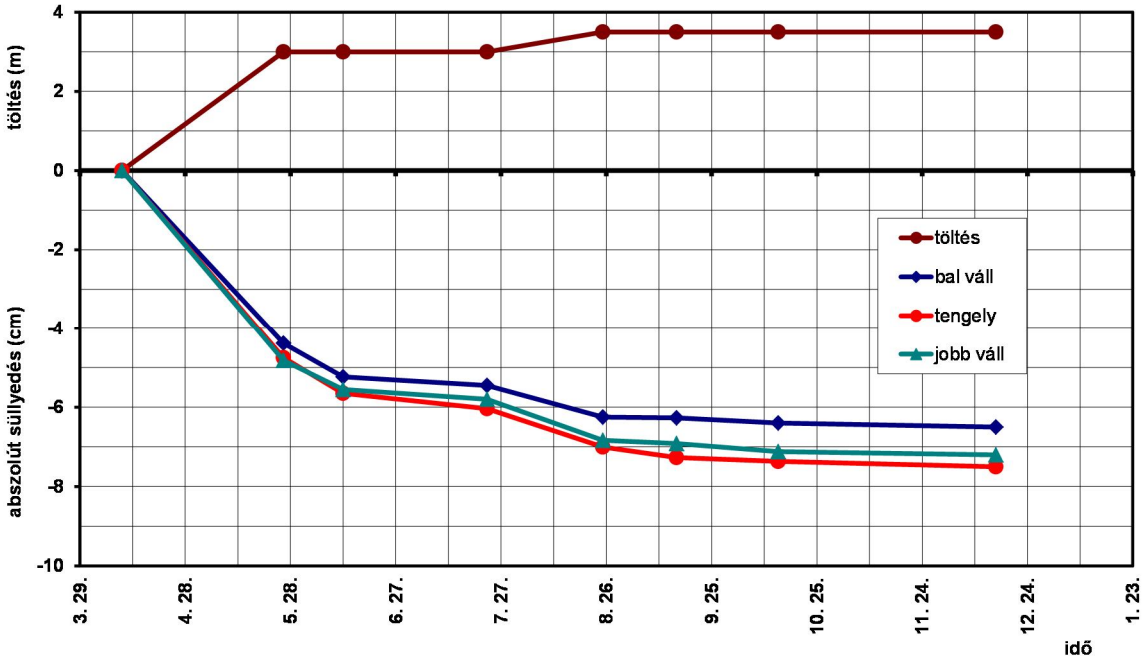
A kiegészítő feltárások alapján és a 2.1. fejezetben ismertetett hagyományos méretezési módszerekkel 8-13 cm süllyedéseket számítottam. A vibrált kőoszlopos szakaszon a süllyedéscsökkentő hatás kimutatására a 3. fejezetben ismertetett Priebe diagramot használtam.

A konszolidációs időt a szintén a 3. fejezetben bemutatott Barron elmélettel 11-34 hónapra becsültem. A stabilitás vizsgálatokat (alaptörés, szétcsúszás) a hagyományos csúszólapos módszerekkel végeztem, s igazoltam a töltésrézsű állékonyságát a fenyegető tönkremeneteli mechanizmussal szemben. A stabilitásvizsgálatok során a beépített drének stabilitásnövelő hatását nem vettem figyelembe.

A függőlegesen drénezett, illetve a vibrált kőoszlopos szakaszokon süllyedésmérésekre is sor került, hogy a folyamatokat ellenőrizhessük és kézben tarthassuk. Ezt hidrosztatikus mérőberendezéssel a töltés alá fektetett mérőcsőben végezték, mellyel a teljes töltésszelvény függőleges mozgásait lehet feltérképezni. A méréseket a kivitelezés megkezdésétől a töltés építés ütemében folyamatosan végezték, majd az eredményeket értékeltem. A *4.2. ábra* a vibrált kőoszlopos szakaszon végzett süllyedésmérési eredményeket mutatja. A később elvégzett back-analysis-hez ezen monitoring eredményeket használtam fel, amit az 5.2.3. fejezet mutat be.

A mérési eredményekből megállapítható, hogy kb. a számított süllyedések következtek be. A 124+50 – 128+50 km szakaszon mutatkozott csak a töltésépítés befejezése után 2 hónappal a vártnál 5 cm-rel nagyobb süllyedés. E szakaszon nem volt mintavétel, a gyenge réteg talán itt az átlagosnál kompresszibilisebb volt. A konszolidációs idők általában rövidebbek lettek, mint a

számítottak, az építés befejezése után fél évvel gyakorlatilag lezajlott a konszolidáció [Koch, 2005a, 2005b].



4.2. ábra: Süllyedésmérési eredmény a Zalavasút 119+50 szelvényben

4.1.2 Zalavasút II. (Zalaegerszeg deltavágány - Ukk)

A pálya a szakasz elején új nyomvonalra, a továbbiakon teljes, illetve fél keresztszelvényben a meglévő töltés helyére épült. A töltés geometriai kialakítása, a töltést képző anyag minősége a 4.1.1. fejezetben ismertetettekkel azonos. A jellemző töltésmagasság a szakasz elején 5,5 m, a második részén 0,5-2,5 m.

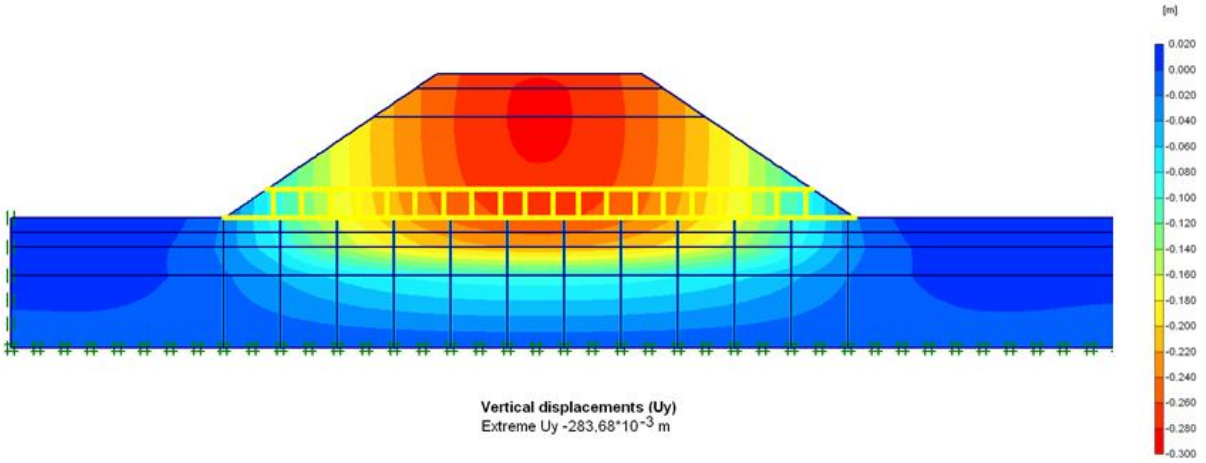
Egy vékony fedőréteg alatt 0,5-1,0 m vastagságban tőzeg, alatta 2-3 m vastag puha agyag fekszik, az alatt pedig a jellemző szemcsés összlet található. A tőzeg összenyomódási modulusát E_s=0,6-1,1 MPa, belső súrlódási szögét φ=2-8°, kohézióját c=15-25 kPa, kúszási indexét C_α=0,05 értékben határoztam meg a laboratóriumi vizsgálatok alapján. A szerves kövér agyag ugyanezen adatai E_s=1,1-3,0 MPa, φ=6-10°, c=15-25 kPa, C_α=0,005.

A földmű építésére itt is kb. 1 év állt rendelkezésre. A szűk határidő, illetve a magas építési költségek miatt arra kért fel bennünket a Fővállalkozó, hogy vizsgáljuk meg az eredeti vibrált kőoszlopos töltésalapozásról cellamatracos alapozásra való áttérés lehetőségét, melyet számításokkal alátámasztva megfelelőnek ítéltünk, bár jeleztük, hogy jelentős mértékű másodlagos összenyomódásra kell számítani, s a hidak háttöltéseinél szükség van az altalaj javítására. A konszolidáció gyorsítására függőleges drének beépítését javasoltam [Koch, 2008c].

A korábbi „Zalavasutas” tervezéstől eltérően, itt már a Plaxis V8 végeselemes programot használtam, a puha altalaj és a tehermentesítés-újraterhelés miatt a „Soft Soil (SS)” és a

„Hardening Soil (HS)" anyagmodellt alkalmaztam, melyek input paramétereinek meghatározásához igényes laborvizsgálatokat végeztem.

A szakasz elejére vonatkozóan a süllyedés nagyságára 28 cm (*4.3. ábra*), a konszolidációs időre 230 nap adódott, figyelembe véve a függőleges drének konszolidációgyorsító hatását. A szakasz második részére vonatkozóan a süllyedés nagyságát 3-11 cm értékben, a konszolidációs időt kb. 4 hónapban állapítottam meg.



4.3. ábra. Függőleges összenyomódás

A stabilitásvizsgálatot a PLAXIS program „phi/c reduction" típusú számítással vizsgáltam, figyelembe véve mind a cellamatrac, mind pedig a beépített szalagdrének stabilitásnövelő hatását. A cellamatracos töltésalapozás állékonyságának számítását elvégeztük a Brit talajerősítési szabvány (BS 8006:1995) ajánlásai alapján is. A két módszer hasonló eredményt adott.

E szakaszon is sor került süllyedésmérésre, melyet a töltésépítés ütemében folyamatosan végeztek. A mérési eredményekből megállapítható volt, hogy a szakasz mindkét részén, mind a süllyedés nagysága, mind annak időbeli alakulása a számítottaktól alig tért el [Koch, Scharle, 2010].

4.2 8. számú fő közlekedési út, Csór elkerülő szakasza

A 8. sz. főút 17+200 – 22+105 km, Csórt elkerülő szakasz a Sárrét északi határán a Bakony keleti vonulatához tartozó Kilátó-hegy lábánál halad. A terület morfológiailag a hegyláb-medence csatlakozása, a felszínközeli rétegek hol a mocsaras-lápos medencei, hol hegylábi erodált talajok.

A munkához nagyátmérőjű fúrások, az azokból vett mintákon végzett laboratóriumi, illetve CPTu vizsgálatok alapján készült talajmechanikai szakvélemény [Pozsár, 2005].

A szakasz elején a rétegsor jelentős részét az iszapos, dolomit-törmelékes finom homokok adják. Ezt követően 5-10 m mélységig szerves talajok, tőzegek, tőzegszálas iszap-agyag talajok jelentkeztek. A szakasz vége felé ismét megjelent a dolomitos lejtőtörmelék, alatta pedig puha,

gyúrható konzisztenciájú kötött rétegek találhatók. A tőzeg szondacsúcsellenállására 5-8 m mélységig q_c=0,4-0,5 MPa érték adódott, ez alatt kisebb javulás mutatkozott, q_c≈1,0 lett.

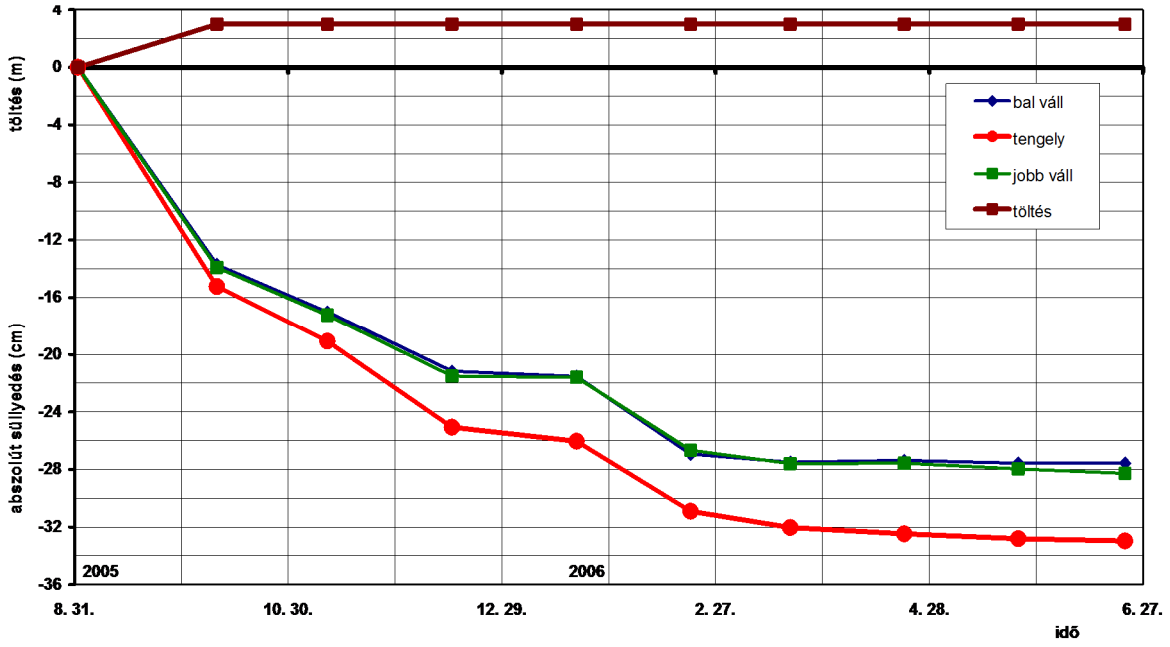
A jellemző töltésmagasság 2,5-3,0 m, a rézsűhajlás 1:1,5, a koronaszélesség kb. 25 m.

A középső tőzeges szakaszon, a viszonylag alacsony, 3,0 m töltésmagasságra kb. 30 cm konszolidációs süllyedést becsültek és a gyenge szilárdságú altalajban bekövetkező talajtörés veszélyére is felhívták a figyelmet. A becsült konszolidációs idő kb. 10 hónap volt.

E problémák miatt a középső szakaszra (18+450 – 18+580) a tőzeg rétegben habarcsosított vibrált kőoszlopos töltésalapozást javasoltak. Az oszlopok átmérőjét d=0,6 m-ben, az egymástól való távolságukat, négyzethálós kiosztásban 2,1×2,1 m-ben, hosszukat pedig 3-5 m-ben határozták meg. A méretezést a hagyományos elméletek alapján oldották meg. A vibrált kőoszlopok süllyedéscsökkentő hatását Priebe diagramja alapján becsülték meg, a javulási tényező értéke 1,5 lett, így a várható süllyedés mértéke 9-11 cm-re csökkent. A konszolidációgyorsító hatást Barron elméletével vizsgálták, eszerint a konszolidációs idő 4-6 hónapra csökkent.

A kivitelezés során derült fény arra, hogy a teherbíró kemény réteg néhol csak 10-15 m között jelentkezik. A 15 m elérése túlzottan drága lett volna, ezért az a döntés született, hogy ahol a cölöpöző berendezés nem érzékel legalább 100 amper ellenállású kemény talajt, ott elegendő 10 m hosszú. Az elkészült kőoszlopok hossza végül is átlagosan kb. kétszerese lett a tervben előirányzottnak.

A földműépítés kezdetétől kb. 1 évig havi rendszerességgel mérték a süllyedéseket. A *4.4. ábrán* közölt eredményből jó látszik, hogy a konszolidáció lezajlásához így is kb. 10 hónapra volt szükség, s a süllyedés is sokkal nagyobb lett, mint várták.



4.4. ábra. Süllyedésmérési eredmény a 8. sz. főút 18+850 szelvényében

4.3 M7 autópálya töltésalapozásai

A 2000-2010 közötti években Magyarországon nagy autópálya építési projektek valósultak meg. Az M7 autópálya Zamárdi-Országhatár közötti szakaszán sok helyen került a nyomvonal tőzeges területre, ami komoly kihívást jelentett a geotechnikusok számára. Az alkalmazott megoldások, a projektek tapasztalatai ugyanakkor nagyban gazdagították is a szakterületet.

4.3.1 M7 autópálya Balatonszárszó – Ordacsehi szakasz

Az M7 autópálya ezen szakasza a Balatontól délre, a Somogyi dombvidéken épült. A pannóniai emelet felszínének eróziójával, a pleisztocén üledékek lerakódásával alakult ki, melynek a legelterjedtebb képződménye a lösz, mely 20-30 m vastagságban borítja Somogy dombjait. A holocénban képződött a tó és a berek ingoványos, mocsaras területe. A nagykiterjedésű, szerves, tőzegek a körzet mélyen fekvő részén ott képződtek, ahol az annak idején a magasabb vízszintű Balaton folyamatosan víz alatt tartotta a felszínt. Ezek településhelyzete szabálytalan, mivel az egykori mélyedéseket töltik ki, minőségük vízszintes és függőleges irányban egyaránt változik.

Az autópálya itt 28 m koronaszélességű, 1:2 rézsűhajlású, jellemzően 3-5 m magasságú töltésen halad. A szerves rétegek vastagsága 2-4 m, s ezek a laboratóriumi vizsgálatok alapján tőzegnek, agyagos tőzegnek és szerves agyagnak minősültek. A laboratóriumi vizsgálatok és a helyszíni CPTu vizsgálatok alapján a tőzeg összenyomódási modulusára E_s=0,7 MPa, az agyagos tőzegére pedig E_s=2,5 MPa értéket tartottak jellemzőnek. A tőzeg drénezetlen nyírószilárdságára szárnyas nyírószondával c_u=13-25 MPa értékeket mértek. Egyes mocsaras területeken azonban nem lehetett vizsgálatokat végezni, mert megközelíthetetlenek voltak; azt kellett feltételezni, hogy e helyeken még az előbbieknél kedvezőtlenebbek is lehetnek a talajparaméterek.

A töltésalapozásokat a hagyományos elméletek alkalmazásával méretezték [Pozsár, 2003]. A töltés állékonyságát a gyenge altalajban esetleg bekövetkező alaptörésre, illetve a terepszínen fenyegető szétcsúszásra vizsgálták. Az alámetsző köríves csúszólapon bekövetkező törésre – φ=0 feltételezéssel – a talaj törőfeszültségét $q_t \approx 5{,}2 \cdot c_u = 5{,}2 \cdot 18 \approx 95$ kPa értékben határozták meg. Ez a törőterhelés, h=4,5 m töltésmagasság esetén egynél alig nagyobb biztonságot nyújt. Ennek kockázata nem volt vállalható, ezért 2-3 lépcsőben való építést javasoltak. „Szerencsére” e szakasz építésére még volt elég idő, ezért ennek nem volt akadálya.

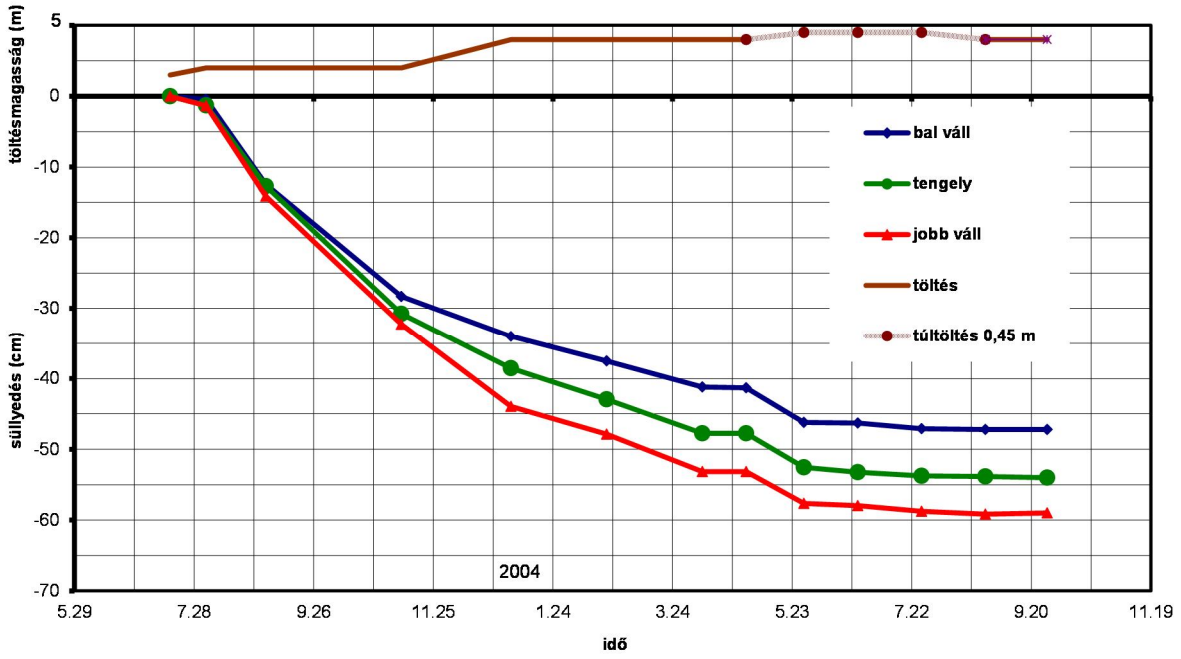
A szétcsúszással szembeni biztonságot n=1,50-1,60 értékben állapították meg, ami miatt nem lett volna feltétlenül szükséges a lépcsős építés. A töltés konszolidációs süllyedését s=30-50 cm-re, s az ennek lezajlását követő másodlagos, 10-30 év alatt várható tőzeg összenyomódás nagyságát az előbbi süllyedés 4-6%-ára becsülték.

A szakasz végül három ütemben épült, előbb két 1,5-2,5 m magas lépcső készült el, melyek után 5-6 hónap pihentetési idő következett. Ezután készült el a védőréteg, illetve azt 0,5 m helyett kb. 1,0 m magasságúra (többlettöltésként) építették, hogy a pályaszerkezet okozta süllyedéseket is előrehozzák. E lépcsőt 2-3 hónapig hagyták fenn, s aztán épült meg a stabilizáció.

A földmunkagépek mozgatásának biztosítására a nyírószilárdság, a felszíni súrlódás növelésére a térszínen geotextiliát és georácsot, majd erre 1,0 m homokos kavics paplan réteget terítettek. Az állékonyságvizsgálatban a geoműanyagok hatását nem vették figyelembe.

A munka közben havonta volt süllyedésmérés és annak kiértékelésére támaszkodva döntöttek a további munkafázisokról. A *4.5. ábra* egy süllyedésmérési eredményt mutat.

A lépcsős építés jó megoldás volt, tetemes megtakarítást eredményezett, elmaradhatott a talajcsere vagy a talajjavítás. Az első építési szakaszok első lépcsőinek tapasztalatai alapján lehetett pontosítani a további terveket, ami lényegileg megfelel az Eurocode 7 által is ajánlott „megfigyelési módszernek". Ez éppen olyan helyeken indokolt, ahol az altalaj viselkedését nehéz előre jelezni, mint ahogy itt is egyes részterületek tőzegeit illetően [Koch, Táskai, 2004].



4.5. ábra. Süllyedésmérési eredmény az M7 Balatonszárszó-Ordacsehi szakasz 136+200 szelvényében

4.3.2 M7 autópálya, Ordacsehi – Balatonkeresztúr

Az M7 autópálya következő, Ordacsehi és Balatonkeresztúr közötti „tőzeges" szakaszán az adottságok csaknem azonosak voltak az előző szakaszéval. A kijelölt építési szakasz nagyobb része az egykori Balaton melléköblének területére esik, amely mélyen benyúlik a somogyi dombvidék pleisztocén löszből és finomhomokból álló részére.

A mocsaras lápos területen a terepszint alatt általában 1-3 m vastagságú fekete, sötétbarna, kagylóhéjas, meszes, iszapos tőzeg található, mely a Csisztai-csatornánál és az azt követő mocsári erdőben a legvastagabb (4,6-4,8 m). Víztartalma többnyire w=110-320 % között változik, izzítási vesztesége I_v=16-54 %. A tőzeg alatt sok helyen szürke, szürkésbarna, puha szerves agyag vagy iszap van [Farkas, 2005].

Az autópálya ezen szakaszának tervezéséhez a tőzegnek csak a víztartalmát és az izzítási veszteségét határozták meg, az egyéb a talajtörés vizsgálatához szükséges nyírószilárdságot, a töltés süllyedésének számításához és azok időbeli lefolyásához szükséges alakváltozási jellemzőket nem. A BME Geotechnika Tanszéke bevonásával, az FTV Rt. hatásos közreműködésével kiegészítő feltárások készültek [Tárczy, 2005]. A tőzeg nyírószilárdságát szárnyas nyírószondázással, a tőzeg és a szerves agyagok vastagságát fúrószondázással, a tőzeg térfogatsűrűségét izotópos szondázással állapították meg. A laboratóriumban közvetlen nyírókísérleteket és konszolidált gyors (CU), illetve konszolidálatlan gyors (UU) triaxiális nyomókísérleteket végeztek [Farkas, Móczár, Mahler, 2004].

A CPTu vizsgálat a tőzeg szondacsúcsellenállására 4,0-5,0 m mélységig q_c=0,3-0,4 MPa értéket adott, a tőzeg drénezetlen nyírószilárdságát c_u=12-15 kPa, az összenyomódási modulusát E_s=300-500 kPa értékben határozták meg.

Az új nyomvonalon épülő autópálya szakasz 28 m koronaszélességű, 1:2 rézsűhajlású, jellemzően 3-6 m magasságú töltésen halad, a töltésmagasság azonban a hídfőknél eléri a 8,5 m-t is. A süllyedés becsült mértéke a kritikus szakaszokon elérte a 100 cm-t. Mindezek miatt az alaptervekben a tervezők két megoldást javasoltak: részleges talajcserét túltöltéssel és előterheléssel (többlettöltéssel), valamint vibrált kőoszlopos alapozást.

A munkát elnyerő vállalkozó hamar felismerte, hogy a rendelkezésre álló 26 hónap építési idő és az alapterv megoldásai nincsenek összhangban, a megvalósítás kockázata így igen nagy lett volna. A határidőből való kicsúszás mellett elsősorban attól tartott, hogy a másodlagos összenyomódás okozta deformációk miatt a jótállási kötelezettség tetemes javítási költségeket róhat rá [Tárczy, 2005]. Az is viszonylag gyorsan, részletesebb kiviteli terv nélkül is kiderült, hogy a vibrált kőoszlopos technológia által igényelt „alulról és fölülről is behatárolt” szemeloszlású homokos kavics költségei e helyen rendkívül magasak lettek volna.

A folyópálya töltésalapozását végül alvállalkozóként a francia Menard-cég oldotta meg az általa tervezett és megvalósított dinamikus talajcserével (Dynamic Replacement) létrehozott kőtömzsök segítségével. A talajjavítás élenjáró világcége a technológiák széles spektrumában járatos, s így sokféle szempontot mérlegelve képes volt megtalálni az optimális megoldást [Varaksin, 2007]. A DR-kezelés során általában D_c≈2,5 m átmérőjű, A_c≈5,0 m^2 alapfelületű acél-

tömböt 8-10 m magasról ejtegetve döngölik a gyenge altalajba a felszínre terített szemcsés anyagot. E helyen valószínűleg azért volt ez a leggazdaságosabb megoldás, mert olcsón lehetett beszerezni hozzá vegyes összetételű, murvaszerű bányameddőt, aminek a bedöngölés utáni mechanikai és hidraulikai jellemzői a célnak még megfeleltek, de amelyet pl. vibrált kőoszlopokkal már nem lehetett volna bejuttatni. Az első fázisban általában 7,0×7,0 m-es raszterben hoztak létre kőtömzsöket, majd a másodikban egyet-egyet a négyzetek középpontjaiban is.

A Menard-cég a méretezés során nem a hagyományos modellezéssel élt, hanem a PLAXIS programmal egy kőtömzsöt, az őt körülvevő talajhengert, az alattuk levő kezeletlen talajokat és a föléjük kerülő töltést, pályaszerkezetet és forgalmi terhelést modellezte tengelyszimmetrikus esetként, amihez a talajhenger sugara a kezelt talajzóna felületéből

$$R = \sqrt{A/\pi} = \sqrt{(7{,}0 \cdot 7{,}0)/(2 \cdot \pi)} = 2{,}8 \text{ m} \qquad (4.1)$$

volt. A szimmetriatengelytől ilyen távolságban a vízszintes mozgást kizáró peremet tételeztek fel, mivelhogy ott a szomszédos talajhengerek következnek. E modellel azt vizsgálták, hogy az elkészült töltésre épülő pályaszerkezet és az arra kerülő forgalmi terhelés mekkora süllyedéskülönbséget okoz a kőtömzs tengelye és az azt körülvevő talajhenger palástja között, ennek korlátozására vállaltak garanciát. A modell egyébként a teljes (átlagos) süllyedésre valamivel hatékonyabb süllyedéscsökkentést mutatott ki, mint amit a Priebe-modell eredményezett, s a megfigyelés ezt általában igazolta is [Hajdú, Tárczy, 2006].

Hogy az így javított altalajon egy lépcsőben felépíthető-e a töltés alaptörés nélkül, azt a francia gyakorlatban használatos TALREN nevű rézsűállékonyság-vizsgáló szoftverrel ellenőrizték. A síkbeli állapotra érvényes, lamellás eljárással dolgozó program alkalmazásához a javított altalaj szilárdságát úgy állapították meg, hogy a termett talaj és a kőtömzsök szilárdságát felületeik arányával súlyozva átlagolták.

A hidak mögötti magasabb háttöltések alatti altalaj összenyomódásából származó süllyedéseket 2,0×2,0 m raszterben lehajtott CMC betoncölöpökkel csökkentették. E hatékonyabb megoldást azért vetették be, mert a hídfőnél a süllyedés miatt kialakuló lépcsőt a közlekedők szigorúan ítélik meg.

Az M7 autópálya ezen a szakaszán a legkritikusabb és jellemző helyeken 65 db, a süllyedés folyamatát ellenőrző mérőhely épült ki. Ezeken a hagyományos hidrosztatikus nyomáskülönbségen alapuló csöveken keresztül mérték a süllyedést. A magas töltéseknél (6 m töltésmagasság felett) a pórusvíznyomás változását egy keresztmetszetben CPI-szonda segítségével mérték, mely háromféle mélységben ad leolvasási lehetőséget. A később elvégzett back-analysis-hez ezen monitoring eredményeket használtam fel, amit az 5.2.3. fejezet mutat be.

4.3.3 M7 autópálya, Nagykanizsa – Becsehely

E szakaszon a pannon agyag, agyagos homok, homokkő és márgás képződmények alkotják az altalajt. Bizonyos helyeken 20 m mélységig is I_c=0,7-1,1 konzisztenciájú kövér agyagok vannak. A jellemző drénezetlen nyírószilárdság c_u=10-50 kPa, de mélyebben helyenként 100 kPa is volt, az összenyomódási modulus E_s=4-25 MPa. A talajvízszint jellemzően a terepszint alatt 1,0 - 2,0 m-re található, de helyenként a terepszinten jelentkezett.

A töltésmagasság helyenként eléri a 7,0-8,0 m-t is. A koronaszélesség 28 m, a tervezett rézsűhajlás 1:1,5 3,0 m töltésmagasságig, 3,0 m felett 1:2. A tervező a töltések alatt az altalajt általában teherbírónak ítélte meg, ezért különleges töltésalapozási módszert nem írt elő [Pozsár, 2006]. A magas talajvízállású, puha iszap-agyag talajú szakaszokon műszaki textília és/vagy georács fektetését, valamint arra homokos kavics beépítését javasolta.

A rézsű állékonyságvizsgálatát a hazánkban leginkább elterjedt, hagyományos elmélettel dolgozó GEO4 programmal készítette, s az alaptöréssel szembeni biztonságra jellemzően 1,5 értéket határozott meg, kivétel a 217+960 és 220+960 km szelvényben végzett számításokat, ahol az nem érte el az 1,0 értéket.

A hídháttöltések magas töltéseinél a várható süllyedést 30-60 cm-re becsülték, a konszolidációs időt 6-10 hónapra. Ezért e szakaszokra általában vibrált kőoszlopos alapozást javasoltak, összesen 22 helyre. Az ajánlások felülvizsgálata után megállapították, hogy sok helyen ez a beavatkozás célszerűtlen, hiszen agyagtalajokban elsősorban a konszolidációgyorsítás a cél, s az szalagdrénekkel olcsóbban és nagyobb hatásfokkal megoldható. Ezért csak 9 db hídnál készültek vibrált kőoszlopok, 2×2 m és 3×3 m-es raszterben, átlagosan 10 m hosszal. A süllyedéscsökkentő hatást Priebe, a konszolidációgyorsító hatást Barron elméletével határozták meg.

A kivitelezés során nagy gondot okozott, hogy a munkát elnyerő konzorcium a műszakilag megfelelő megvalósíthatóság árhatárán alul vállalta a projektet. Hátráltatta a megvalósítást az is, hogy a szakasz kivitelezését végző konzorcium egyik tagja ellen csődeljárás indult. Ez természetesen késleltette a kivitelezést, a konszolidációgyorsítást biztosító dréneket későn építették be, s így az átadás határidejére a konszolidáció nem zajlott le. A vibrált kőoszlopos helyeken nagy problémát okozott a felső keményebb (kiszáradt) agyagréteg átszúrása.

A mozgásokat e szakaszon is a hidrosztatikus elven működő süllyedésmérő berendezéssel ellenőrizték. Míg a korábbi szakaszokon havi, az ordacsehi szakaszon heti, kétheti gyakorisággal mértek, itt a Nagykanizsa-Becsehely közötti szakaszon az egész kivitelezés alatt csak 3-4 mérés készült, melynek oka szintén a projekt áron aluli vállalása volt [Koch, Szepesházi, 2009].

A szakasz átadása után másfél évvel több helyen problémák jelentkeztek, főleg a csőátereszek környékén, mert azok késői beépítése után nem volt elég idő a konszolidációra. Egyes he-

lyeken az egyenlőtlen süllyedés miatt a burkolat deformálódott, sőt meg is repedt. Gondok voltak egyes hidak hídháttöltéseinek környékén is. A mozgások elhúzódtak, így tartani kellett a cölöpökre ható negatív köpenysúrlódástól, illetve nyomatéki terhelésüktől.

4.4 Királyegyháza, Cementgyár

Pécstől nyugatra, Királyegyháza külterületén a Nostra Cement Kft. beruházásaként új cementgyár épült. 2008 januárjában kezdték építeni a legnehezebb épületek, a hőcserélő torony és a silók alapozásával, s 2010. év végére valamennyi épület szerkezete elkészült. A próbaüzem 2011 nyarától 2012 januárjáig tartott.

A helyszín kiválasztásakor az volt a fő szempont, hogy a cementgyártáshoz szükséges alapanyagok, illetve a kész termék szállításához a megfelelő infrastruktúra rendelkezésre álljon. A Mecsek biztosította a mészkövet és a márgát (bükkösdi bánya), de ott a Mecsek természeti védettsége miatt ipari létesítményt tilos telepíteni. Ehhez közel kerestek területet, s találtak Királyegyháza mellett, mely a vasúti és a közúti közlekedés szempontjából is megfelelt.

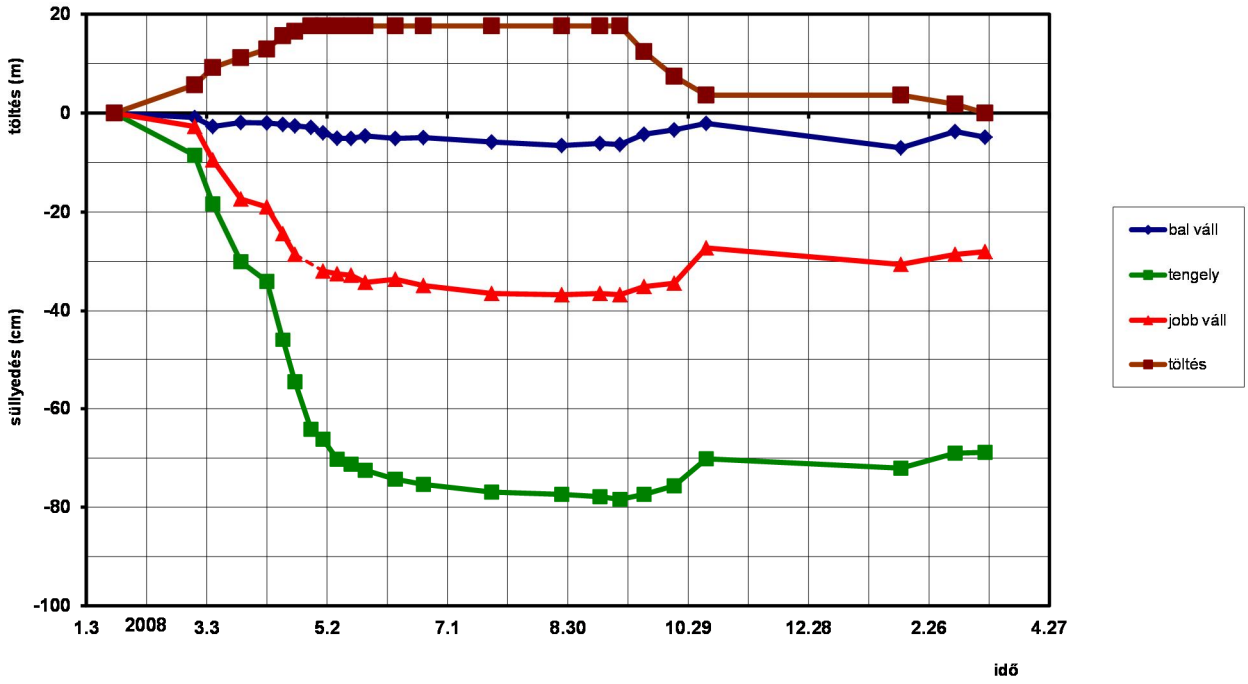
E terület adottságai viszont kedvezőtlenek. 60-70 m mélységig pleisztocén korú áthalmozott agyagos lösz fekszik, melyben helyenként mészkonkrécióban feldúsult zónák találhatóak [Wolf, 2009]. A humuszos fedőréteg alatt 18-19 m mélységig puha homokos iszap, sovány agyag települt, helyenként kövér agyag rétegekkel. Ez alatt 42-43 m-ig változó, de a felsőnél nagyobb plaszticitású zóna következik. 42-45 m mélységtartományban erősen homokos iszap talaj fekszik, mely alatt a feltárások 75 m-ig közepes-kövér agyagot tártak fel. A felső 40 m-es tartományban több helyen 2-3 m vastagságú mészkonkréciós talaj található, melyeket mind a CPT szondázások, mind pedig a fúrások egyértelműen jeleznek. A laborvizsgálatok és a CPT szondázások gyenge, a mélységgel kismértékben javuló mechanikai paramétereket mutattak: a felszín közelében az ödométeres modulus 4-5 MPa, 40 m mélységben 12-15 MPa volt.

Egy cementgyárban számos monumentális műtárgy készül, melyek terhe és mérete nagy lehatási mélységet, nagymértékű süllyedéseket eredményeznek. E tekintetben a legkritikusabb létesítmény a gyárterület észak-nyugati részén épült, 65 m széles és 250 m hosszú nyersanyagtároló csarnok. A hosszanti tengelyében egy ~14 m magas szögtámfal két oldalára összesen 40 m szélességben deponálják a nyersanyagot és az égési termékeket. Az anyagok mozgatását a két hosszanti oldalon mozgó rakodógépek és a támfal tetején levő szállítószalagok biztosítják.

A csarnok tengelyében levő nyersanyag süllyedéskiváltó hatását Plaxis VM programmal, Mohr-Coulomb talajmodellel vizsgálták. A számítás szerint a támfal 50-60, a csarnok támaszai 10-15 cm süllyedést és 8-10 cm vízszintes eltolódást szenvedtek volna. Ilyen mértékű mozgások sem a szerkezet, sem pedig a rakodógépek szempontjából nem voltak megengedhetők. A nagy lehatási mélység és a felső talajzónában bekövetkező jelentős oldalkitérés miatt a szerkezet biz-

tonsága mélyalapozással sem volt szavatolható. Ezért elengedhetetlen volt az altalaj feljavítása, melyre kézenfekvőbb megoldásként az előterhelés mutatkozott, mert a kivitelezés ütemezése és a gyárterületen rendelkezésre álló földanyag erre lehetőséget adott. Az volt az elképzelés, hogy az előterheléssel az altalaj modulusát feljavítják, hogy amikor majd a szerkezetek elkészülte után betöltik a nyersanyagokat, már sokkal kisebb süllyedések következzenek be.

A konszolidációs időre Terzaghi egydimenziós elméletével számolva több, mint 2 év adódott. Ez az ütemezés szerint már nem volt elfogadható, csökkentésére szalagdrénezést alkalmaztak. Az előterhelést úgy alakították ki, hogy az a végleges terhelésnél nagyobb legyen, 70 m széles és 17-18 m magas töltés épült. A töltés alá 3 szelvényben süllyedésmérő került, mellyel a töltésmagasítás kezdetétől nyomon követhették az alakváltozások időbeli alakulását. Ez lehetőséget adot arra, hogy a terhelést csak a szükséges ideig tartsák fenn. 5 hónap után meg is kezdték a töltés elbontását, mivel a konszolidáció lényegében befejeződött. A tehercsökkenés során is mérték a süllyedést, így a visszaemelkedésről is pontos képet kaptak, s ez lehetőséget adott a feljavulás mértékének számítására is (*4.6. ábra*). Mint látható, a bekövetkezett süllyedések nagyjából megfeleltek az előzetesen számítottnak. Az előkészítő vizsgálatok szerint az agyagok összenyomódási modulusa tehermentesülésre és újraterhelésre kb. ötszöröse az első terhelésre érvényesnek. A süllyedésmérések szerint a javulás ennél jobb volt, a *4.6. ábra* szerint a tengelyben 78 cm süllyedés után kb. 10 cm emelkedés lett. E szerint arra lehetett számítani, hogy a középső támfal süllyedése 8-10 cm-re, a támaszé 2-3 cm-re, a vízszintes eltolódás 1 cm alá csökken, amit a szerkezetek és a gépek elviselnek. Ezt a prognózist az üzemelés alatti mérések is igazolták.



4.6. ábra. Süllyedésmérési eredmény a királyegyházi építkezésen (141 SMH 03 szelvény)

5. A töltésalapozások tervezésének javítási igényei, lehetőségei

5.1 A technológiaválasztás megalapozása

5.1.1 A töltésalapozási módszerekkel kapcsolatos tapasztalatok összegzése

A szakirodalom (3. fejezet) és különösen a hazai projektek elemzése (4. fejezet) alapján egyes töltésalapozási módszereket illetően a tapasztalatokat a következőkben tudom összegezni.

A lépcsős építés (különösen többlettöltéssel kiegészítve) a legegyszerűbb és leginkább költségkímélő töltésalapozási módszer, melyre azonban csak akkor van lehetőség, ha elegendő idő áll rendelkezésre. Az M7 autópálya egyes szakaszainak eredeti kiviteli tervei mind ezt a technológiát ajánlották. Az első szakaszon még ennek a lehetősége megvolt, a második szakaszon már kevesebb idő volt az építésre, a harmadik szakaszon pedig a különböző gazdasági problémák okoztak késést, ami miatt el kellett állni az eredeti tervtől. A balatoni tőzegen fél éves konszolidációval és 3,0 m-es lépcsőkkel lehet haladni, ennek lehetőségét általában érdemes lenne a hasonló projekteken megteremteni. A szerves agyagrétegeken való építéskor akár még magasabbak is lehetnek a lépcsők, de a konszolidációt indokolt szalagdrénezéssel gyorsítani.

Az előterhelés, többlettöltés hatékony módszer az érzékeny szerkezetek terheléséből adódó süllyedések előrehozatalára és káros hatásainak kiküszöbölésére, amint azt az M7 példái és különösen a királyegyházai eset mutatja. Feltétele, hogy az altalaj nyírószilárdsága ne legyen túl alacsony, ami a hazai pleisztocén agyagokban teljesül, a tőzegekben nem. Az agyagok esetén – mint a lépcsős építés esetén is – az idő kímélése céljából indokolt drénezéssel kombinálni. Tőzeg esetén a többlettöltést a lépcsős építés utolsó fázisaként lehet alkalmazni.

A vibrált kőoszlopos töltésalapozás a hazai projektek tanúsága szerint talán nem eléggé költséghatékony módszer. Erre lehet abból következtetni, hogy ezt sokkal kevesebb esetben alkalmazták, mint ahogy betervezték. Ebben bizonyára döntő szerepe van a kavics árának, ami a vizsgált dunántúli építkezéseken meglehetősen (talán aránytalanul) magas volt. Segíthetné talán a vibrált kőoszlopos töltésalapozás gyakoribb alkalmazását, ha bontott-tört-osztályozott építőanyagokat használnának. A vibrált kőoszlopok az idehaza használatos 60 cm átmérővel és kb. 2,0x2,0 kiosztással általában csak kétharmadára csökkentik a süllyedést, igaz annak lefutását gyorsítják. Ez a „szolgáltatás” az M7 Nagykanizsa-Becsehely szakaszának agyagon épült hídháttöltéseinél volt célszerű, máshol nem. Úgy tűnik, csak vastag, nem nagyon kompresszibilis, kis áteresztőképességű agyagtalajokban érdemes alkalmazni, ahol a számított süllyedés 20 cm körül van.

A dinamikus talajcserével előállított kőtömzsök az M7 példája szerint jól beváltak. (Egyébként más projekteken, pl. Palin, Orosháza, Hévíz elkerülő utakon stb. is alkalmazták.) A

költségei valószínűleg kisebbek, mint a vibrált kőoszlopé, főleg mert az anyagára vonatkozó követelmények enyhébbek. Kritikus pontja a nagyobb palásttávolság miatt a kellő takarás. Az M7 Ordacsehi-Balatonkeresztúr szakaszon alkalmazott megoldás jól vizsgázott, 5 évvel a befejezés után sincs károsodási jel. Ez a példa azt mutatta, hogy a töltésépítés után két hónappal a mozgások befejeződnek. Lefelé javuló talajok esetében, és ha a kemény, teherbíró talaj nincsen túlságosan mélyen (max. 5-6 m), a kőtömzsös megoldás látszik a legmegfelelőbbnek.

A talajcsere magas talajvíz esetén már nagyon nehézkes, illetve, ha a szükséges vastagsága nagy, akkor nagyon költséges, ezért legfeljebb csak kis (max. 0,5 m) mélységig indokolt. Egy nagyobb projekt esetén az ilyen helyek talajcserés megoldása teremtheti meg bizonyos helyeken az azonnali földmunkát, miközben más helyeken az időigényesebb, de gyorsabb megoldásokra jut idő.

Az oszlopos mélykeveréses vagy tömegstabilizálásos módszert a vizsgált projekteken nem alkalmazták töltésalapozásként, s eddig Magyarországon nem is volt ilyen megvalósult projekt, bár a Rákos-Hatvan, Székesfehérvár-Boba vasútvonalak rehabilitációjához, illetve a 76. sz. főút Balatonszentgyörgy elkerülő úthoz kapcsolódóan betervezték. A MÁV azonban tervben vette ezek alkalmazását, s 2010-11 évben a Széchenyi István Egyetemen ehhez előkészítő kutatásokat végeztünk. Ezek eredményeiről fog szólni a 8. fejezet, itt – a jelen fejezet témájának megfelelően – csak annyit említek, hogy a nemzetközi szakirodalomban nagyon sok sikeres alkalmazási projektről olvashatunk. Nagy előnye, hogy a helyszínre csak kötőanyagot és vizet kell szállítani, nincs adalékanyag-igény, ezért olcsó és környezetbarát. Saját kutatásaim is azt mutatják, hogy minden típusú puha talaj esetén jól kivitelezhető.

5.1.2 Ajánlások a technológiaválasztáshoz

Értékelve az előbbiekben ismertetett hazai projektek tanulságait, kiegészítve azokat a nemzetközi szakirodalomban talált esettanulmányokéval [Mitchell, 2003; Moseley és Kirsch, 2004], jó áttekinthető formában összeállítottam, hogy a különböző töltésalapozási módszerek

- miként segítenek a talajmechanikai veszélyek, a különböző formájú stabilitásvesztések, valamint a nagy és elhúzódó deformációk elhárításában,
- miként értékelhetők a kivitelezés, az építési költségek, az építési idő és a környezetvédelem szempontjából.

Ez az *5.1. táblázat* jól segíthet a tervezés első fázisában egy adott talajkörnyezetben alkalmasnak tűnő töltésalapozási technológia kiválasztásában, illetve az ilyen döntések értékelésében. A döntésekhez a talajadottságokat, a gyenge réteg jellegét, tulajdonságait és vastagságát, a töltés méreteit és az építésütemezési és környezetvédelmi követelményeket kell figyelembe venni.

Mindenképpen ki kell emelnem, hogy legtöbbször a módszerek kombinációja ad igazán jó eredményt.

Valamely módszer melletti végleges döntést természetesen azon számításokkal kell megalapozni, melyek javításának szükségességére és lehetőségeire az 5.2. fejezetben mutatok rá.

5.1. táblázat. A töltésalapozási módszerek hatékonysága

technológia - konstrukció			stabilitásnövelés			deformációcsökkentés		kivitelezés		
			alap-törés	szét-csúszás	oldal-kitérés	süllyedés nagysága	konszoli-dációs idő	költség-csökkentés	idő-megtakarítás	környezet-védelem
építés-szervezés		lépcsős építés	++	+	+	0	-	++	--	++
		túltöltés	--	--	-	0	++	+	-	+
célszerű töltésszerkezet		töltésmagasság optimalizálása	+	+	+	+	+	+	+	0
		töltésrézsű laposítás	+	+	+	0	0	+	+	-
		padkásítás	+	+	+	0	0	+	+	-
		töltéstömeg csökkentése	+	+	+	+	+	+	+	+
		geoműanyagos erősítés	++	++	+	0	0	+	0	+
előzetes talajjavítás	mélytömörítéses módszerek	vibrációs mélytömörítés	++	+	++	++	++	-	++	-
		vibrált kőoszlop (kavicscölöpözés)	+	+	+	+	++	--	++	-
		dinamikus konszolidáció	++	+	++	++	++	-	++	-
		dinamikus talajcsere (kőtömzs)	++	+	++	++	++	-	++	-
	talajjavítás kötő-anyagbevitellel	oszlopszerű mélykeverés	+	+	+	++	+	-	++	0
		tömegstabilizálás	++	++	++	++	+	-	++	0
		betonoszlop	+	+	+	++	+	--	++	0
	egyéb módszerek	talajcsere	++	++	++	++	+	--	++	0
		szalagdrénezés	0	-	0	0	++	++	++	0

++ nagyon kedvező + kedvező 0 közömbös - kedvezőtlen -- nagyon kedvezőtlen

5.2 A töltésalapozások tervezésének kritikus elemei és javításuk

5.2.1 A töltésalapozások hagyományos tervezésére vonatkozó tapasztalatok összegzése

A 2. fejezetben a szakirodalom alapján bemutattam a töltésalapozások tervezésére használatos általános, majd a 3. fejezetben a technológiákhoz kapcsolódó módszereket. A 4. fejezetben áttekintettem az elmúlt évtized hazai töltésalapozási projektjeit, s ennek során is utaltam az alkalmazott tervezési módszerekre. A jelen fejezetben ezen áttekintések alapján adok értékelést a tervezési módszerekről, azok problematikus elemeiről, s a javítási lehetőségekről.

A mai tervezési gyakorlatot, különösen a hazait alapvetően az jellemzi, hogy az állékonyság, a süllyedés és a konszolidáció vizsgálatát teljesen elkülönítetten, hagyományos talajmechanikai elvekre, módszerekre támaszkodva, egyszerűsített geometriai- és lineáris anyagmodellekkel dolgozva végezzük. Különösen kifogásolhatónak a következő részleteket tarthatjuk.

Állékonysági probléma egyetlen projekten sem merült fel, ami azt jelenti, hogy az erre vonatkozó hagyományos számítások biztonságosak, de valószínűleg gazdaságtalanok. A talajjavítás nélkül épülő töltések állékonyságvizsgálatára legtöbbször alkalmazott (2.10) képlet kinematikailag lehetetlen törési mechanizmuson alapul, s még Skempton (2.6) képletéhez képest is 30 %-kal kisebb biztonságot ad. Mindkettő komoly hibája, hogy a töltést csak terhelésnek tekinti, a töltésben futó csúszólapon ébredő ellenállást elhanyagolja. Csak durva átlagolással lehet velük számításba venni a c_u drénezetlen nyírószilárdság mélység szerinti változását, s ennek építés közbeni folyamatos javulása helyett csak egy-egy építési lépcső utáni teljes konszolidáció által keltett növekményét lehet számításba venni a (3.1) képlettel. E hiányosság a függőleges drénezés e tekintetben is kedvező hatását sem tudja számítással alátámasztva érvényesíteni.

Az oszlopszerű talajjavításoknak a figyelembevétele a hagyományos állékonyságvizsgálatokban is meglehetősen problematikus. Az oszlopok modellezése sávokkal, a gyenge talaj drénezetlen és a szemcsés anyag vagy a javított talaj drénezett nyírószilárdságának kombinálása, a teherviselési arányok felvétele, mind-mind meglehetősen durva közelítésnek tekinthetők. „Mentségükre" legfeljebb az hozható fel, hogy a tapasztalat szerint az ilyen javítások esetén állékonysági probléma nem lép fel, a tervet a süllyedéscsökkentési cél határozza meg. Vélelmezhető azonban, hogy a töltések szélei alatt, ahol a süllyedés nem kíván sűrű kiosztást, ritkább is elég lenne, ha azt számítással bizonyítani lehetne. Az oszlopszerű talajjavítások drénező s ezzel a gyenge talaj szilárdságát javító hatását sem lehet a szokásos módszerekkel figyelembe venni.

A hagyományos süllyedésszámítások legfeljebb becslésnek tekinthetők, a hazai projekteken mért süllyedések mindkét irányban akár 30 %-kal is eltértek a számított értéktől. Alighanem meghatározó az ödométeres modulus felvételének a hibája, saját tapasztalatom szerint is a szerves talajokból gyakran nehéz kifogástalan ödométeres mintát produkálni. Állandó értékű számításba vételük is bizonyosan hibát jelent, hiszen a gyenge altalaj összenyomódása gyakran a 10 %-ot is eléri, ami a modulus terhelés közbeni komoly javulását is okozza. (Az M7 autópályán a lépcsős építések során észlelhető volt, hogy ugyanolyan magasságú lépcsők egyre kisebb süllyedést okoztak.) Ezt lépcsőnként változó modulussal, szemilogaritmikus- vagy hatványfüggvénnyel leírt σ-ε összefüggéssel a hagyományos számítások kereteiben is figyelembe lehetne venni, de ezeket a hazai gyakorlat alig ismeri, sok más országban viszont ezeket természetes módon használják.

A hagyományos süllyedésszámítások másik kritikus eleme az oldalkitérés okozta süllyedés becslése, mert a hazai gyakorlatban alkalmazott (2.4) képlet megalapozottsága, általános érvényessége erősen kétséges. A probléma lényege az, hogy a hagyományos számítások lineáris alakváltozás feltételezésén alapulnak, a süllyedés ezen komponense pedig – amint a képletben

szereplő biztonsági tényező kifejezi – valójában a talajtörés felé vezető oldalkitéréssel függ össze. A (2.4) képlet tulajdonképpen az elkülönítve vizsgált alakváltozásokat és törési állapotokat kapcsolja össze tapasztalati alapon.

Az oszlopszerű talajjavítások süllyedéscsökkentő hatását a gyakorlat Priebe módszerével számítja. Minthogy ez a javítás nélküli állapotra számított süllyedésekből indul ki, annak minden hibája gyengíti a javított állapotra vonatkozó prognózist is. Elméletileg azt kell kifogásolni, hogy a vízszintes feszültségek oszlopfali egyensúlyát a síkbeli állapotra érvényes Rankine-féle nyomások összevetésével vizsgálja, ami különösen a karcsú vibrált kőoszlopok esetében helytelen. A mérési tapasztalatok a Priebe-módszerrel számítottnál hatékonyabb javításra utalnak. Idetartozó kérdés az oszlopok feletti átboltozódás kérdése, illetve az annak elégtelen voltából származó süllyedéskülönbségek a földmű tetején. Ennek hagyományos becslése – mint a *3.2. táblázatból* érzékelhető – meglehetősen bizonytalan, ami nehezíti az alacsonyabb töltések alatti alkalmazást.

A hazai projekteken a hagyományos számításokból kiadódó időknél általában gyorsabban zajlott le a konszolidáció. Ennek az a valószínű oka, hogy túlzottan óvatosan vesszük fel az áteresztőképességet, illetve hogy az agyagokban levő iszapos-szemcsés betelepülések gyorsíthatják a folyamatot, ám azokat a számításokban nem tudjuk figyelembe venni. A talajjavítás nélküli állapotokra a konszolidációt Terzaghi egydimenziós elméletével számítjuk. Ez elvileg akkor ad reális eredményt, ha a konszolidálódó réteg vékony, drénező határolású, nagyon gyorsan épített, széles töltés terheli, továbbá, ha konszolidációs együtthatójának folyamat közbeni változása elhanyagolható. Mindezek együtt nagyon sokszor nem teljesülnek. Vannak olyan elméletek, melyek egy-egy vonatkozásban más feltevésen alapulnak (többrétegű konszolidálódó összlet, térbeli konszolidáció akár anizotróp talajban, időben növekvő terhelés stb.). A valóságot jobban követő ezen elméletek gyakorlati alkalmazására a végeselemes szoftverek megjelenéséig alig volt példa. Ennek oka részben az, hogy a gyakorlati alkalmazáshoz csak olyan segédletek voltak, melyek csak egyetlen, az alapesettől eltérő körülmény hatását tudják figyelembe venni. A másik érv a Terzaghi-elmélet tartós alkalmazása mellett az, hogy egy konszolidációs prognózis realitását mindenképpen az áteresztőképességi együttható megbízhatósága határozza meg, ami közismerten kétséges. A korrektebb elméletek alkalmazása azonban mégis üdvös lenne, különösen pl. ahhoz, hogy a töltésépítés kezdetén süllyedésmérésekkel feltérképezett konszolidációs folyamatot pontosabban tudjuk modellezni, s annak alapján előre jelezni.

Az oszlopszerű javítások és a függőleges drénezés konszolidációgyorsító hatásának vizsgálatára a hazai gyakorlat Barron elméletet használja. A nagyobb (legalább 60 cm) átmérőjű oszlopok esetében a számítás gyakran felesleges, mert – amint a 3.4. ábráról is leolvasható – ezek a konszolidációs időt legalább harmadára csökkentik, ami a hazai viszonyok közt általában ele-

gendő, s így a pontosabb számítás a gyakorlat számára többnyire szükségtelen. A szalagdrének esetében a nemzetközi gyakorlat inkább a Hansbo-féle képletekkel dolgozik. Az ebben figyelembe vett konszolidációlassító hatások (kútellenállás, kenőhatás) jelentőségét a 3.9.3. fejezetben bemutattam. Leszűrhető, hogy a két hatás szerepe nem lényegtelen, de nagyjából abba a tartományba esik, mint amennyire pontosan az áteresztőképességet meg tudjuk állapítani. Ráadásul, az őket jellemző paraméterek (a drén vízvezetőképessége, a kenőhatással zavart zóna átmérője és áteresztőképessége) nehezen becsülhetők. Úgy tűnik, a Hansbo-féle számításnak ott van jelentősége, ahol korábbi projektekből visszaszámítás alapján elég pontosan ismerik a drénezendő összlet áteresztőképességét, állandó technológiával ismert dréneket hajtanak le, így azok jellemzői is ismertek, s elég nagy mélységről van szó.

5.2.2 A töltésalapozások tervezése, javasolható fejlesztési irányok felvázolása

A hagyományos állékonyság-, süllyedés- és konszolidációszámítások vázolt hibáinak többsége mai ismereteink szerint kiküszöbölhető lesz a végeselemes módszeren alapuló számítógépes programok alkalmazásával. Ma több kiváló szoftver áll rendelkezésre, mint pl. a Plaxis, a Midas GTS, az Abacus, az Ansys stb. Ezek képességeivel kapcsolatban a következőket emelem ki:

- a komplex vizsgálat, azaz a deformációk, a konszolidáció és az állékonyság vizsgálata egyetlen modellen különböző fázisokra elvégezhető, a legutóbbiak az ún. phi-c redukciós számításokkal,
- valós geometriai viszonyok modellezhetők, beleértve a talajrétegződést, az oszlopszerű talajjavítások 3D-modellezését, a padkás kialakítást stb.,
- modellezhető a talajok nemlineáris, időfüggő, inhomogén és anizotróp viselkedése, beleértve a felkeményedést pl. a HS vagy az SS talajmodellel, az időbeni változásokat, így a dréneződést, a konszolidációt, a másodlagos összenyomódást, a többirányú vízmozgásokat,
- az építési fázisok komplexen modellezhetők, beleértve a lépcsős építést, a többlettöltést és a tehermentesítési-újraterhelési ciklusokat, a „pihentetés” alatti konszolidációt,
- talaj-szerkezet-kölcsönhatások modellezhetők, beleértve az oszlopszerű javításokat, a geoműanyagos talperősítést, a töltésre kerülő pályaszerkezeteket és az azokról ható terheléseket.

A végeselemes számítások alkalmazására irányuló próbálkozásokat is bemutattam az előbbiekben, s megállapítható, hogy már a gyakorlatban is használják

- a 2D-modellezést a talajjavítás nélküli alapesetek, az építésszervezési megoldások, a geoműanyagos talperősítés komplex vizsgálatára főleg a HS- és az SS-talajmodell alkalmazásával,
- az AXY-modellezést az oszlopos talajjavítások süllyedéscsökkentő hatásának vizsgálatára.

E megközelítésekkel kapcsolatban már vannak tapasztalatok is. A monitoringok tanúsága alapján nem állítható, hogy ezek a süllyedést vagy a konszolidációt vitathatatlanul pontosabban

prognosztizálják. Ennek a talajparaméterek bizonytalansága lehet az oka, ami a bonyolultabb anyagmodellek esetében tapasztalat híján még fokozottabb lehet. Ezért indokolt kutatásokat folytatni a korszerű modellek paramétereire vonatkozóan, amire a 6. fejezetben teszek egy kísérletet.

Vannak olyan próbálkozások is, melyek a térbeli kiosztású oszlopos talajjavításokat és a függőleges drénezést is 2D-modellezéssel vizsgálják, amint azt a hagyományos lamellás állékonyságvizsgálatokban teszik. Ez nyilván azoknál jobb lehet, mert egyebekben kihasználhatók a végeselemes modellezés előnyei, s más hasonló geotechnikai feladatok esetében is elég jó eredményeket lehet így is elérni. E megközelítés azonban sok kérdést vet fel, s mindenképpen csak bizonyos „ügyeskedésekkel" tehető alkalmassá, miközben megkerülünk olyan jelenségeket, mint a gyenge talaj átpréselődése az oszlopok között. Ezért az ilyen feladatok modellezését még mindenképpen alaposan vizsgálni kell kismodellek vagy projektek monitoringjának a tükrében.

Az oszlopszerű talajjavításokat nyilvánvalóan 3D végeselemes programokkal lehet a legjobban modellezni. Az elmúlt években több olyan 3D szoftver is megjelent, melyekbe az altalajt, a cölöpszerű testeket, a terhelosztó kavicsréteget, és a töltést is háromdimenziós testként lehet bevinni, s kölcsönhatásaikat a korszerű talajmodellek elvileg jól szimulálhatják. Az oszlopoknak az altalajjal, illetve a töltéssel való térbeli kapcsolata többé-kevésbé valósan megjelenik, így a globális viselkedésre pl. az altalajnak az oszlopok közti mozgása és a töltésnek az oszlopok feletti átboltozódás is kihat. Tudni kell azonban, hogy a 3D-modellezés a nemlineáris anyagmodellekkel (pl. HS- és SS-modell) a szokásos PC-kel még viszonylag egyszerű esetben is rendkívüli időigénnyel jár. Ezért ezeket még inkább csak a kutatások szintjén alkalmazzák. Ilyen futtatások eredményeit mutatom be az 5.2.3., a 7. és a 8. fejezetben.

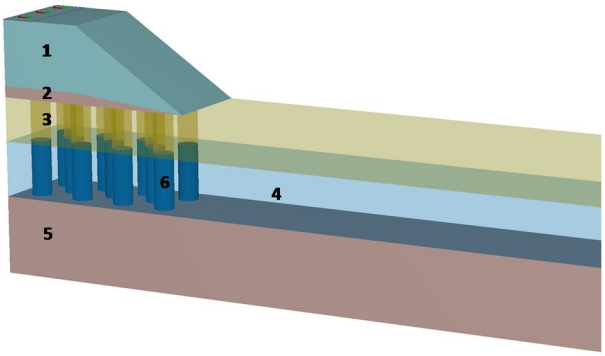
Az irodalomkutatás és a hazai projektek értékelése, illetve a modellezési lehetőségek kritikai értékelése alapján tehát megállapíthatjuk, hogy

- az olyan töltésalapozási feladatok esetében, melyek feltételei (töltésgeometria, talajrétegződés, határidő) viszonylag egyszerűek, olcsó és kézenfekvő megoldások választhatók, azok a hagyományos modellekkel elemezhetők,
- ha egyszerű adottságok esetén pusztán csak a határidő szűkössége miatt bonyolultabb beavatkozások lehetnek szükségesek, s a gazdaságosság is szigorú követelmény, megoldások sokaságát kell vizsgálni, de első közelítésként dolgozhatunk az egyszerű modellekkel,
- ha a bonyolultabb peremfeltételek (heterogén altalaj, bonyolult töltésgeometria és terhelés) miatt, oszlopszerű javítás szükséges, és sokféle megoldás összehasonlító értékelését várják el, akkor a 2D vagy inkább 3D végeselemes modellezés eszköztárát célszerű igénybe venni.

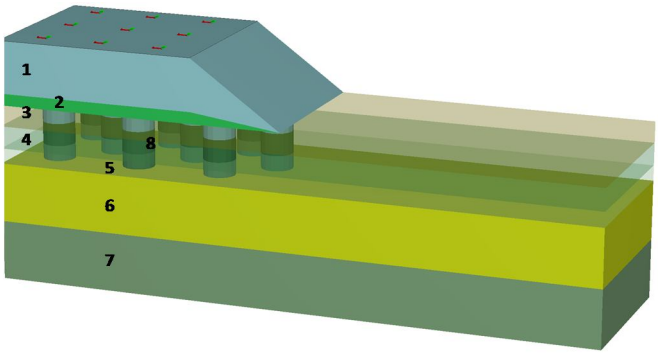
5.2.3 A töltésalapozások tervezése PLAXIS 3D Soft Soil anyagmodellel

Mint már korábban utaltam rá, az oszlopszerű talajjavításokat 3D végeselemes programokkal, nemlineáris anyagmodelt alkalmazva lehet a legjobban modellezni. Ennek ellenőrzésére két projekt, a Zalavasút I. 119+50 szelvénye táján végzett, a 4.1.1 fejezetben bemutatott vibrált kőoszlopos, valamint az M7 autópálya Ordacsehi – Balatonkeresztúr 153+80 szelvénye körül végzett, a 4.3.2 fejezetben bemutatott dinamikus talajcserés alapozásokat modelleztem a PLAXIS 3D szoftver Mohr-Coulomb, illetve Soft-Soil anyagmodelljeivel, s a számított eredményeket összevetettem a monitoring mérési eredményeivel.

A számításokhoz a talajrétegződést az *5.1.* és az *5.2. ábrán* látható módon idealizáltam, s a figyelembevett meghatározó súlyú talajparamétereket az *5.2.* és az *5.3. táblázatokban* adtam meg. A két modell paramétereit ugyanazon laborvizsgálati eredményekből határoztam meg. (A geometriai adatokat a 4.1.1. és a 4.3.2. fejezetekben már ismertettem.)



5.1. ábra. A Zalavasút 119+50 km szelvénye körüli töltésszakasz méretei és talajrétegződése



5.2. ábra. Az M7 autópálya 153+80 km szelvénye körüli töltésszakasz méretei és talajrétegződése

Mindkét projekt tervezésekor az alkalmazott talajjavítás süllyedéscsökkentő hatását a „hagyományos” Priebe elmélettel és a PLAXIS 2D szoftverrel számították, és az építés ütemében folyamatos helyszíni mérésekre is sor került.

Az *5.3.* és az *5.4. ábrák* a különböző módszerekkel számított, illetve a mért süllyedéseket mutatja a teherfelvitel és az idő függvényében. Az *5.5* és az *5.6. ábrák* jellegzetes mozgásképeket érzékeltetnek. Ezek alapján mindkét projektre vonatkozóan megállapítható, hogy

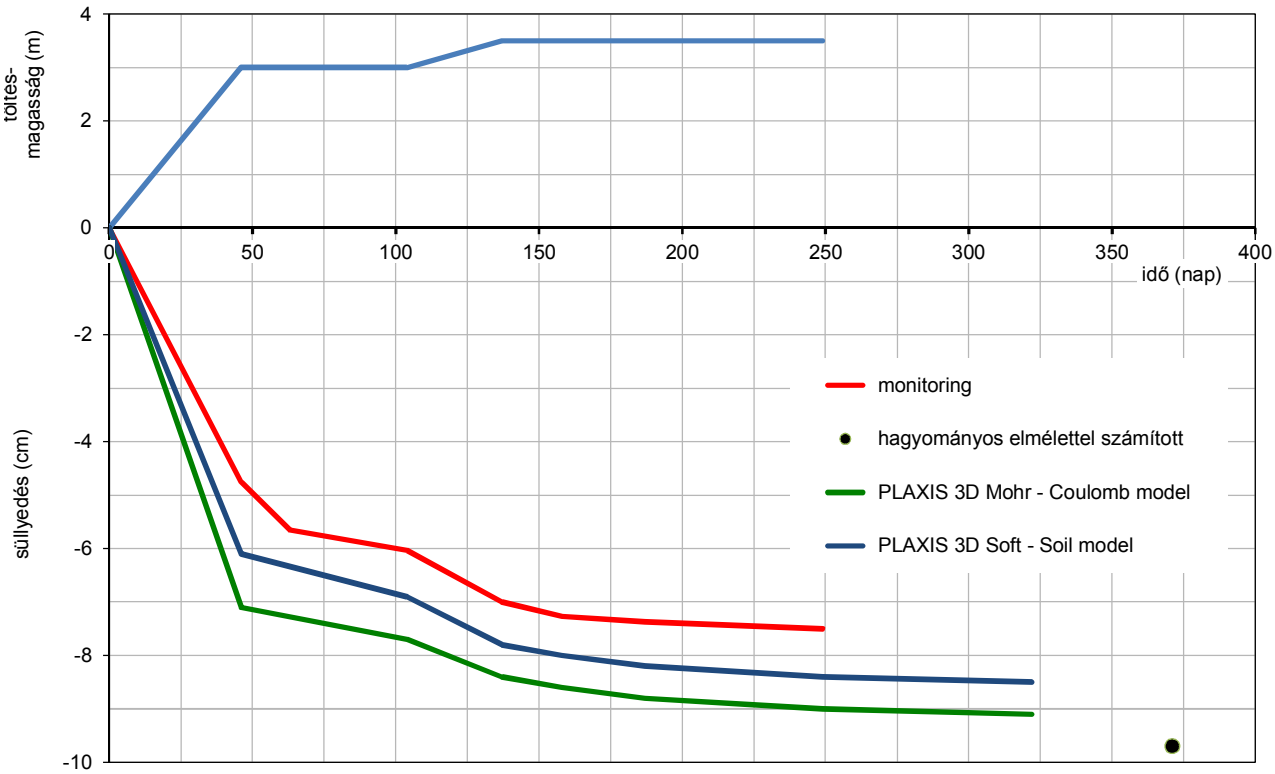
- a SS-modellel végzett számítások süllyedésértékei kisebbek, mint az MC-modellel végzett számításoké, s mindkettő nagyobb a mérteknél, de a „tévedés” nem nagy,
- a mozgásképek megfelelnek a szokásos tapasztalatnak (teknőszerű alak) és az anyagmodell nem nagyon befolyásolja őket,
- egyik anyagmodellnél sincs a töltéslábnál emelkedés, ami az alaptörés veszélyére utalna,
- az oldalkitérés mértéke az SS-modellel kisebb, mint az MC modellel.

5.2. táblázat. Talajfizikai jellemzők – Zalavasút 119+50 km szelvény

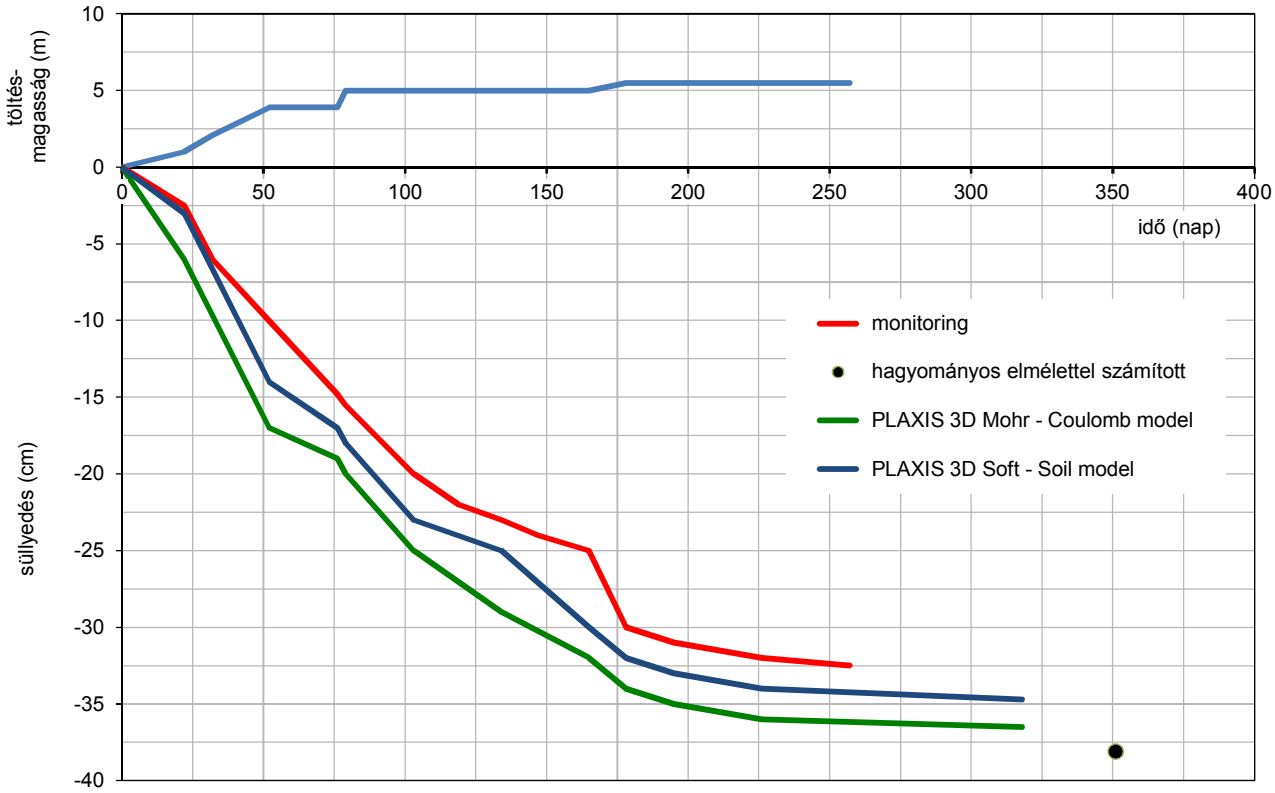
paraméterek			1	2	3	4	5	6
			töltés	zúzottkő	agyag 1.	agyag 2.	kavics	vibrált kőoszlop
vízáteresztőképességi együttható	$k_x=k_y=k_z$	m/nap	1	1	$9{,}2\cdot10^{-6}$	$8{,}1\cdot10^{-6}$	1	1
drénezetlen nyírószilárdság	c_u	kN/m^2	1	1	23	25	1	1
belső súrlódási szög	ϕ	°	35	36	1	1	36	35
összenyomódási modulus	E_{oed}	kN/m^2	30	30	2800	3200	35	30
módosított kompressziós index	λ^*	-	-	-	0,0180	0,0200	-	-
módosított duzzadási index	κ^*	-	-	-	0,0030	0,0035	-	-

5.3. táblázat. Talajfizikai jellemzők – M7 autópálya 153+80 km szelvény

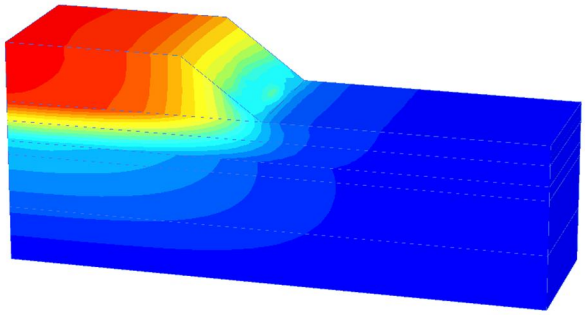
paraméterek			1	2	3	4	5	6	7	8
			töltés	zúzottkő	tőzeg 1.	tőzeg 2.	iszapos homok	agyag	homok	kőtömzs
vízáteresztőképességi együttható	$k_x=k_y=k_z$	m/nap	1	1	0,36	0,36	1	$8{,}6\cdot10^{-6}$	1	1
drénezetlen nyírószilárdság	c_u	kN/m^2	1	1	18	25	2	35	1	1
belső súrlódási szög	ϕ	°	35	36	1	1	26	18	33	35
összenyomódási modulus	E_{oed}	kN/m^2	30	30	500	600	9500	6000	15000	30
módosított kompressziós index	λ^*	-	-	-	0,0460	0,0510	-	-	-	-
módosított duzzadási index	κ^*	-	-	-	0,0077	0,0085	-	-	-	-



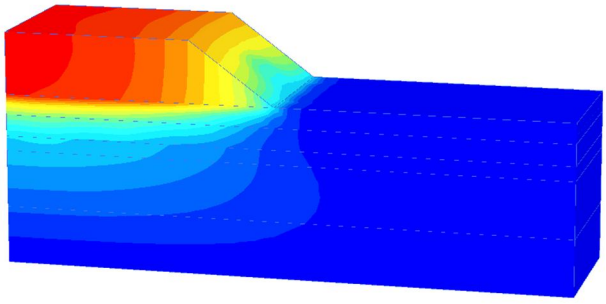
5.3. ábra. Zalavasút 119+50 szelvényben végzett mérési és süllyedésszámítási eredmények



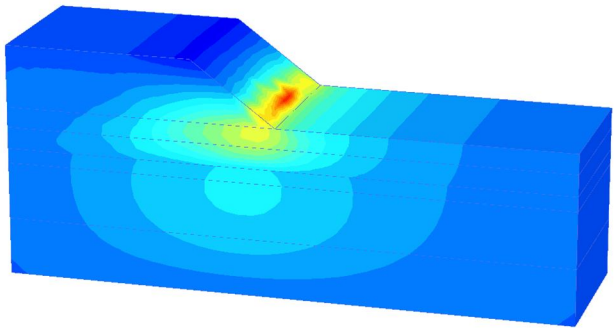
5.4. ábra. M7 autópálya 153+80 szelvényben végzett mérési és süllyedésszámítási eredmények



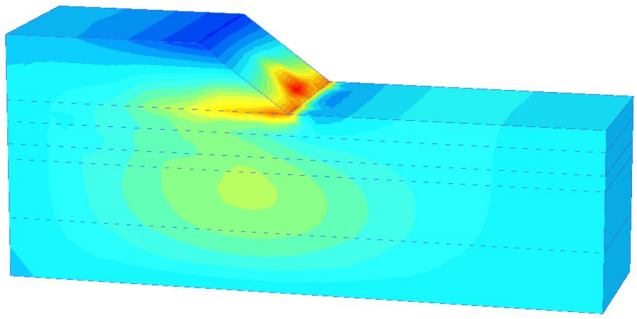
teljes deformáció – Mohr-Coulomb modell



teljes deformáció – Soft-Soil modell

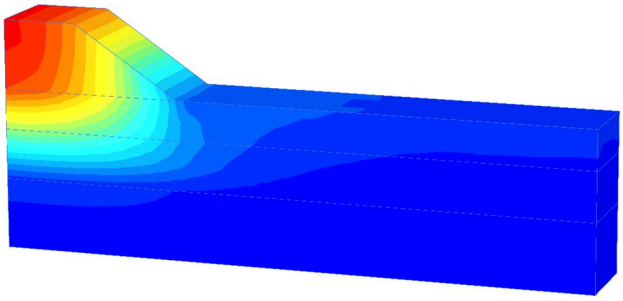


vízszintes mozgás – Mohr-Coulomb modell

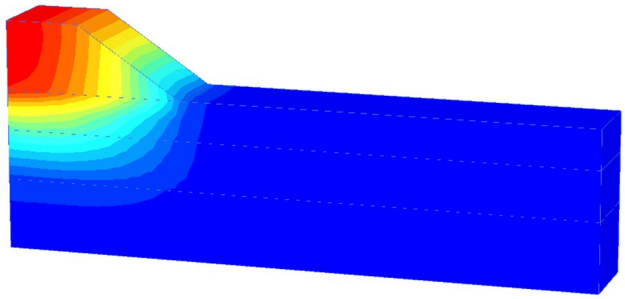


vízszintes mozgás – Soft-Soil modell

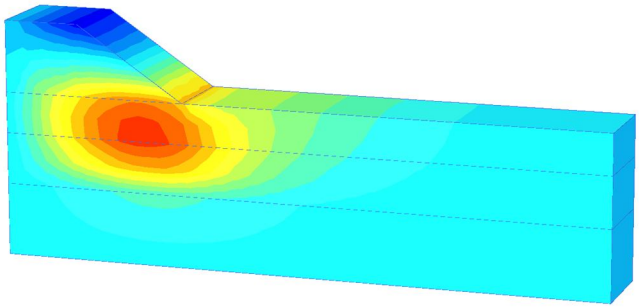
5.5. ábra. Ordacsehi, jellegzetes mozgásképek



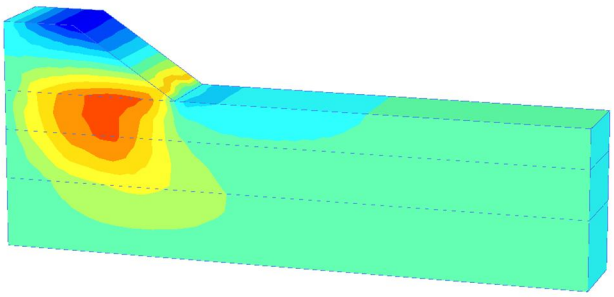
teljes deformáció – Mohr-Coulomb modell



teljes deformáció – Soft-Soil modell



vízszintes mozgás – Mohr-Coulomb modell



vízszintes mozgás – Soft-Soil modell

5.6. ábra. Zalavasút, jellegzetes mozgásképek

6. A fejlett talajmodellek alakváltozási jellemzőinek felvétele

A véges elemes programok fejlettebb anyagmodelljeinek használatát jelentősen korlátozzák az input paraméterek felvételének nehézségei. A gyakorlatban sokszor nincs mód igényes laboratóriumi vizsgálatokra [Szilvágyi, 2009].

A Széchenyi István Egyetem Geotechnikai Laboratóriumában az utóbbi években közel kétszáz olyan ödométeres vizsgálat készült, melyből az új terhelésre vonatkozó alakváltozási paraméterek mellett a tehermentesülésre és az újraterhelésre vonatkozóakat is meghatároztuk. A következőkben ezeknek a vizsgálatoknak az eredményeit elemzem, és olyan összefüggéseket adok meg, melyek akkor is alkalmazhatóak, ha valamilyen ok miatt nincs mód igényes vizsgálatra.

Az elemzésbe összesen 153 vizsgálat eredményét vontam be. Nem vettem figyelembe az előterhelt talajokat, illetve amelyeknek valamely adatuk „fura" volt. A vizsgálatok jelentős része szokványos süllyedésszámításhoz készült, nem véges elemes modellezéshez, ezért a vizsgálatok körülményei, peremfeltételei a szokásosak voltak, a terhelési lépcsőket mindig az adott projektre vonatkozóan határoztuk meg, elsősorban a minta származási mélységét figyelembe véve. A vizsgálatok legnagyobb része az M6 autópályához és a Királyegyházi Cementgyárhoz készült. A minták nagyobbrészt pleisztocén korú, löszös eredetű, normálisan konszolidált agyag.

A vizsgált talajok típusát és az alakváltozási paraméterek jellemző értékeit a *6.1 táblázat* érzékelteti. A *6.2. táblázat* tartalmazza részletesen az egyes laboratóriumi vizsgálatok eredményeit.

6.1. táblázat. A vizsgálatba bevont minták talajfizikai jellemzőinek statisztikai paraméterei

paraméterek			minimum	maximum	átlag	szórás	medián
víztartalom	w_o	%	12,14	34,47	22,10	3,92	22,78
hézagtényező	e_o	-	0,48	0,88	0,64	0,07	0,64
plasztikus index	I_p	%	9,00	59,90	20,70	9,69	18,0
konzisztencia index	I_{co}	-	0,18	1,80	0,96	0,26	0,94
mélység	z	MPa	3,20	74,80	25,10	16,27	21,30
összenyomódási modulus első terhelésre	E_{oed}	MPa	3,80	31,70	10,90	4,69	10,20
összenyomódási modulus tehermentesítésre	E_{ur}	MPa	10,30	157,5	53,70	27,92	49,69
konstans	A	-	0,007	0,114	0,031	0,02	0,03
konstans	B	-	0,241	0,966	0,572	0,15	0,56
kompressziós index	C_c	-	0,032	0,191	0,106	0,03	0,105
duzzadási index	C_s	-	0,004	0,037	0,018	0,01	0,019
módosított kompressziós index	λ^*	-	0,009	0,044	0,028	0,007	0,028
módosított duzzadási index	κ^*	-	0,001	0,009	0,005	0,002	0,005

6.2. táblázat. Vizsgálati eredmények

Helyszín	sor-szám	minta jele	z	w	e	Ip	w_L	w_P	I_c	B	A	E	E_{ur}	E_{ur}/E	C_c	C_s	C_c/C_s	λ^*	κ^*
			m	*%*	-	-	-	-	-	-	-	*kN/m²*	*kN/m²*	-	-	-	-		
Királyegyházi cementgyár	1	k-G1-21,20	21,20	22,40	0,607	32,6	54,0	21,4	0,96	0,31	0,08	8,2	42,6	5,2	0,133	0,025	5,4	0,036	0,007
	2	k-G2-12,20	12,20	23,53	0,681	28,7	48,9	20,2	0,87	0,79	0,02	8,0	32,3	4,1	0,125	0,023	5,4	0,032	0,006
	3	k-G2-27,30	27,30	22,90	0,621	22,8	43,7	20,9	0,90	0,58	0,03	11,1	79,4	7,1	0,103	0,022	4,7	0,028	0,006
	4	k-G3-6,20	6,20	23,72	0,651	18,2	39,8	21,6	0,88	0,45	0,03	8,0	45,0	5,6	0,107	0,021	5,2	0,028	0,005
	5	k-G4-21,20	21,20	22,50	0,617	20,0	42,3	22,3	0,99	0,73	0,02	10,0	33,3	3,3	0,091	0,014	6,5	0,024	0,004
	6	k-G5-9,20	9,20	25,12	0,699	14,0	36,0	22,0	0,78	0,91	0,02	6,9	21,7	3,1	0,116	0,015	7,5	0,030	0,004
	7	k-G5-24,20	24,20	22,43	0,615	18,0	31,0	13,0	0,86	0,46	0,03	12,7	78,2	6,2	0,112	0,013	8,7	0,030	0,003
	8	k-G6-9,20	9,20	25,04	0,696	14,0	36,0	22,0	0,78	0,48	0,04	6,5	33,3	5,2	0,128	0,028	4,6	0,033	0,007
	9	k-G6-14,50	14,50	25,82	0,714	26,0	45,0	19,0	0,74	0,41	0,05	6,7	42,9	6,4	0,119	0,019	6,4	0,030	0,005
	10	k-G7-12,20	12,20	24,60	0,676	26,0	45,0	19,0	0,78	0,56	0,04	6,3	31,9	5,1	0,127	0,024	5,4	0,033	0,006
	11	k-GC1-12,20	12,20	22,97	0,606	22,0	44,0	22,0	0,96	0,65	0,03	6,9	19,1	2,8	0,092	0,016	5,8	0,025	0,004
	12	k-GC1-18,20	18,20	25,70	0,704	14,0	37,0	23,0	0,81	0,24	0,11	6,9	49,0	7,1	0,129	0,015	8,6	0,033	0,004
	13	k-GC1-21,20	21,20	26,29	0,721	32,0	55,0	23,0	0,90	0,57	0,05	5,4	25,6	4,7	0,152	0,029	5,2	0,038	0,007
	14	k-GC1-30,20	30,20	22,37	0,617	26,0	48,0	22,0	0,99	0,78	0,02	11,0	72,5	6,6	0,104	0,021	5,0	0,028	0,006
	15	k-GC1-36,20	36,20	25,96	0,706	13,0	38,0	25,0	0,93	0,70	0,02	10,4	65,2	6,2	0,167	0,026	6,4	0,042	0,007
	16	k-GC2-3,30	3,30	24,00	0,657	37,0	62,0	25,0	1,03	0,45	0,05	3,8	16,7	4,4	0,117	0,021	5,6	0,031	0,005
	17	k-GC2-15,20	15,20	22,47	0,621	19,0	42,0	23,0	1,03	0,47	0,04	8,3	35,7	4,3	0,093	0,016	5,7	0,025	0,004
	18	k-GC2-24,30	24,30	22,79	0,626	41,0	63,0	22,0	0,98	0,50	0,04	9,0	37,0	4,1	0,123	0,020	6,2	0,033	0,005
	19	k-GE1-12,20	12,20	22,43	0,610	20,9	41,3	20,4	0,90	0,73	0,02	7,1	26,1	3,7	0,090	0,015	6,0	0,024	0,004
	20	k-GE1-24,20	24,20	23,98	0,661	35,4	56,5	21,1	0,92	0,27	0,10	8,6	37,0	4,3	0,153	0,030	5,1	0,040	0,008
	21	k-GE2-9,20	9,20	23,30	0,640	13,7	34,7	21,0	0,83	0,29	0,08	5,6	33,3	6,0	0,109	0,022	5,0	0,029	0,006
	22	k-GE2-18,20	18,20	24,80	0,673	12,8	33,9	21,1	0,71	0,40	0,05	8,9	74,1	8,3	0,110	0,013	8,5	0,029	0,003
	23	k-GE3-6,30	6,30	22,92	0,637	13,7	34,7	21,0	0,86	0,73	0,02	6,7	15,6	2,3	0,116	0,019	6,0	0,031	0,005
	24	k-GH1-18,20	18,20	24,28	0,667	11,0	32,0	21,0	0,70	0,56	0,03	7,9	51,3	6,5	0,130	0,019	6,8	0,034	0,005
	25	k-GH1-27,30	27,30	23,39	0,640	18,0	39,0	21,0	0,87	0,56	0,03	9,8	71,9	7,4	0,136	0,025	5,3	0,036	0,007
	26	k-GH2-27,30	27,30	23,64	0,640	18,0	39,0	21,0	0,90	0,58	0,03	10,9	51,4	4,7	0,123	0,016	7,7	0,033	0,004
	27	k-GH2-33,30	33,30	22,70	0,622	22,0	45,0	23,0	1,86	0,35	0,05	12,5	85,1	6,8	0,096	0,013	7,6	0,026	0,003
	28	k-GH 2-6,20	6,20	23,98	0,663	14,0	36,0	22,0	0,86	0,48	0,04	5,8	14,2	2,5	0,130	0,026	5,1	0,034	0,007
	29	k-GH 2-12,20	12,20	23,99	0,651	16,0	37,0	21,0	0,81	0,43	0,03	10,2	48,1	4,7	0,120	0,024	5,0	0,031	0,006
	30	k-GI 1-12,20	12,20	20,76	0,574	29,0	49,0	20,0	0,97	0,67	0,02	7,9	20,6	2,6	0,095	0,023	4,1	0,026	0,006
	31	k-GI 1-24,20	24,20	24,30	0,671	36,0	57,0	21,0	0,91	0,31	0,07	8,8	43,0	4,9	0,141	0,026	5,4	0,037	0,007
	32	k-GI 2-18,30	18,30	24,60	0,672	13,0	35,0	22,0	0,80	0,43	0,05	7,1	38,5	5,4	0,140	0,022	6,3	0,036	0,006
	33	k-GK1-3,80	3,80	23,83	0,660	36,6	61,4	24,8	1,03	0,48	0,05	4,0	19,1	4,8	0,119	0,020	6,0	0,031	0,005
	34	k-GK1-9,20	9,20	25,42	0,706	14,2	37,0	22,8	0,83	0,26	0,10	4,8	27,3	5,7	0,133	0,027	5,0	0,034	0,007

Helyszín	sor-szám	minta jele	z	w	e	Ip	w_L	w_P	I_c	B	A	E	E_{ur}	E_{ur}/E	C_c	C_s	C_c/C_s	λ^*	κ^*
			m	%	-	-	-	-	-	-	-	*kN/m²*	*kN/m²*	-	-	-	-		
Királyegyházi cementgyár	35	k-GK1-28,50	28,50	24,70	0,687	17,9	40,0	22,1	0,85	0,62	0,03	9,9	44,6	4,5	0,153	0,024	6,5	0,039	0,006
	36	k-GK1-42,30	42,30	17,26	0,570	10,7	27,0	16,3	0,89	0,24	0,06	22,7	114,3	5,0	0,068	0,011	6,4	0,019	0,003
	37	k-GK1-52,30	52,30	24,10	0,652	31,3	54,1	22,8	0,97	0,53	0,03	15,3	58,4	3,8	0,144	0,030	4,8	0,038	0,008
	38	k-GK1-58,20	58,20	23,12	0,636	43,7	67,5	23,8	1,01	0,60	0,02	17,5	57,3	3,3	0,143	0,023	6,2	0,038	0,006
	39	k-GK2-6,10	6,20	24,28	0,670	16,0	38,0	22,0	0,86	0,54	0,03	6,0	14,4	2,4	0,116	0,020	5,7	0,030	0,005
	40	k-GK2-18,20	18,20	24,64	0,681	16,0	39,0	23,0	0,90	0,38	0,04	10,4	69,3	6,7	0,118	0,014	8,5	0,030	0,004
	41	k-GK2-34,50	34,50	26,64	0,725	31,0	53,0	22,0	0,85	0,55	0,03	9,6	69,0	7,2	0,141	0,021	6,7	0,035	0,005
	42	k-GK2-40,50	40,50	23,93	0,669	32,0	55,0	23,0	0,97	0,82	0,01	15,4	47,8	3,1	0,111	0,028	4,0	0,029	0,007
	43	k-GNY1-9,20	9,20	22,02	0,606	13,0	35,0	22,0	1,00	0,55	0,03	6,7	42,6	6,3	0,098	0,019	5,2	0,027	0,005
	44	k-GNY1-21,20	21,20	23,47	0,663	34,0	52,0	18,0	0,84	0,65	0,02	8,6	25,8	3,0	0,129	0,027	4,7	0,034	0,007
	45	k-GNY1-36,30	36,30	25,35	0,691	14,0	36,0	22,0	0,76	0,31	0,07	12,6	57,1	4,5	0,135	0,016	8,4	0,035	0,004
	46	k-12,40-12,55	12,40	27,50	0,711	21,0	44,0	23,0	0,79	0,50	0,05	5,5	26,7	4,9	0,135	0,028	4,8	0,034	0,007
	47	k-1 15,50-15,75	15,50	21,93	0,591	10,0	32,0	22,0	1,01	0,45	0,04	8,6	31,3	3,6	0,118	0,022	5,5	0,032	0,006
	48	k-1 6,20-6,40	6,20	20,33	0,580	18,0	35,0	17,0	0,81	0,67	0,02	7,8	47,9	6,1	0,096	0,021	4,7	0,026	0,006
	49	k-1 24,50-24,70	24,50	22,71	0,621	18,0	40,0	22,0	0,96	0,56	0,03	10,9	30,8	2,8	0,128	0,024	5,3	0,034	0,006
	50	k-1 63,40-63,6	63,40	22,62	0,617	36,0	59,0	23,0	1,01	0,66	0,01	20,1	84,0	4,2	0,139	0,026	5,3	0,037	0,007
	51	k-1 71,50-71,9	71,70	21,69	0,750	9,0	25,0	16,0	0,37	0,68	0,02	11,9	58,8	4,9	0,146	0,036	4,1	0,036	0,009
	52	k2-17,20-17,40	17,20	22,89	0,632	16,0	36,0	20,0	0,82	0,54	0,03	9,4	33,3	3,5	0,125	0,019	6,4	0,033	0,005
	53	k2-44,20-44,40	44,20	22,14	0,624	18,0	36,0	18,0	0,77	0,80	0,02	10,4	81,6	7,8	0,110	0,018	6,2	0,029	0,005
	54	k-2 40,50-40,70	40,50	19,48	0,558	34,0	58,0	24,0	1,13	0,58	0,03	12,3	49,7	4,0	0,102	0,023	4,5	0,028	0,006
	55	k-2 3,40-3,60	3,40	27,51	0,747	20,0	40,0	20,0	0,62	0,81	0,02	7,3	23,8	3,2	0,133	0,026	5,1	0,033	0,006
	56	k-2 9,20-9,40	9,20	26,17	0,656	15,0	34,0	19,0	0,52	0,50	0,03	7,4	29,7	4,0	0,148	0,028	5,2	0,039	0,007
	57	k-2 25,20-25,40	25,20	23,39	0,631	20,0	40,0	20,0	0,83	0,58	0,03	10,4	49,7	4,8	0,105	0,023	4,6	0,028	0,006
	58	k-2 50,50-50,70	50,50	19,83	0,570	26,0	41,0	15,0	0,81	0,57	0,02	20,1	127,0	6,3	0,087	0,016	5,5	0,024	0,004
	59	k-2 63,50	63,50	21,25	0,679	20,0	42,0	22,0	1,04	0,80	0,02	11,5	80,5	7,0	0,101	0,014	7,2	0,026	0,004
	60	k-2 66,70-66,90	66,70	19,94	0,548	17,0	40,0	23,0	1,18	0,53	0,02	26,5	157,5	6,0	0,070	0,009	7,9	0,020	0,002
	61	k-2 67,70-67,90	67,70	18,15	0,592	20,0	40,0	20,0	1,29	0,67	0,01	19,5	74,1	3,8	0,095	0,016	6,0	0,026	0,004
	62	k-2 74,80	74,80	17,13	0,498	15,0	33,0	18,0	1,06	0,45	0,02	31,7	146,7	4,6	0,057	0,016	3,5	0,017	0,005
Kazincbarcika	63	k-R2-16,00	16,00	19,61	0,592	21,0	43,0	22,0	1,11	0,52	0,03	9,8	46,5	4,7	0,095	0,019	4,9	0,026	0,005
	64	k-R3-14,30	14,30	23,27	0,682	10,0	32,0	22,0	0,87	0,67	0,02	10,0	58,8	5,9	0,108	0,018	6,0	0,028	0,005
	65	k-R5-12,60	12,60	21,29	0,648	21,0	43,0	22,0	1,03	0,75	0,02	8,8	38,5	4,4	0,109	0,023	4,7	0,029	0,006
	66	k-R6-12,50	12,50	23,68	0,702	22,0	47,0	25,0	1,06	0,62	0,03	6,8	47,6	7,0	0,109	0,023	4,7	0,028	0,006
	67	k-R6-15,60	15,60	24,44	0,716	22,0	47,0	25,0	1,03	0,66	0,03	7,7	45,5	5,9	0,097	0,013	7,3	0,025	0,003

Helyszín	sor-szám	minta jele	z	w	e	Ip	w_L	w_P	I_c	B	A	E	E_{ur}	E_{ur}/E	C_c	C_s	C_c/C_s	λ^*	κ^*
			m	%	-	-	-	-	-	-	-	kN/m^2	kN/m^2	-	-	-	-		
Budapest	68	k-AU II-1-3,5	3,50	23,69	0,645	45,6	65,0	19,4	0,91	0,63	0,03	5,2	16,7	3,2	0,111	0,019	5,7	0,029	0,005
	69	k-AU II-2-3,2	3,20	18,56	0,547	47,5	63,0	15,5	0,94	0,66	0,03	5,6	23,8	4,3	0,103	0,014	7,2	0,029	0,004
	70	k-AU II-3-6,0	6,00	24,70	0,671	38,8	61,0	22,2	0,94	0,69	0,04	4,6	10,4	2,3	0,155	0,028	5,5	0,040	0,007
	71	k-AU II-4-4,8	4,80	21,88	0,598	59,9	80,0	20,1	0,97	0,91	0,01	7,6	26,9	3,5	0,100	0,023	4,4	0,027	0,006
	72	k-AU II-6-4,7	4,70	23,40	0,687	40,9	59,0	18,1	0,87	0,58	0,04	4,7	18,8	4,0	0,122	0,020	6,1	0,031	0,005
	73	k B3 fúrás 14,60-14,77	14,60	22,25	0,660	11,7	29,8	18,1	0,65	0,57	0,03	9,5	28,8	3,0	0,085	0,014	6,0	0,022	0,004
	74	k B5 fúrás 6,70-6,87	6,70	14,73	0,600	31,0	63,2	32,2	1,56	0,84	0,02	8,6	37,7	4,4	0,089	0,019	4,7	0,024	0,005
	75	k B6 fúrás 12,10-12,27	12,10	24,02	0,751	12,4	34,8	22,4	0,87	0,77	0,02	8,7	42,3	4,9	0,131	0,027	4,9	0,032	0,007
	76	pollackk I-1-10 m	10,00	17,99	0,549	10,0	27,0	17,0	0,90	0,80	0,02	8,4	30,5	3,6	0,049	0,009	5,2	0,014	0,003
	77	k I-2	10,00	18,60	0,565	11,0	28,0	17,0	0,85	0,90	0,03	4,3	27,9	6,4	0,095	0,012	7,8	0,026	0,003
	78	k II-1	17,00	14,87	0,492	13,4	33,9	20,5	1,42	0,79	0,02	9,2	64,3	7,0	0,036	0,006	6,0	0,011	0,002
	79	k II-17,00	17,00	18,98	0,598	16,1	37,3	21,2	1,14	0,50	0,02	12,0	68,2	5,7	0,076	0,013	5,8	0,021	0,004
	80	Keleti 17,05-17,30	17,20	22,85	0,685	22,6	43,5	20,9	0,91	0,59	0,03	7,3	23,4	3,2	0,102	0,019	5,4	0,026	0,005
	81	Keleti 20,30-20,50	20,40	16,85	0,530	26,0	52,4	26,4	1,36	0,58	0,02	13,4	37,4	2,8	0,073	0,015	4,9	0,021	0,004
	82	hengermalomk T3-8,60	8,70	14,51	0,590	38,0	66,0	28,0	1,36	0,80	0,03	4,5	10,6	2,3	0,077	0,015	5,1	0,021	0,004
	83	hengermalomk T5-9,20	9,20	13,13	0,493	33,0	58,0	25,0	1,36	0,89	0,02	6,6	14,2	2,2	0,060	0,010	5,8	0,017	0,003
	84	hengermalomk T10-9,2	9,20	16,90	0,584	29,0	54,0	25,0	1,28	0,71	0,02	7,5	32,6	4,4	0,092	0,014	6,8	0,025	0,004
	85	szemerek-12-12,20	12,20	28,01	0,700	14,0	35,0	21,0	0,50	0,75	0,02	6,9	22,3	3,2	0,109	0,017	6,6	0,028	0,004
	86	szemerek-15-9,87	9,70	21,09	0,590	15,7	38,9	23,2	1,13	0,97	0,01	7,1	23,7	3,3	0,069	0,009	7,9	0,019	0,002
M6 autópálya	87	k 1812-5,20	5,20	14,66	0,510	13,0	33,0	20,0	1,41	0,48	0,02	9,6	32,8	3,4	0,032	0,004	7,5	0,009	0,001
	88	k 1812-13,50	13,50	18,17	0,588	29,0	53,0	24,0	1,20	0,69	0,01	13,3	51,3	3,8	0,050	0,009	5,7	0,014	0,002
	89	k 1812-19,50	19,50	13,92	0,560	17,0	39,0	22,0	1,48	0,75	0,01	11,3	63,5	5,6	0,057	0,012	4,7	0,016	0,003
	90	k 1816-7,50	7,50	15,04	0,560	14,0	35,0	21,0	1,43	0,53	0,03	6,4	41,3	6,4	0,055	0,007	7,6	0,015	0,002
	91	k-1678-5-10,0-I	11,00	31,55	0,881	32,2	54,1	21,9	0,70	0,57	0,03	7,0	53,1	7,6	0,155	0,027	5,8	0,036	0,006
	92	k-1679-3-21,0-I	21,40	21,50	0,598	15,8	36,1	20,3	0,92	0,63	0,02	12,5	53,8	4,3	0,098	0,011	8,8	0,027	0,003
	93	k-1679-3-25,1-I	25,40	24,53	0,685	32,6	57,8	25,2	1,02	0,83	0,01	12,1	78,4	6,5	0,113	0,020	5,5	0,029	0,005
	94	k-1679-3-25,1-II	25,40	23,12	0,687	32,6	57,8	25,2	1,06	0,66	0,02	10,2	66,0	6,5	0,128	0,024	5,3	0,033	0,006
	95	k-1687-1-25,1-I	25,40	15,82	0,485	14,9	32,4	17,5	1,11	0,57	0,03	11,0	66,9	6,1	0,077	0,015	5,3	0,023	0,004
	96	k-1687-1-30,5	30,50	21,62	0,643	18,4	36,6	18,2	0,81	0,51	0,03	10,5	24,2	2,3	0,126	0,022	5,7	0,033	0,006
	97	k-1680-1-50,20-I	50,30	27,37	0,745	11,8	31,0	19,2	0,31	0,51	0,02	26,0	142,9	5,5	0,161	0,031	5,3	0,040	0,008
	98	k-1680-1-51,90-II	52,20	34,47	0,850	34,6	61,1	26,5	0,77	0,70	0,02	13,6	42,6	3,1	0,179	0,026	7,0	0,042	0,006
	99	k-1680-1-53,40-I	53,60	20,82	0,660	18,5	42,5	24,0	1,17	0,46	0,02	27,5	149,3	5,4	0,109	0,019	5,7	0,029	0,005
	100	k-1684-1-35,20-I	35,20	19,41	0,579	17,2	38,2	21,0	1,09	0,42	0,03	16,4	110,0	6,7	0,107	0,018	6,1	0,029	0,005
	101	k-1684-1-48,80-m	48,80	25,99	0,764	13,5	38,1	24,6	0,90	0,43	0,04	7,6	30,2	4,0	0,141	0,021	6,9	0,035	0,005
	102	k-1684-1-50,60-I	50,60	28,84	0,752	11,8	31,0	19,2	0,18	0,28	0,08	14,4	83,0	5,7	0,153	0,021	7,3	0,038	0,005
	103	k-1684-1-52,80-I	52,70	24,30	0,690	30,6	57,9	27,3	1,10	0,91	0,01	18,7	86,9	4,7	0,127	0,025	5,1	0,033	0,006
	104	k-1684-1-52,80-II	52,80	26,28	0,747	30,6	57,9	27,3	1,03	0,71	0,02	14,7	91,7	6,3	0,158	0,028	5,6	0,039	0,007
	105	k 1681-39,20	39,20	25,00	0,664	13,2	32,2	19,0	0,55	0,42	0,04	12,9	83,1	6,4	0,119	0,022	5,4	0,031	0,006

Helyszín	sor-szám	minta jele	z	w	e	Ip	w_L	w_P	I_c	B	A	E	E_{ur}	E_{ur}/E	C_c	C_s	C_c/C_s	λ^*	κ^*
			m	*%*	-	-	-	-	-	-	-	*kN/m²*	*kN/m²*	-	-	-	-		
M6 autópálya	106	k 1681-43,20	43,20	25,23	0,721	18,9	40,7	21,8	0,82	0,39	0,05	14,5	47,1	3,2	0,125	0,023	5,4	0,031	0,006
	107	k 1681-51,60	51,60	32,00	0,880	30,6	58,4	27,8	0,86	0,51	0,04	11,9	29,1	2,5	0,191	0,031	6,1	0,044	0,007
	108	k 1683-27,20	27,20	20,77	0,600	13,3	33,8	20,5	0,98	0,62	0,02	11,5	74,8	6,5	0,081	0,010	8,5	0,022	0,003
	109	k 1683-32,60	32,70	21,01	0,606	27,5	49,0	21,5	1,30	0,77	0,01	12,2	51,3	4,2	0,089	0,014	6,4	0,024	0,004
	110	k 1683-40,60	40,60	23,09	0,654	30,0	53,4	23,4	1,01	0,55	0,02	16,1	85,1	5,3	0,094	0,016	6,0	0,025	0,004
	111	k 1683-51,30	51,30	18,70	0,545	18,1	38,6	20,5	1,10	0,41	0,03	20,0	112,1	5,6	0,104	0,021	5,0	0,029	0,006
	112	k 1683-58,60	58,60	24,82	0,678	15,8	34,8	19,0	0,63	0,47	0,03	18,5	62,8	3,4	0,150	0,023	6,6	0,039	0,006
	113	k 1685-33,20	33,20	13,16	0,520	21,9	43,4	21,5	1,38	0,52	0,03	12,4	80,0	6,4	0,057	0,010	5,7	0,016	0,003
	114	k 1685-47,60	47,60	25,90	0,750	31,7	60,1	28,4	1,08	0,53	0,02	19,4	67,8	3,5	0,110	0,021	5,2	0,027	0,005
	115	k 1687-45,20	45,20	24,77	0,688	18,5	35,7	17,2	0,59	0,45	0,04	15,1	79,2	5,2	0,136	0,023	5,9	0,035	0,006
	116	k 1687-52,20	52,20	29,22	0,807	49,9	77,3	27,4	0,96	0,67	0,02	13,3	61,1	4,6	0,175	0,037	4,7	0,042	0,009
	117	k 1691-2-23,40	23,40	23,75	0,640	14,3	34,9	20,6	0,78	0,40	0,04	10,6	66,1	6,3	0,091	0,017	5,5	0,024	0,004
	118	k 1698-2-13,40	13,40	12,14	0,490	12,4	33,3	20,9	1,71	0,46	0,04	8,3	40,4	4,9	0,040	0,007	5,5	0,012	0,002
	119	k 1698-2-17,20	17,20	18,53	0,640	17,4	38,1	20,7	1,12	0,57	0,02	11,3	47,3	4,2	0,074	0,011	6,9	0,020	0,003
	120	k 1698-2-23,40	23,40	21,43	0,576	9,2	29,0	19,8	0,82	0,48	0,04	9,7	41,2	4,2	0,083	0,018	4,7	0,023	0,005
	121	k 1698-2-25,40	25,40	25,11	0,674	12,5	36,4	23,9	0,90	0,60	0,03	10,2	51,9	5,1	0,104	0,018	5,7	0,027	0,005
	122	k 1698-2-29,40	29,40	17,25	0,560	10,0	30,0	20,0	1,27	0,42	0,04	13,4	64,5	4,8	0,076	0,016	4,9	0,021	0,004
	123	k 1700-2-18,40	18,40	15,30	0,522	16,3	36,6	20,3	1,31	0,43	0,02	15,3	50,3	3,3	0,051	0,008	6,8	0,015	0,002
	124	k 1700-2-20,40	20,40	14,71	0,570	10,4	31,3	20,9	1,60	0,72	0,02	8,9	65,6	7,3	0,070	0,015	4,6	0,019	0,004
	125	k 1706-2-7,60	7,60	13,87	0,540	12,2	32,5	20,3	1,53	0,51	0,03	8,1	45,7	5,7	0,049	0,007	6,7	0,014	0,002
	126	k 1708-2-16,70	16,70	14,21	0,570	12,3	31,2	18,9	1,38	0,53	0,03	10,8	71,4	6,6	0,067	0,010	7,0	0,018	0,003
	127	k 1708-2-19,40	19,40	15,78	0,564	11,3	30,8	19,5	1,33	0,53	0,03	11,1	63,7	5,8	0,039	0,008	4,8	0,011	0,002
	128	k 1708-2-22,40	22,40	20,03	0,587	15,8	34,8	19,0	0,93	0,51	0,03	12,1	46,0	3,8	0,071	0,010	7,2	0,019	0,003
	129	k 1708-2-26,40	26,40	22,65	0,650	10,3	33,3	23,0	1,03	0,40	0,04	13,4	73,4	5,5	0,098	0,019	5,2	0,026	0,005
	130	k 1708-2-28,40	28,40	23,46	0,633	13,1	33,3	20,2	0,75	0,51	0,04	10,0	71,4	7,1	0,110	0,019	5,9	0,029	0,005
	131	k 1710-23,60	23,60	16,26	0,621	11,3	31,0	19,7	1,30	0,50	0,03	11,5	62,7	5,4	0,047	0,005	8,8	0,013	0,001
	132	k 1710-31,20	31,20	23,02	0,633	12,8	32,7	19,9	0,75	0,45	0,04	11,7	66,7	5,7	0,090	0,011	8,2	0,024	0,003
	133	k 1710-35,20	35,20	27,34	0,747	15,2	34,1	18,9	0,45	0,61	0,02	11,8	66,7	5,7	0,129	0,020	6,5	0,032	0,005
	134	k 1710-39,20	39,20	22,98	0,688	22,8	48,1	25,3	1,09	0,51	0,03	15,8	61,8	3,9	0,094	0,017	5,5	0,024	0,004
	135	k 1711-M-18,20	18,20	19,22	0,588	16,2	38,4	22,2	1,18	0,53	0,02	11,5	40,8	3,6	0,077	0,015	5,1	0,021	0,004
	136	k 1711-M-25,60	25,60	23,70	0,636	11,4	31,7	20,3	0,70	0,48	0,04	9,7	48,2	5,0	0,105	0,020	5,3	0,028	0,005
	137	k 1711-M-34,60	34,60	20,54	0,552	11,7	32,0	20,3	0,98	0,55	0,03	11,8	55,6	4,7	0,097	0,011	8,8	0,027	0,003
	138	k 1711-M-38,60	38,60	19,75	0,587	31,3	52,6	21,3	1,05	0,51	0,02	17,8	72,1	4,0	0,079	0,014	5,6	0,021	0,004
	139	k 1713-2-14,40	14,40	24,19	0,620	9,7	28,9	19,2	0,49	0,80	0,03	5,2	11,8	2,3	0,093	0,011	8,8	0,025	0,003
	140	k 1713-2-20,40	20,40	25,45	0,644	13,1	31,5	18,4	0,46	0,53	0,03	10,4	81,6	7,9	0,109	0,015	7,1	0,029	0,004

Helyszín	sor-szám	minta jele	z	w	e	Ip	w_L	w_P	I_c	B	A	E	E_{ur}	E_{ur}/E	C_c	C_s	C_c/C_s	λ^*	κ^*
			m	%	-	-	-	-	-	-	-	kN/m^2	kN/m^2	-	-	-	-		
M6 autópálya	141	k 1713-2-22,40	22,40	23,57	0,596	14,7	37,3	22,6	0,93	0,46	0,04	9,5	33,1	3,5	0,093	0,019	5,0	0,025	0,005
	142	k 1713-2-26,40	26,40	22,39	0,611	20,7	41,7	21,0	0,93	0,46	0,04	9,6	50,3	5,2	0,101	0,014	7,0	0,027	0,004
	143	k 1720-2-20,40	20,40	16,42	0,531	15,2	33,8	18,6	1,14	0,61	0,02	11,0	52,6	4,8	0,058	0,011	5,2	0,016	0,003
	144	k 1720-2-22,40	22,40	22,76	0,637	13,3	33,0	19,7	0,77	0,53	0,03	8,8	31,3	3,5	0,101	0,018	5,6	0,027	0,005
	145	k 1720-2-26,40	26,40	15,76	0,561	23,4	44,0	20,6	1,21	0,59	0,02	12,7	72,7	5,7	0,073	0,010	7,4	0,020	0,003
	146	k 1720-2-28,40	28,40	21,12	0,566	12,9	33,1	20,2	0,93	0,33	0,06	11,4	64,1	5,6	0,127	0,018	7,0	0,035	0,005
	147	k 1722-18,20	18,20	22,11	0,666	20,3	42,3	22,0	0,99	0,72	0,02	10,6	50,6	4,8	0,081	0,015	5,3	0,021	0,004
	148	k 1722-25,60	25,60	20,11	0,604	14,0	34,1	20,1	1,00	0,64	0,03	9,0	58,8	6,5	0,101	0,012	8,2	0,027	0,003
	149	k 1722-34,20	34,20	22,14	0,626	12,1	30,8	18,7	0,72	0,62	0,03	10,9	83,3	7,7	0,103	0,020	5,1	0,028	0,005
	150	k 1722-39,20	39,20	20,05	0,538	12,1	32,7	20,6	1,05	0,61	0,02	12,0	76,9	6,4	0,103	0,020	5,2	0,029	0,006
	151	k 1724-2-19,20	19,20	14,79	0,600	10,2	30,7	20,5	1,56	0,39	0,02	21,3	100,0	4,7	0,048	0,007	7,2	0,013	0,002
	152	k 1724-2-24,40	24,40	19,02	0,560	26,0	49,0	23,0	1,15	0,54	0,02	13,1	63,0	4,8	0,087	0,019	4,6	0,024	0,005
	153	k 1724-2-26,40	26,40	22,34	0,722	15,1	38,6	23,5	1,08	0,49	0,03	13,2	83,3	6,3	0,128	0,016	7,9	0,032	0,004

A táblázatban található betük jelentése:

z – mélység
w – víztartalom
e – hézegtényező
I_P – plasztikus index
I_c – konzisztencia index
B – konstans
A – konstans
E – rugalmassági modulus első terhelésre
E_{ur} – rugalmassági modulus tehermenesítésre
C_c – kompressziós index
C_s – duzzadási index
λ^* – módosított kompressziós index
κ^* – módosított duzzadási index

6.1 Hardening Soil modell bemenő paraméterei

6.1.1 A feldolgozás rendje

A bemenő paraméterek vizsgálatához az első terhelés kompressziós görbéit

$$\varepsilon_z = A \cdot \left(\frac{\sigma_z}{p}\right)^B \tag{6.1}$$

hatványfüggvénnyel írtam le [Smoltczyk, 1990; Mecsi,2010], melyben

- ε_z a függőleges fajlagos összenyomódás,
- σ_z a függőleges feszültség,
- A az összenyomódást jellemző szorzó,
- B az összenyomódást jellemző kitevő,
- p=100 kPa.

Ebből deriválással a HS-modellhez hasonló alakot kapunk az összenyomódási modulusra is σ_z függvényeként:

$$E_{oed} = \frac{p}{A \cdot B} \cdot \left(\frac{\sigma_z}{p}\right)^{1-B} \tag{6.2}$$

Az elemzett 153 db ödométeres vizsgálat eredményeként kapott σ_z…ε_z kompressziós görbére Excel-programmal illesztett hatványfüggvények A és B paramétereit összesítve a *6.2. táblázatban* közöltem, s megadtam az első terhelésre vonatkozóan a (6.2) képlettel számított E_{oed} összenyomódási modulusokat. Megadtam a táblázatban a tehermentesítésre és az újraterhelésre jellemző E_{ur} modulusokat is.

Mindkét modulust a hazai szokásoknak megfelelően úgy vettem fel, hogy a kezdeti hatékony feszültség és annak 100 kPa-lal megnövelt értékével kiadódó feszültségtartományra lehessen érvényesnek tekinteni őket.

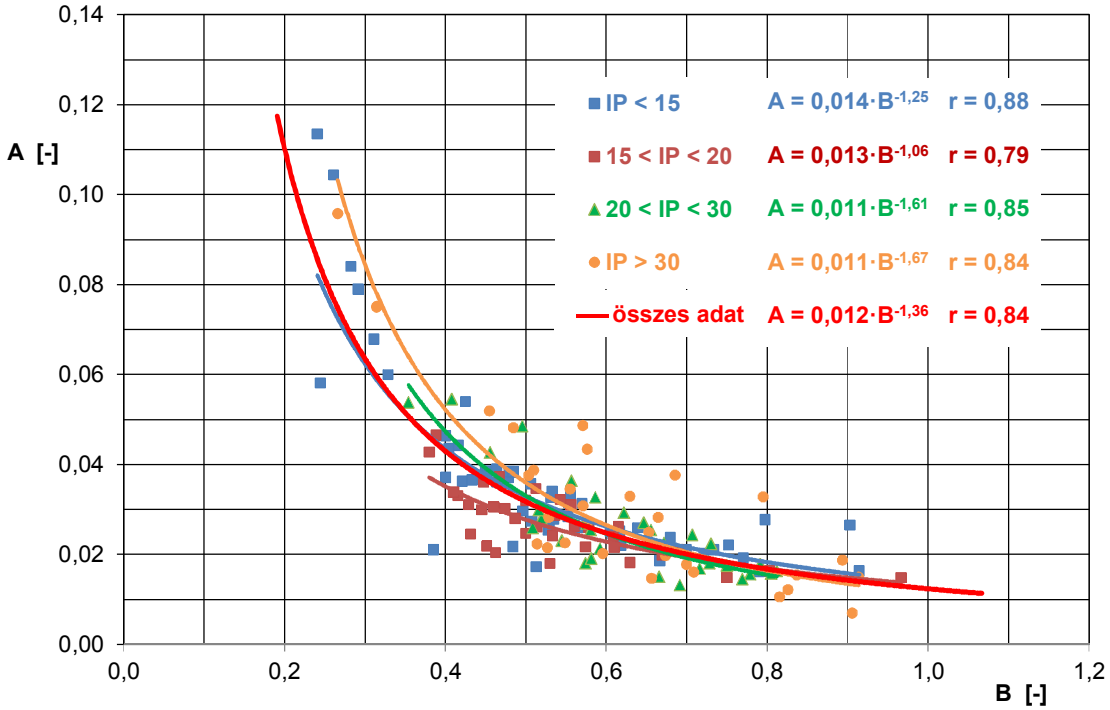
6.1.2 Az A és B paraméterek elemzése

A *6.1. ábrán* feltüntettem az A és B értékpárokat, melyen érzékelhető, hogy ezek a paraméterek nem függetlenek. A szakirodalom szerint [Smoltczyk, 1990] B-nek inkább a talajfajtától kellene függenie, míg A-nak inkább a talajállapottól, ám a jelen vizsgálat a két paraméter viszonylag szoros összefüggését mutatja.

A plaszticitással kissé változó összefüggéssel írható le a kapcsolatuk, a változásban van szabályosság, és az összes adatra érvényes

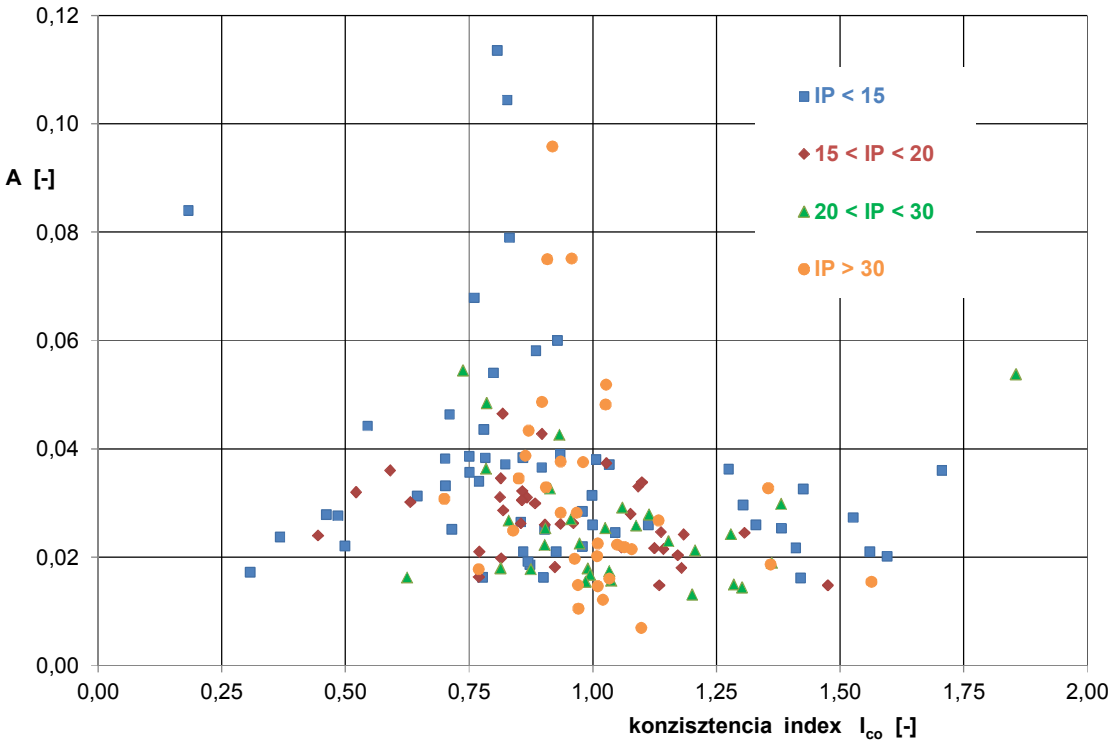
$$A = 0{,}012 \cdot B^{-1{,}36} \tag{6.3}$$

hatványfüggvény a teljes adathalmazt jól jellemzi.



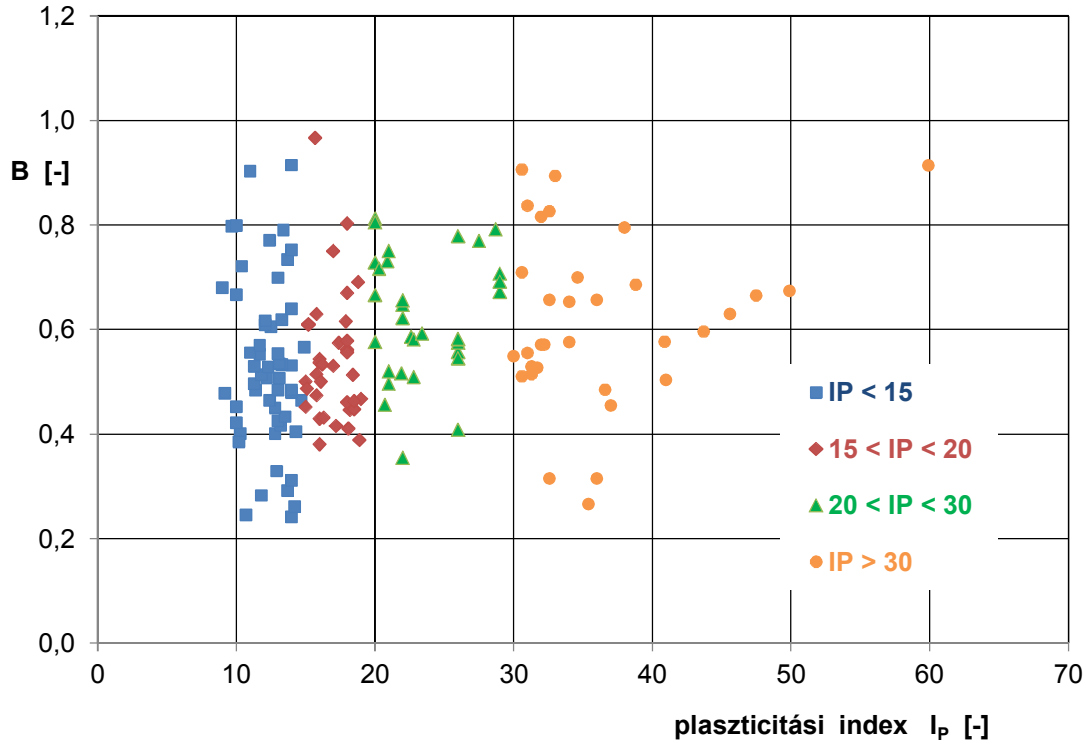
6.1. ábra. $A\ \varepsilon_z = A \cdot \left(\frac{\sigma_z}{p}\right)^B$ *képletben szereplő A és B konstans viszonya*

Az irodalmi információk nyomán megvizsgáltam, hogy az A és B paraméterek miként függenek az egyszerűbb talajparaméterektől, illetve a mintamélységtől. Az A paraméternek a konzisztenciaindextől való függését kerestem a *6.2. ábrán*, de ezen nem látható a várt kapcsolat.



6.2. ábra. $A\ \varepsilon_z = A \cdot \left(\frac{\sigma_z}{p}\right)^B$ *képletben szereplő A paraméter függetlensége a kezdeti talajállapottól*

A *6.3. ábra* a B paraméternek a plaszticitási index-től való függését mutatja, melyről a szakirodalomban az olvasható, hogy kövér agyag esetén 1,0 a jellemző, s ez csökken a kötöttség csökkentésével a homokokra jellemző 0,5-ig. Látható, hogy a mi adataink szerint B alig változik a plaszticitási index-szel, s hozzáteszem, B más paramétertől való függése sem volt kimutatható. B jórészt 0,4 és 0,8 között van, s úgy tűnik, helyesebb agyagokra is B≈0,5-0,6 értékkel számolni.



6.3. ábra. Az $\varepsilon_z = A \cdot \left(\frac{\sigma_z}{p}\right)^R$ *kompressziós függvény B kitevőjének változása a plaszticitási index-szel*

6.1.3 Az összenyomódási modulusok vizsgálata

A *6.4. ábrán* vizsgáltam az E_{oed} modulusok mélység szerinti változását. Látható, hogy az adatok a szokásos módon a mélységgel való növekedést mutatják. Megadtam különböző plaszticitási tartományokra a trendvonalakat, de végül is az állapítható meg, hogy az összes adatra kiadódott

$$E_{oed} = 0{,}25 \cdot z + 4{,}60 \qquad \text{[MPa]} \qquad (6.4)$$

összefüggés jól leírja a kapcsolat lényegét. Hazai lösz- és agyagtalajokra ehhez hasonlót állapított meg Varga [1966], frankfurti agyag talajokra Katzenbach [2008]. (Megemlítem, hogy a regressziós egyenest úgy állapítottam meg, hogy az E_{oed} értékeknek az egyenestől való eltérését minimalizáltam.) A *6.4. ábrán* egyébként az iszaptalajok esetében mutatkozott a leggyengébb korreláció, amit néhány, 40 m alatti mélységből származó minta modulusának bizonytalansága okozott.

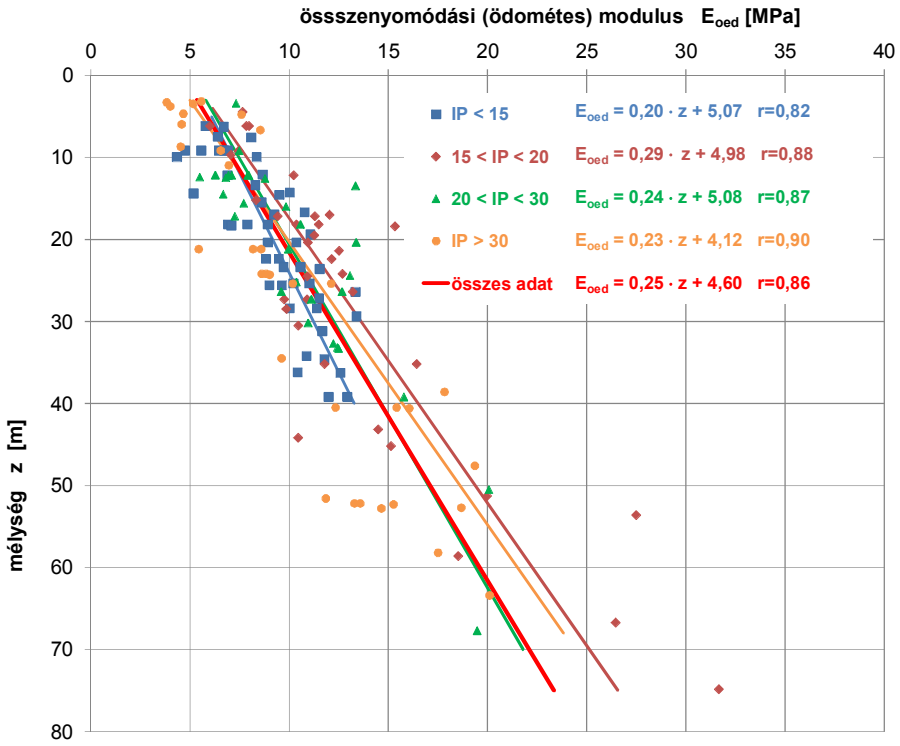
Megjegyzem, hogy az összenyomódási modulus mélységtől való függése mögött valójában a mechanikai állapot (a hatékony önsúlyfeszültségek és a keletkezés óta bekövetkezett térfogati alakváltozás) hatása rejlik. Normálisan konszolidált talajok esetében azonban ez általában korrelál a mélységgel, ezért adódik rá elfogadható összefüggés, s egyszerűsége miatt a gyakorlat szívesebben használ *E=f(z)* típusú függvényeket. Tudományos aspektusból szemlélve azonban a kérdést nyilván helyesebb a feszültség-alakváltozás kapcsolatot nemlineáris összefüggéssel leírni, s a talajt a feszültségektől és ebből következően természetesen a mélységtől is független paraméterekkel jellemezni, például a SoftSoil-modell λ^* módosított kompressziós indexével.

A *6.5. ábra* mutatja az első terhelésre jellemző összenyomódási modulus, valamint a tehermentés és újraterhelés esetén érvényes modulusok kapcsolatát.

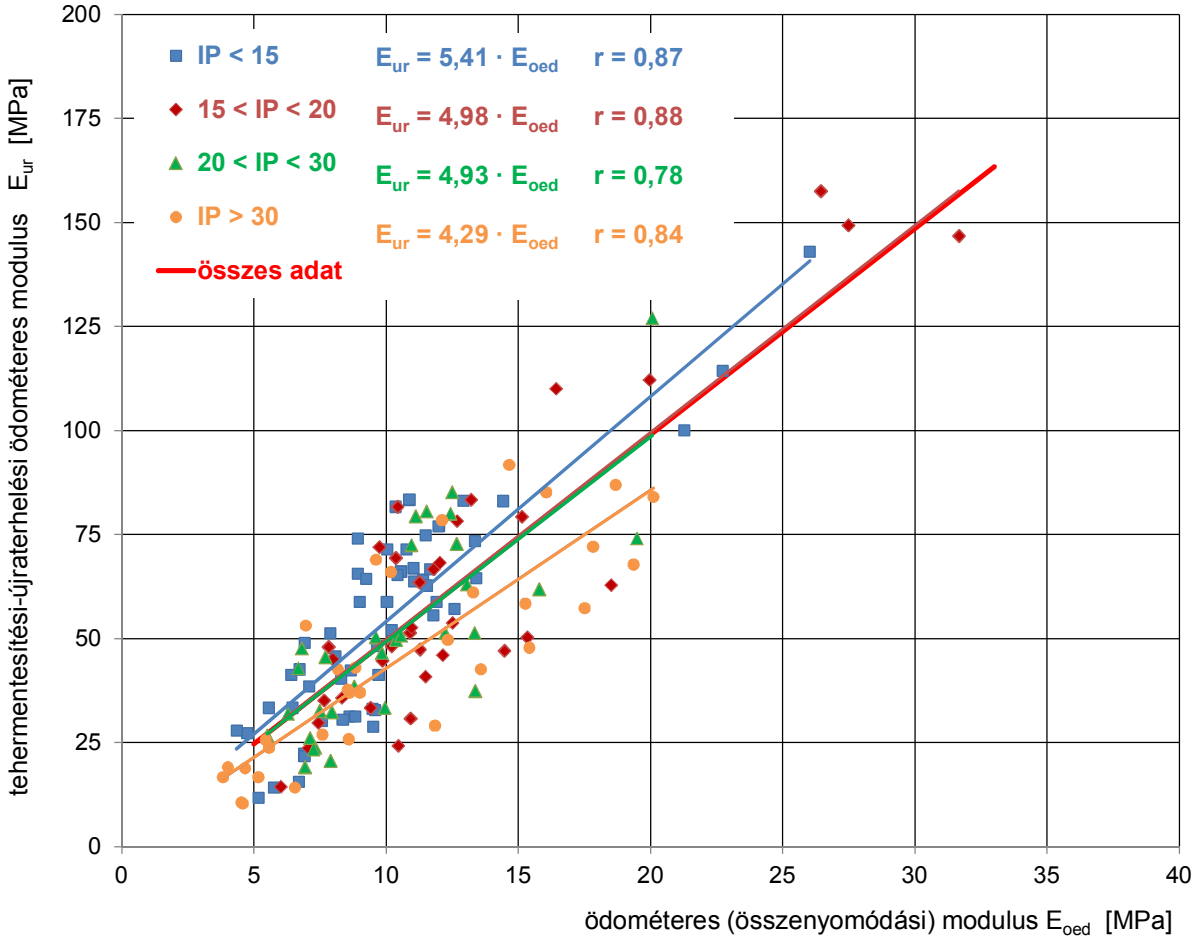
A *6.5. ábrán* látható, hogy van némi különbség a modulusok arányában a plaszticitás szerint, az arányszám a plaszticitással csökken, de végeredményként elfogadhatjuk az összes adatra nyert kifejezés kissé kerekített változataként az

$$E_{ur} \approx 5{,}0 \cdot E_{oed} \qquad \text{[MPa]} \qquad (6.5)$$

összefüggést. Ez összhangban van a PLAXIS kézikönyv ajánlásával, miszerint a két modulus aránya 3-5. Emlékeztetek arra is, hogy a királyegyházi munkán is hasonló arányú felkeményedést mutattak a süllyedésmérések. A saját kísérleteken alapuló (6.5) összefüggéssel tehát igazoltam, hogy a nemzetközi szakirodalmi ajánlások e tekintetben a hazai talajokra is alkalmazhatóak.



6.4. ábra. Az összenyomódási modulus változása a mélységgel



6.5. ábra. Az összenyomódási modulus és a tehermentesítési-újraterhelési modulus kapcsolata

6.2 A Soft Soil model bemenő adatai

6.2.1 Az adatfeldolgozás rendje

A 2.2.2.3. fejezetben bemutattam a PLAXIS program Soft Soil anyagmodelljét, az abban szereplő talajparamétereket. Az SS-modell jól használható a töltésalapozás kérdéskörében előforduló gyenge talajokra, ezért hasznosnak gondoltam e paraméterek vizsgálatát, annál is inkább, mivel hogy ez a modell – illetve ennek alapja, a feszültségek és az alakváltozások szemilogaritmikus összefüggése, melyet még Terzaghi [1943] vezetett be – Magyarországon kevéssé ismert.

Az SS-modell a módosított Cam-Clay modell továbbfejlesztése, annak λ és a κ paraméterekből származtatható az SS-modellben szereplő módosított kompressziós index (λ^*) és a módosított duzzadási index (κ^*). Az átszámítás a két paraméter között [Brinkgreve, 2002],

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e_0} \tag{6.6}$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e_0} \tag{6.7}$$

(A módosítás abból ered, hogy a Cam-Clay modell a hézagtényező változását írja le, az SS-modell viszont a fajlagos térfogatváltozását, ezért kell bevezetni az $1+e_o$ osztót.)

A módosított Cam-Clay modell λ és a κ paraméterei viszont a szemilogaritmikus feszültség-alakváltozás egyenletének kompressziós (C_c) és a duzzadási (C_s) indexéből erednek:

$$\lambda = \frac{C_c}{ln10} \tag{6.8}$$

$$\kappa = \frac{C_s}{ln10} \tag{6.9}$$

(A módosítás ez esetben a természetes és a tízes alapú logaritmus közötti átszámítást jelenti, melyre azért van szükség, mert az eredeti Terzaghi-féle feszültség-alakváltozás összefüggés tízes alapú logaritmussal, a CAM Clay modell viszont természetes alapúval számol.)

A nemzetközi szakirodalomban főleg a már régóta használatos C_c és C_s indexekre vannak tapasztalati összefüggések, ezért első lépésben ezeket elemeztem a vizsgált talajokra. Az előbbi összefüggésekkel azonban ezekből számíthatók a további paraméterek, így a Soft Soil anyagmodell paraméterei is. Kiemelem még, hogy amint a *6.1. táblázatban* látható, a vizsgált halmazra a kompressziós index átlagos értéke $C_c \approx 0{,}1$, melyet a szakirodalmi ajánlásokkal összhangban a hazai agyagtalajokra jellemző értékként lehet elfogadni [Szepesházi, 1986].

6.2.2 A paraméterek analízise

A kompressziós index a saját laboratóriumi vizsgálatok alapján a legjobb korrelációt a kezdeti víztartalommal mutatta, a *6.6. ábrán* ez látható. A különböző plaszticitási tartományokra adott, esetlegesen változó paraméterű egyenletek helyett talán helyesebb az összes adatra nyert

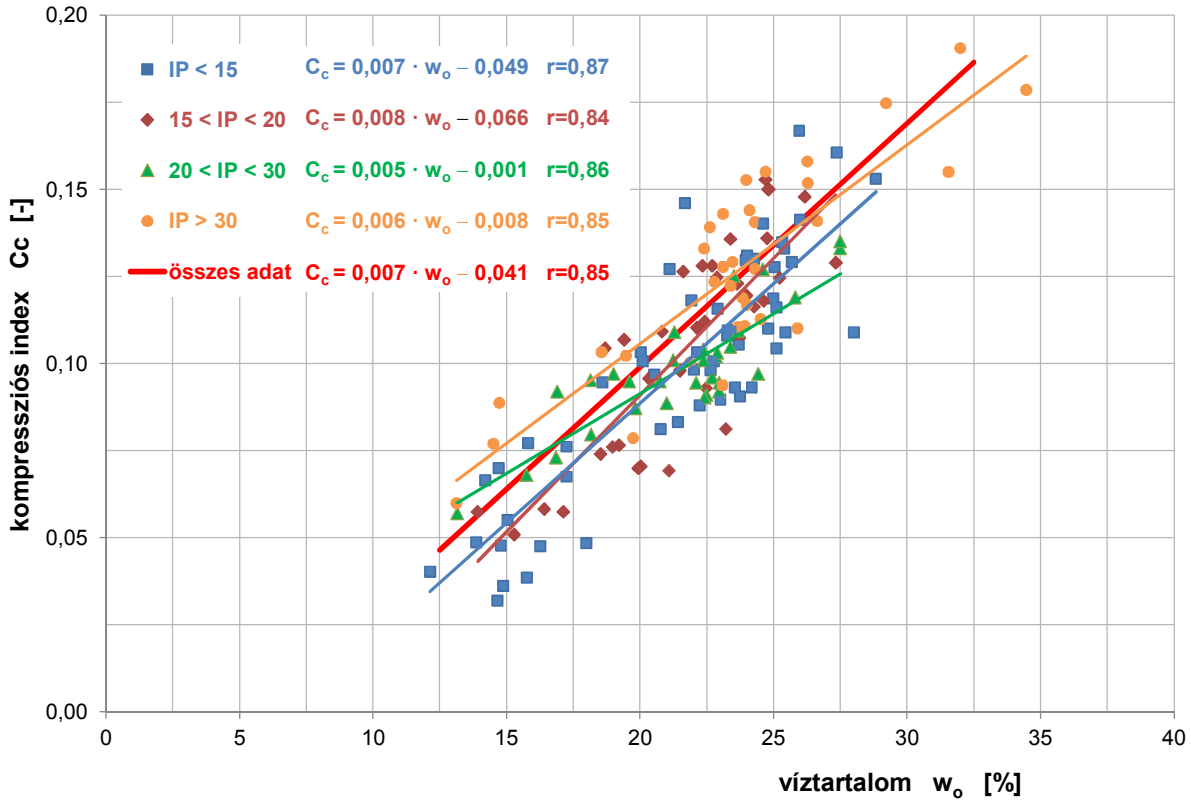
$$C_c = 0{,}007 \cdot (w_o - 5{,}9) \tag{6.10.}$$

összefüggést alkalmazni.

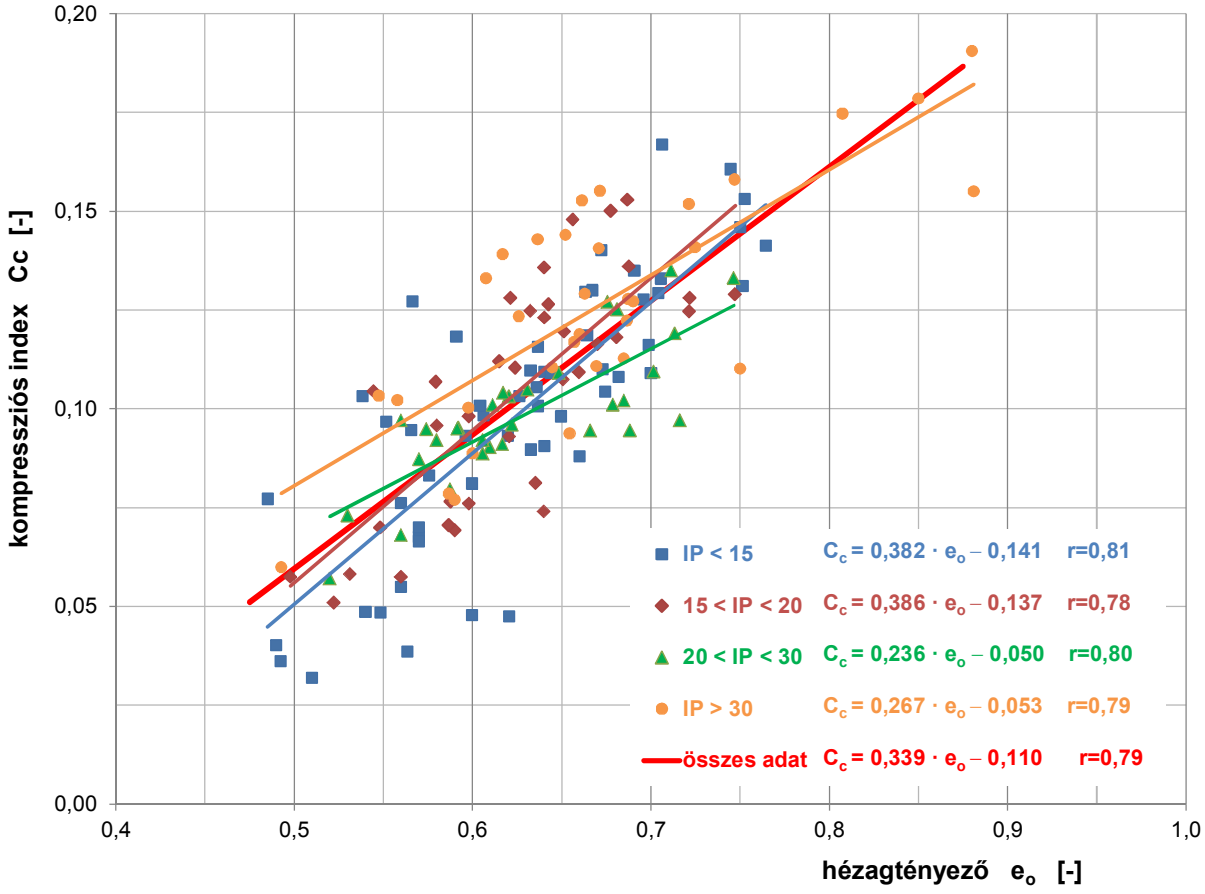
A *6.7. ábra* a kompressziós index és a kezdeti hézagtényező kapcsolatát mutatja. Az adatpárokra legjobban illeszkedő egyenes egyenlete :

$$C_c = 0{,}34 \cdot (e_o - 0{,}32) \tag{6.11}$$

A szakirodalomban számos ajánlás található a kompressziós index és a kezdeti víztartalom vagy a kezdeti hézagtényező kapcsolatára [Kempfert, 2006]. Ezekből néhányat az *5.3. táblázatban* Braja [2006] nyomán foglaltam össze. Az általam megállapított összefüggések ezekkel összhangban vannak.



6.6. ábra. A kompressziós index és a kezdeti víztartalom kapcsolata



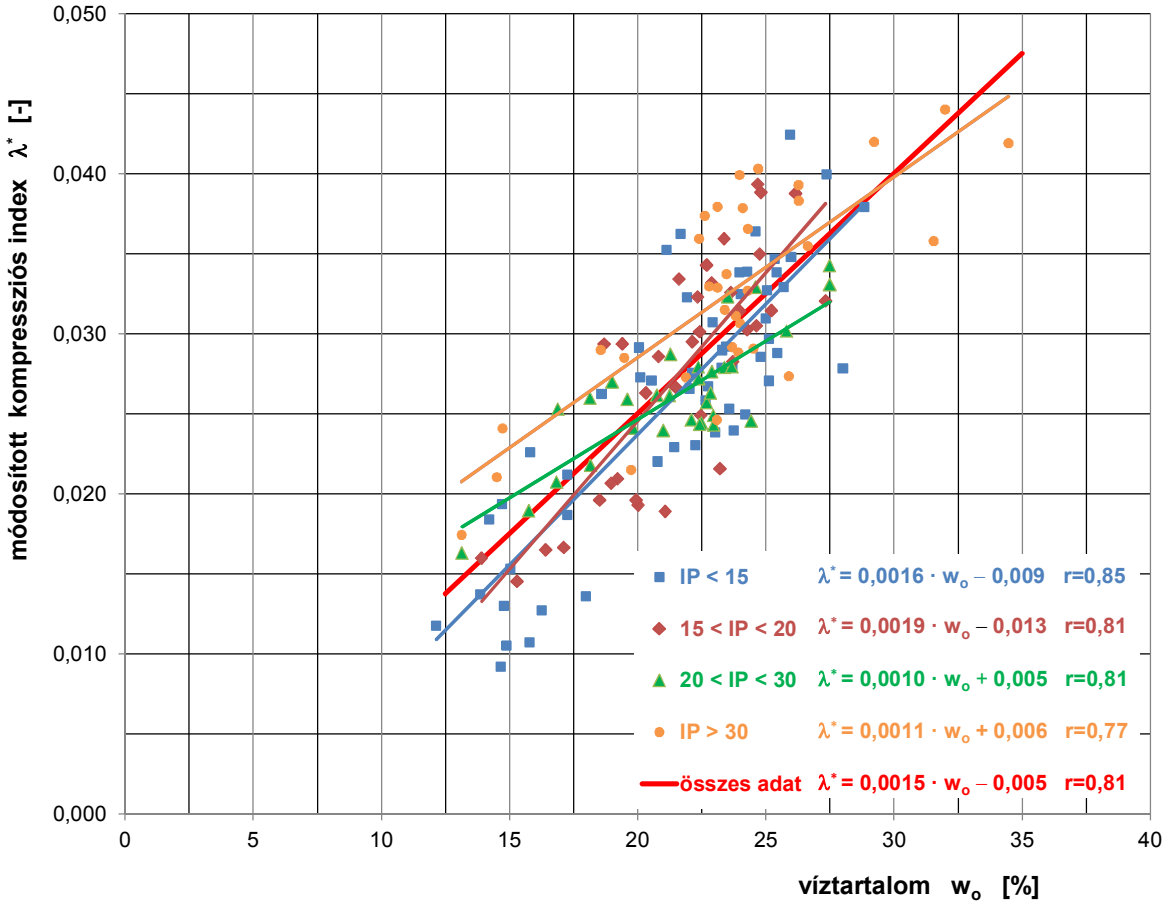
6.7. ábra. A kompressziós index és a kezdeti hézagtényező kapcsolata

6.3. táblázat. Szakirodalmi ajánlások a kompressziós indexre [Braja, 2006]

Skempton [1944]	áthalmozott agyag	$C_c = 0{,}007 \cdot (w_L - 7)$
	Chicago-agyag	$C_c = 0{,}013 \cdot w_o$
Hough [1957]	szervetlen kohéziós talaj	$C_c = 0{,}3 \cdot (e_o - 0{,}27)$
Nishida (1956)	agyag talaj	$C_c = 1{,}15 \cdot (e_o - 0{,}27)$
	alacsony plaszticitású talaj	$C_c = 0{,}75 \cdot (e_o - 0{,}50)$

6.8. ábrán a módosított kompressziós indexnek a kezdeti víztartalommal való korrelációját ábrázoltam. Ez gyengébb kapcsolatokat mutat, mint ami a *6.6. ábrán* látható, s az egyes plasztici-tási tartományokra vonatkozó egyenesek hajlása elég szeszélyesen változik. Az összes adatra nyert kapcsolat:

$$\lambda^* = 0{,}0015 \cdot (w_o - 3{,}3) \qquad (6.12.)$$



6.8. ábra. A módosított kompressziós index és a kezdeti víztartalom kapcsolata

A *6.9. ábra* a duzzadási és a kompressziós indexek kapcsolatát mutatja. Megállapítható, hogy a két paraméter között erős kapcsolat van, a duzzadási index közel hatoda a kompressziós

indexnek, ami jól egyezik a szakirodalmi ajánlásokkal. A duzzadási index az 5.12. képlettel számítható a kompressziós indexből:

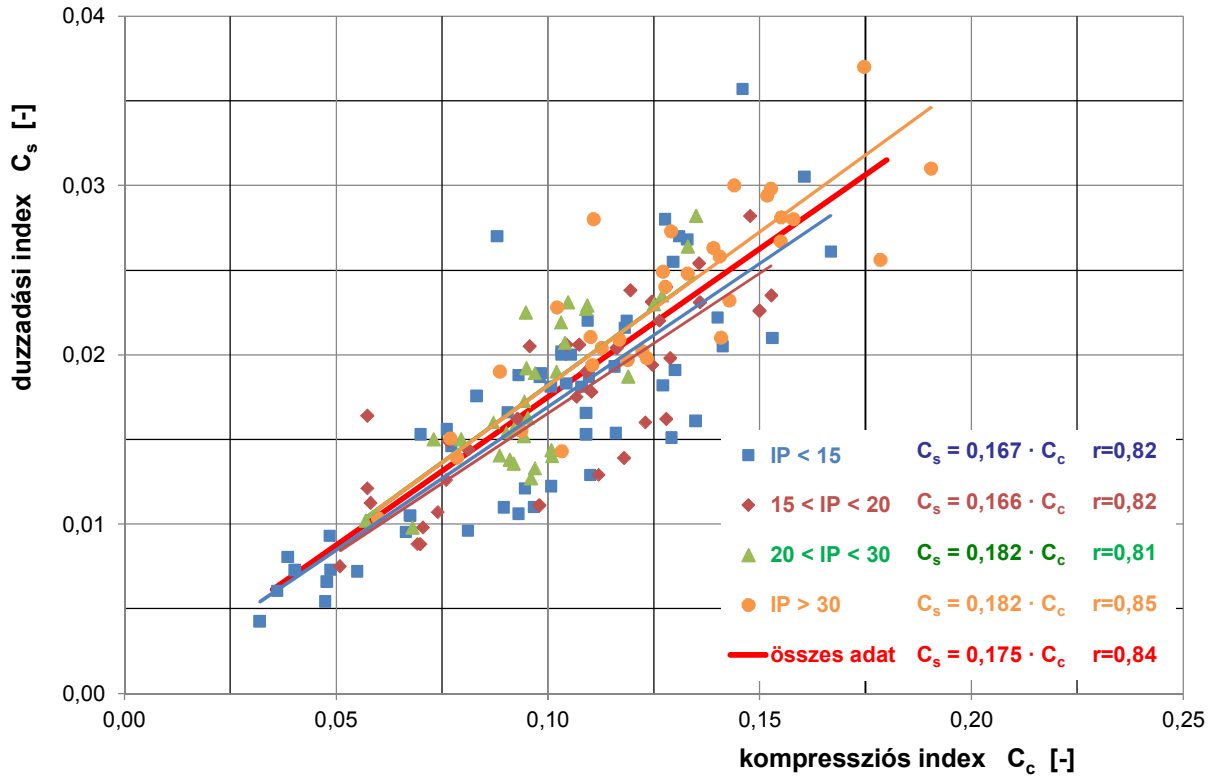
$$C_s = C_c \cdot 0{,}175 = C_c / 6 \qquad (6.13)$$

A Soft Soil modell λ^* és κ^* input paraméterének viszonyát a *6.10. ábrán* vizsgáltam. Az arányszámok lényegében azonosak a *6.9. ábrán* láthatókkal, a korrelációs tényezők valamivel kisebbek. Az összes mintát tekintve a módosított kompressziós és duzzadási indexek hányadosa

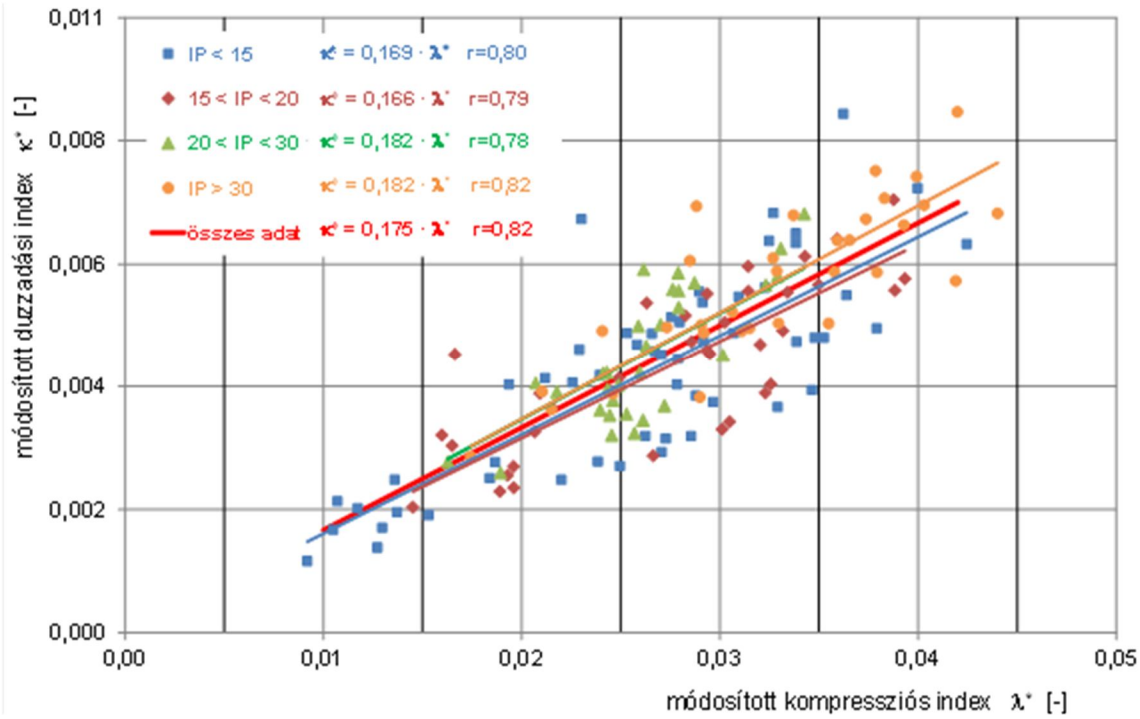
$$\frac{\lambda^*}{\kappa^*} = 6{,}0 \qquad (6.14)$$

ami illeszkedik a PLAXIS kézikönyv ajánlásával, mely szerint az arányszám 3 és 7 között van.

Saját, az 5.2.3. fejezetben bemutatott modellezésem tapasztalatai és a nemzetközi szakirodalomban található esettanulmányok is azt sugallják, hogy a puha altalajon épülő töltések alapozását célszerű az SS-modellel tervezni. Ez még akkor is reálisabb eredményt hozhat, ha az input paramétereket szakirodalmi ajánlások alapján vesszük fel. Az előbbi, hazai talajokra megállapított összefüggések ebben segíthetnek.



6.9. ábra. A duzzadási index és a kompressziós index kapcsolata



6.10. ábra. A módosított duzzadási index és a kompressziós index kapcsolata

7. Szemcsés anyagú cölöpalapozások 3D vizsgálata

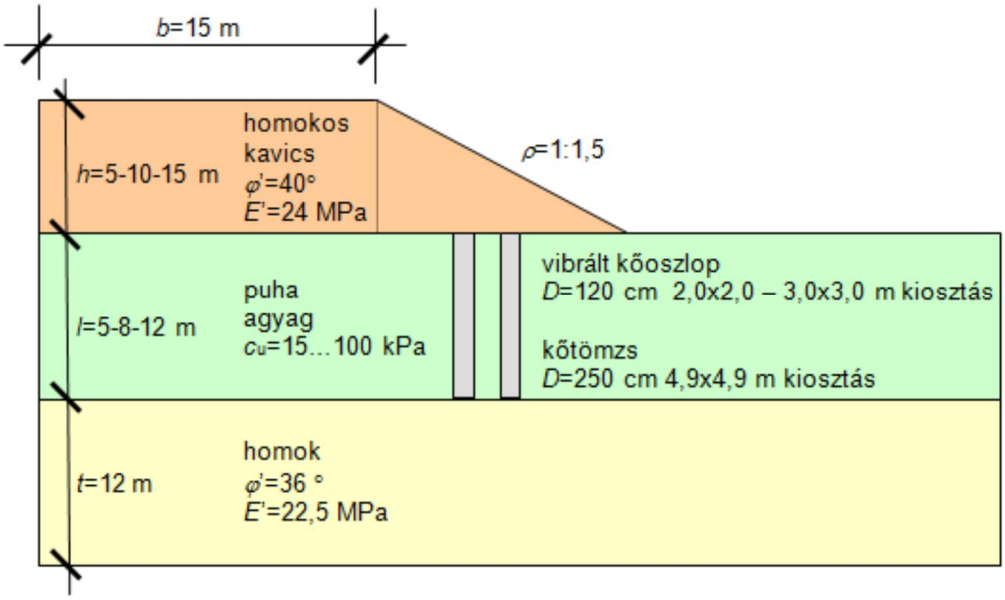
Mint azt a 2.2.1. fejezetben bemutattam, az új véges elemes programok lehetőséget teremtenek a térbeli modellezésre, ami az oszlopszerű talajjavítások esetében nyilván jobban közelítheti a valóságot. Ezek használata azzal az előnnyel is jár, hogy egyetlen modellel vizsgálható e megoldások süllyedéscsökkentő és állékonyságnövelő hatása is. Remélhető, hogy a térbeli modellezés alapján gazdaságosabban lehet ezeket az eljárásokat alkalmazni. Ezért célszerűnek találtam, hogy a legújabban piacra került PLAXIS 3D programmal különböző altalajviszonyokra és töltésméretekre, illetve vibrált kőoszlopos vagy kőtömzsös alapozásokra futtatásokat végezzek, s felmérjem, milyen eredményeket nyerhetünk ezzel a süllyedést és az állékonyságot illetően. A 7. fejezetben megállapított összefüggések, trendek az előtervezés fázisában végzendő számításokhoz kívánnak segítséget adni. Ezek adaptálásával más gyakorlati esetekben néhány futtatással bemérhető lehet a süllyedés és az állékonyság. A bemutatottak egyben úgy is tekinthetők, mint olyan eljárás, mely hasonló szimulációs számítások eredményeinek feldolgozására alkalmas.

7.1 A vizsgált töltésszerkezetek modellje

Egy viszonylag egyszerű feladaton keresztül, de a méreteket, talajparamétereket széles skálán változtatva vizsgáltam meg a Plaxis 3D programmal a vibrált kőoszlopok és kőtömzsök hatását. A *7.1. ábra* érzékelteti a legfontosabb adottságokat, változókat. A térbeli modell három cölöp-, illetve kőtömzs sorra terjedt ki. A számításba vett talajparamétereket az *7.1. táblázat* tartalmazza.

A vibrált kőoszlopok átmérője 1,20 m volt, bár a gyakorlatban inkább 60 cm-eseket szokás alkalmazni. Ennek egyik oka, hogy pl. a 15 m magas töltés alá 45 db oszlopot kellett „betervezni”, s ekkor a 60 cm-es elemek esetén a hálógenerálásnál problémák léptek fel. Ilyen elemek esetén nagyon finom háló kell, és ez – ha sikerült is a hálógenerálás – 30-50 órás futtatási időt is igényelt. A süllyedéscsökkentő és állékonyságnövelő hatás vizsgálati céljának eléréséhez nagyszámú futtatásra volt szükség, így a 60 cm átmérő vizsgálatára nem tudtam volna elég időt keríteni, mert a PLAXIS 3D programot a Széchenyi István Egyetem Szerkezetépítési és Geotechnikai Tanszéke kutatási céllal vette meg két éves licensre. Elfogadhatónak tartottam azt a gondolatot, hogy a d=1,2 m átmérőjű vibrált kőoszlop eredményeit együtt kezelve a d=2,5 m átmérőjű kőtömzsökével, ezek eredményei visszavetíthetők a d=0,6 m átmérőjű kőoszlopokra. Megjegyzendő, hogy a javítás mértékét a hagyományos méretezésben is az A_c/A viszonyszámmal fejezik ki, s ezt tettem én is. Úgy gondolom, hogy a d=1,2 m átmérő határeset, még lehet vibrált kőoszlop, de már elfogadható kőtömzsnek is. Az ÚT 2-1.222:2006 szerint a vibrált kőoszlopok készíthetők talajkiszorításos cölöpök készítésére alkalmas berendezéssel is, és ezekkel az 1,20 m átmérő elérhető. A 75-76. sz. út alapozásánál pl. 1,2 m-es kőoszlopok készültek.

A kőoszlopos talajjavítást csak 8 és 12 m vastag puha talajrétegre vonatkozóan vizsgáltam, mert ennél rövidebb cölöpöket készíteni általában gazdaságtalan. A dinamikus talajcserét viszont, mivel 10 m mély hatásmélység eléréséhez hatalmas döngölő tömegre van szükség, csak 5 és 8 m vastag puha talajrétegre vizsgáltam. A vibrált kőoszlopokat 15 kPa alatti drénezetlen nyírószilárdságra nem vizsgáltam, mert a tapasztalat szerint ilyen gyenge talajban fennáll a kihajlás veszélye, s ezért nem használják őket.



7.1. ábra. A szemcsés anyagú oszlopszerű talajjavítások modelljének adatai

A számításokban alapvetően a Mohr-Coulomb talajmodellt alkalmaztam. A kritikus gyenge, javított agyagréteget illetően a terhelés alatti viselkedést drénezetlennek tekintettem, s különböző c_u drénezetlen nyírószilárdságokkal jellemeztem. A töltést és a javító szemcsés anyagot drénezett vislekedésünek vettem, és a nyírószilárdságukat a hatékony belső súrlódási szöggel jellemeztem. Az MC talajmodell alkalmazásának fő oka is az időhiány volt, tekintve a nagyszámú futtatás szükségességét. Mellette szól azonban az is, hogy német ajánlások szerint monoton tehernövelések esetén e talajmodell is valósághű eredményeket ad. Néhány jellemző esetre a szemcsés anyagú cölöpalapozások süllyedéscsökkentő hatását vizsgáltam a korábbiakban vázoltak szerint korrektebbnek gondolható, de nagy időigényű Soft Soil talajmodellel is. Az ezekben alkalmazott paramétereket a 7.3.5. fejezet ismerteti.

Az állékonyság vizsgálatakor a PLAXIS-program által a drénezetlen viselkedés modellezésére felkínált 3 lehetőség közül az ún. „undrained C” típusút alkalmaztam. Ez a c_u drénezetlen nyírószilárdság mellett az E_u drénezetlen rugalmassági modulussal számol. Ez utóbbit irodalmi ajánlások alapján c_u 500-szorosára vettem fel [Lunne et. al, 1997], hozzáteszem, ennek a biztonság szempontjából nincs jelentősége.

A süllyedés vizsgálatakor az„undrained B" típusú talajmodellt választottam, mely a drénezetlen nyírószilárdság és a hatékony rugalmassági modulus értékeivel számol [Brinkgreve, 2010]. Az utóbbit az irodalmi ajánlások mellett hazai altalajjavítás nélküli töltésalapozási projektek nyírószondázási és süllyedésmérési eredményei alapján a c_u 50-szeresére vettem fel.

A modellezés során a kőoszlopok készítésekor a környező talajban bekövetkező tömörödést nem vettem figyelembe. Ezt általában elhanyagolják, pl. az ilyen talajjavításokban élenjáró Menard cég is, mivel a töltések terhét kb. 90 %-ban a kőoszlopok viselik, e hatás valószínűleg tényleg másodlagos.

7.1. táblázat. Talajfizikai jellemzők

Mohr-Coulomb			**1**	**2**	**2**	**3**	**4**
			töltés	**kavics**	**agyag**	**homok**	**kőoszlop, kőtömzs**
Típus			Drained	Drained	Undrained	Drained	Drained
térfogatsúly - telítettlen	γ_{unsat}	[kN/m^3]	20	20	15	20	22
térfogatsúly - telített	γ_{sat}	[kN/m^3]	20	20	18	20	22
vízáteresztőképességi együttható	$k_x=k_y=k_z$	[m/day]	1	1	0,0086	1	1
hatékony rugalmassági modulus	**E'**	[kN/m^2]			750 - 5000		
referencia feszültséghez tartozó rugalmassági modulus	E_{ref}	[kN/m^2]	24 000	20 000		22 500	30 000
Poisson tényező	ν	[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
drénezetlen nyírószilárdság	c_u	[kN/m^2]			15 - 100		
kohézió	c_{ref}	[kN/m^2]	1	1		1	1
belső súrlódási szög	φ	[°]	40	36	1	36	35
dilatációs szög	ψ	[°]	10	6	0	6	5

7.2 Szemcsés anyagú cölöpalapozás állékonyságnövelő hatásának 3D-vizsgálata

7.2.1 A modellezés célja

A kutatás során a 3D térbeli modellezés célja, hogy meghatározzam

- a vibrált kőoszlopok és kőtömzsök állékonyságra gyakorolt hatását,
- különböző technológiákra és kiosztásokra az altalaj azon drénezetlen nyírószilárdsági paramétereit, melyek az egyensúlyhoz szükségesek,
- különböző technológiákra és kiosztásokra az altalaj drénezetlen nyírószilárdságának azon küszöbértékeit, melynél jobb esetén már nem érdemes az adott javítást alkalmazni.

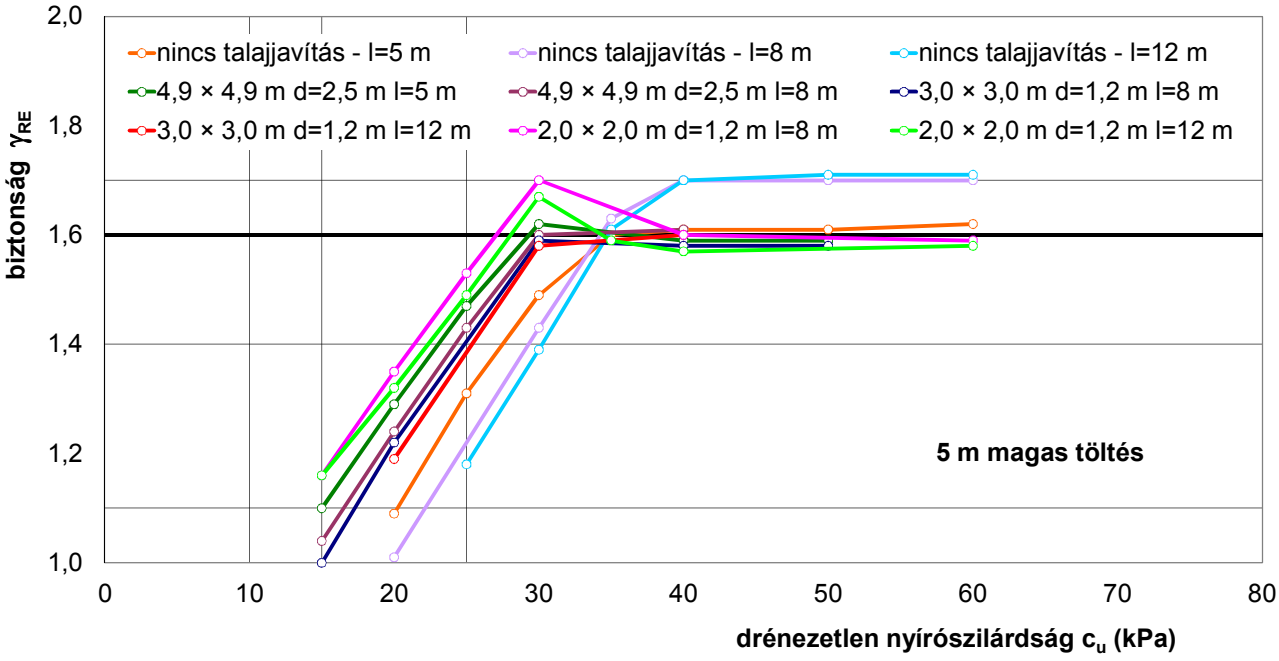
Az építést két fázissal modelleztem,

1. kőoszlop, illetve kőtömzs készítés
2. gyors töltésépítés teljes magasságig és 20 kPa megoszló terhelés a koronán.

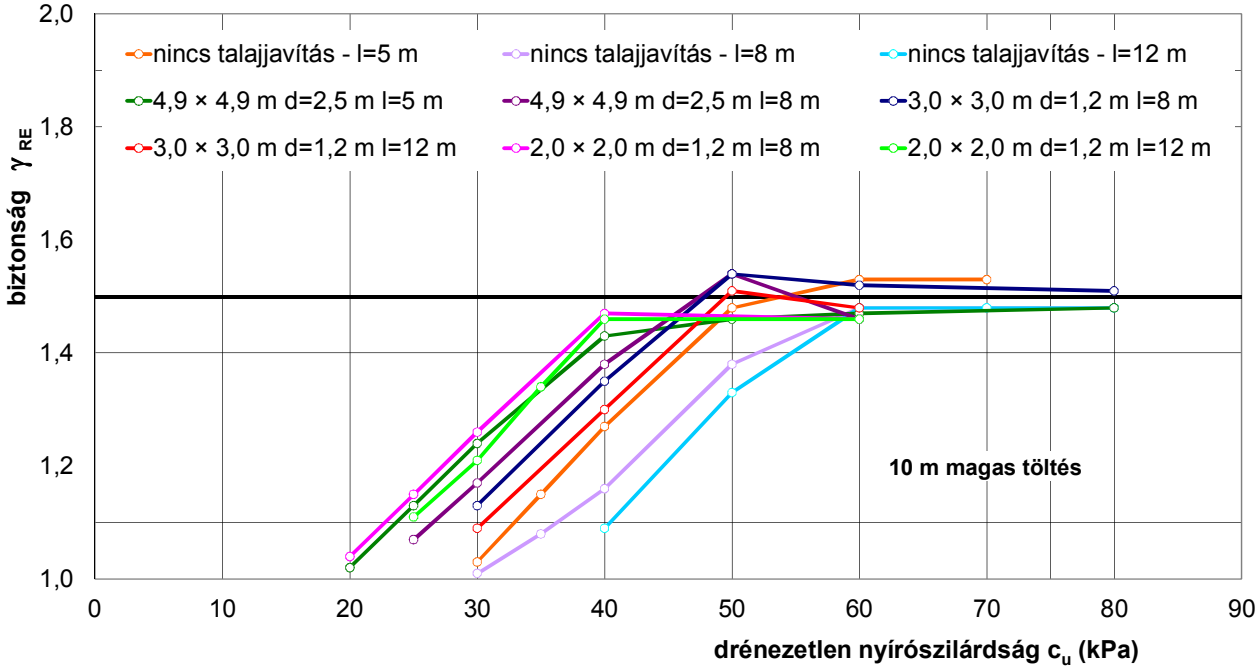
Az állékonyságot a program ϕ-c redukciós számításával végeztem. A bemenő adatokat úgy változtattam, hogy érzékelhetővé váljék az állékonyságra gyakorolt hatásuk.

7.2.2 Az eredmények ismertetése és értelmezése

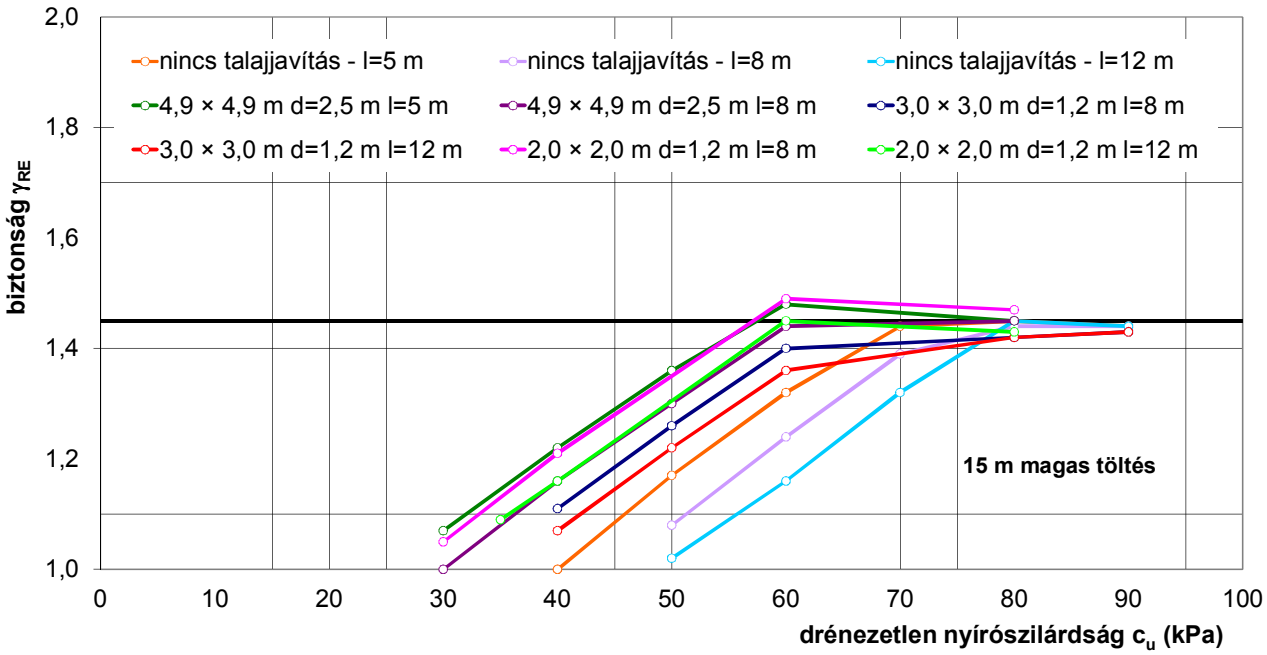
Az eredmények értékeléséhez a biztonsági tényezőket (γ_{RE}) a drénezetlen nyírószilárdság (c_u) függvényében ábrázoltam különböző töltésmagasságokra a *7.1. – 7.3. ábrákon.*



7.1. ábra. $\gamma_{RE} - c_u$ kapcsolat 5 m töltésmagasság esetén



7.2. ábra. $\gamma_{RE} - c_u$ kapcsolat 10 m töltésmagasság esetén



7.3. ábra. $\gamma_{RE} - c_u$ kapcsolat 15 m töltésmagasság esetén

Az eredményekből érzékelhető, hogy különböző töltésmagasságok és kőoszlop-kiosztások esetén a γ_{RE} - c_u kapcsolatnak két jellegzetes szakasza van:

– van egy lineárisan növekvő kezdeti szakaszuk, melyek gyakorlatilag párhuzamosak,
– majd a biztonsági tényező beáll egy konstans értékre, függetlenül attól, hogy van vibrált kőoszlopos, illetve kőtömzsös talajjavítás vagy sem.

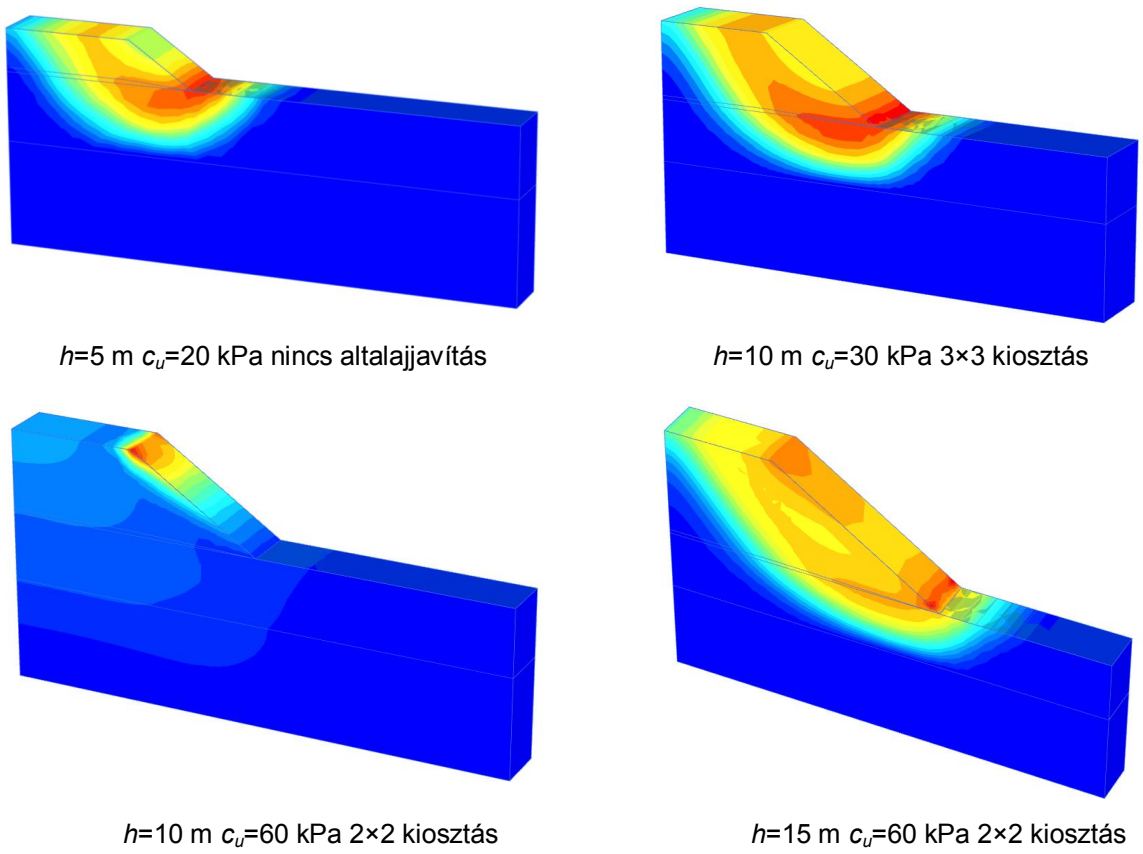
A γ_{RE}-c_u kapcsolatok alámetsző csúszólapot eredményező törési mechanizmusokból adódtak ki. A csúszólapok minden esetben a nagyszilárdságú homok réteg felszínéig futottak le, s minél alacsonyabb volt a töltés, annál távolabb metszettek ki a rézsű talppontja elé, s annál közelebb kerültek a rézsűvállhoz. Így a biztonságot döntően az altalaj nyírószilárdsága határozta meg, de az függött a vibrált kőoszlopok kiosztásától s valamelyest a töltés nyírószilárdságától is.

A γ_{RE}=const. szakaszok mögött olyan törési mechanizmus van, melynek csúszólapja a talppont felett halad, a tönkremenetel a töltésrézsűben következett be. A biztonságot alapvetően a töltésanyag szilárdsága határozta meg, de némileg befolyásolta az altalajjavítás mértéke is. A *7.4. ábra* jellegzetes törési mechanizmusokat mutat.

7.2.3 Összehasonlító analízis

A 7.1.–7.2.–7.3. ábrákról leolvashatók azok a konstans (maximális) biztonsági tényezők, melyeknél nagyobbat az adott töltésjellemzők mellett az altalaj javításával nem lehet elérni. Leolvashatók továbbá a drénezetlen nyírószilárdság azon c_{u0} küszöbértékei, melyektől kezdve az előbbi biztonságok lesznek a mérvadók, vagyis melyeknél jobb altalaj esetén nem érdemes a vizsgált kiosztású talajjavítást alkalmazni. Megállapíthatók továbbá az ábrákról, hogy mekkora

c_{us} drénezetlen nyírószilárdságra van szükség valamely töltésmagasság esetén a γ_{RE}=1,0 biztonság eléréséhez. Ezek szerepelnek a *7.2. táblázatban*, melyben a technológiákat a Priebe által bevezetett területi aránnyal jellemeztük, a *3.1. ábrán* ennek reciproka szerepel. (A maximális biztonsági tényező értékében van némi bizonytalanság, aminek valószínűleg az olyan másodlagos elmozdulásoknak lehet szerepe, mint amilyen a töltés teknőszerű süllyedése, az ábrákról az „esetlegességeket” kiegyenlítve olvastam le γ_{RE} értékeit.).



7.4. ábra. Jellegzetes törési mechanizmusok

A *7.5. ábrán* a drénezetlen nyírószilárdság küszöbértékeit technológiánként a töltésmagasság függvényében ábrázoltam. (A *7.2. táblázat* azt mutatja, hogy az összenyomódó réteg vastagságának a szerepe elhanyagolható.) Az ábráról megállapítható, hogy a különböző technológiájú és kiosztású talajjavítások vonalai, jó közelítéssel egy pontba futnak össze, meredekségük pedig a „gyengébb” javítást eredményező technológiák vonala felé növekszik. A vonalak tehát – legalább is a vizsgált tartományban – leírhatók a

$$c_{u0} = a \cdot h + 15 \qquad (7.1)$$

egyenlettel.

7.2. táblázat. A maximális biztonsági tényezők és a küszöbszilárdságok

l [m] puha réteg vastagsága	h [m] töltésmagasság	γ_{REmax} maximális biztonság	c_{u0} [kPa] drénezetlen nyírószilárdság küszöbértéke				c_{us} [kPa] drénezetlen nyírószilárdság szükséges értéke			
			nincs altalajjavítás	kőtömzsös javítás	kavicscölöpös javítás		nincs altalajjavítás	kőtömzsös javítás	kavicscölöpös javítás	
				4,9×4,9 m d=2,5 m A_c/A=0,24	3,0×3,0 m d=1,2 m A_c/A=0,125	2,0×2,0 m d=1,2 m A_c/A=0,28		4,9×4,9 m d=2,5 m A_c/A=0,24	3,0×3,0 m d=1,2 m A_c/A=0,125	2,0×2,0 m d=1,2 m A_c/A=0,28
5	5	1,6	35	29			17	13		
	10	1,5	53	43			29	19		
	15	1,4	70	57			40	25		
8	5	1,7	37	30	30	27	20	14	15	11
	10	1,5	58	47	48	41	32	22	24	18
	15	1,4	78	60	66	57	43	30	32	26
12	5	1,7	38		30	28	21		15	12
	10	1,5	58		50	41	36		25	20
	15	1,4	80		69	60	48		34	28

A *7.6. ábrán* megállapítottam, hogy az „*a*” meredekség miként függ a A_c/A területi aránytól. A kapcsolatot legjobban az

$$a = 4{,}1 \cdot exp(-1{,}4 \cdot \frac{A_c}{A}) \tag{7.2}$$

képlettel lehet leírni.

Ezek alapján tehát a drénezetlen nyírószilárdság küszöbértékére, melynél jobb esetén már nem érdemes talajjavítást alkalmazni a

$$c_{u0} = 4{,}1 \cdot h \cdot exp\left(-1{,}4 \cdot \frac{A_c}{A}\right) + 15 \tag{7.3}$$

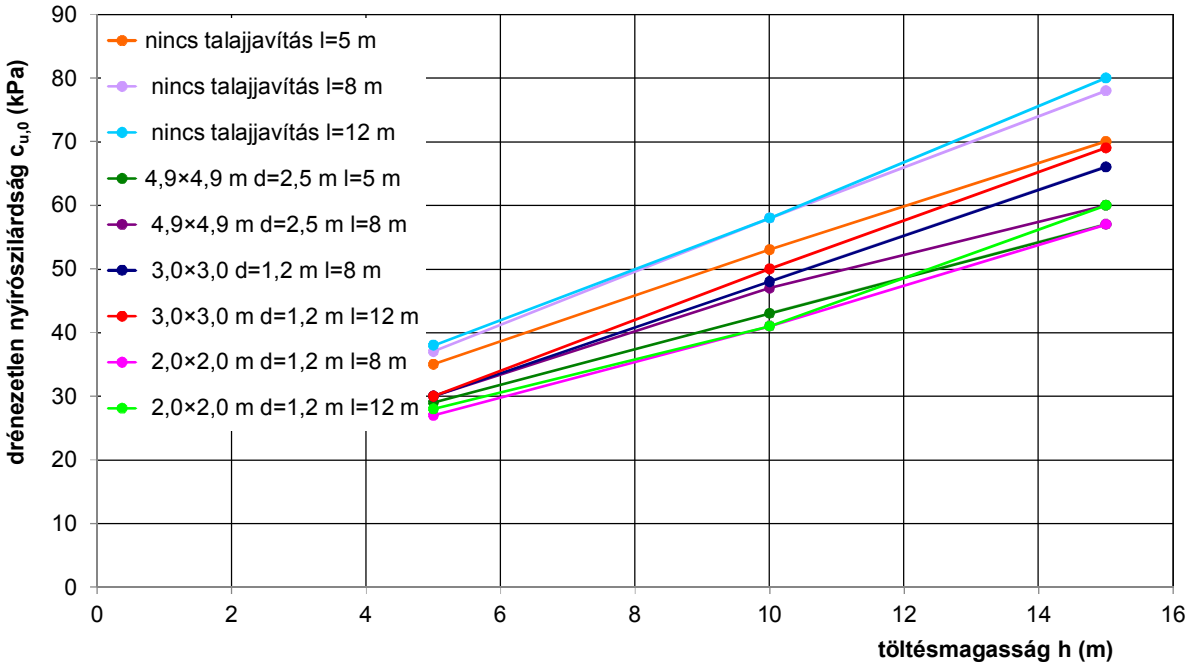
képlet adható, eszerint függ a vibrált kőoszlopok (illetve kőtömzsök) kiosztásától és a töltés „h” magasságától, ahol „A” a kőoszlop hatásátmérője, „A_c” a kőoszlop névleges átmérője.

A *7.7. ábra* a *7.2. táblázat* adatai alapján azt mutatja, hogy mekkora drénezetlen nyírószilárdság szükséges valamely töltésmagasság és technológia esetén a γ_{RE}=1,0 biztonsághoz.

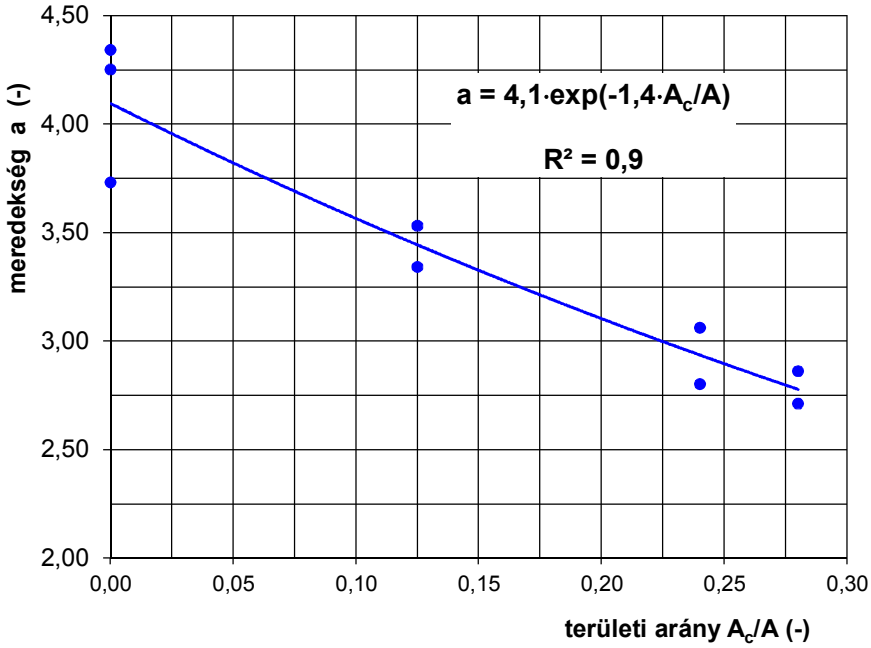
Erről is megállapítható, hogy a különböző technológiájú és kiosztású talajjavítások vonalai, jó közelítéssel itt is egy pontba futnak össze, s meredekségük is hasonlóan változik. A küszöbszilárdságra vonatkozóan bemutatott elemzéssel most a

$$c_{u;s}(\gamma_{RE} = 1{,}0) = 2{,}6 \cdot h \cdot exp\left(-2{,}2 \cdot \frac{A_c}{A}\right) + 5 \tag{7.4}$$

összefüggésre juthatunk. A képlet érvényes az altalajjavítás nélküli esetre is, melyre értelemszerűen A_c/A=0.



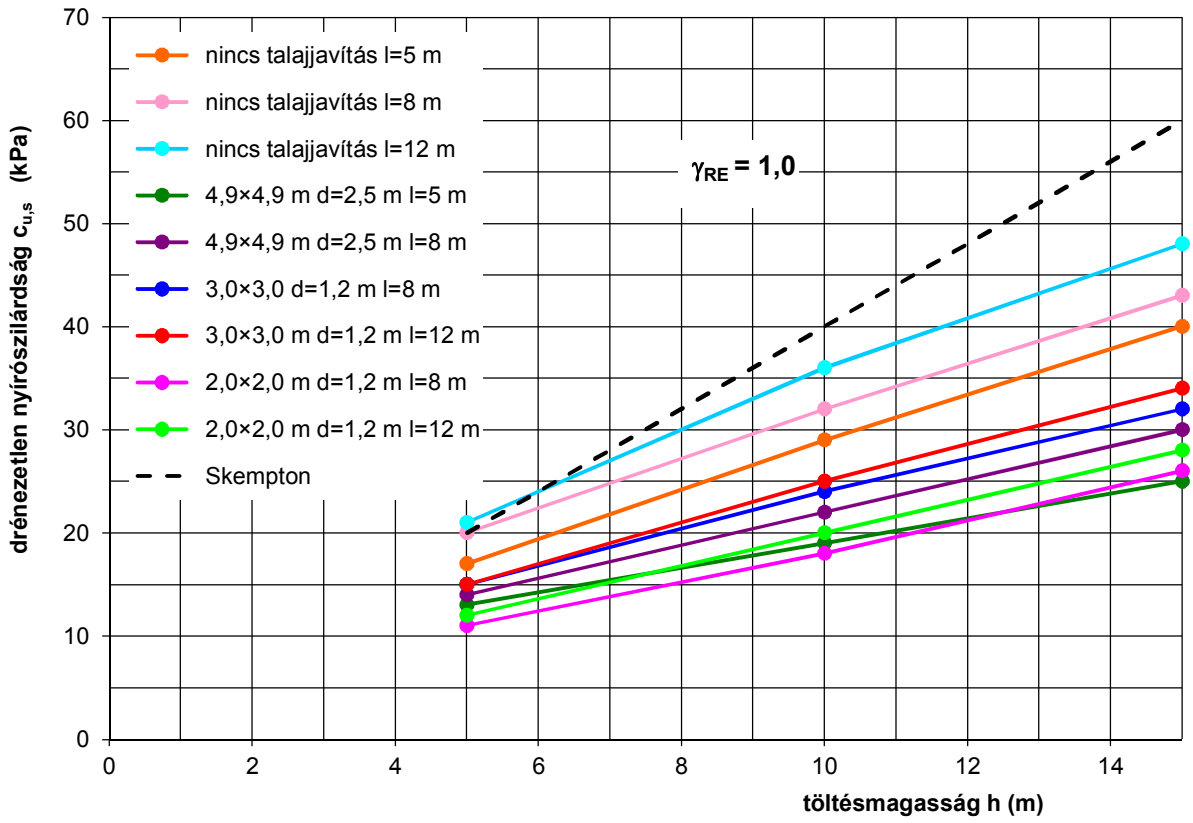
7.5. ábra. A drénezetlen nyírószilárdság küszöbértékének alakulása a töltésmagasság és a technológiák függvényében



7.6. ábra. A 7.5. ábrán látható egyenesek meredekségének függése a területi aránytól

A talajjavítás nélkül épített töltések állékonyságvizsgálatára az alaptöréssel szembeni biztonságot közelítésként gyakran számítjuk Skempton nyomán a töltés okozta függőleges nyomás és az altalaj törőfeszültségének összehasonlításával is, mely utóbbi közelítőleg a drénezetlen nyírószilárdság ötszörösére vehető (2.1.1 fejezet), így

$$\gamma_{RE} = \frac{(\pi+2)\cdot c_u}{h\cdot\gamma} \approx \frac{5\cdot c_u}{h\cdot\gamma} \qquad (7.5)$$



7.7. ábra. A γ_{RE}=1,0 szükséges drénezetlen nyírószilárdság alakulása a töltésmagasság és a technológiák függvényében

A *7.7. ábrán* ezt az összefüggést is feltüntettem. Ezt az altalajjavítás nélküli esetekre vonatkozó FEM-futtatások vonalaival összevetve megállapítható, hogy a Skempton-féle összefüggés alacsony (4-5 m-es) töltésekre kb. azonos módon értékeli az állékonyságot, magasabb (10-15 m-e) töltés esetén viszont a Skempton-féle képlet óvatosabb, nagyobb nyírószilárdságot tart szükségesnek, mint a FEM-analízis. A FEM-számítások tehát a magasabb töltések esetében valamivel gazdaságosabb tervet eredményezhetnek.

Ha az összes FEM-futtatás eredményét egyetlen összefüggéssel kívánjuk leírni, akkor jó közelítésként a következő összefüggést alkalmazhatjuk:

$$\gamma_{RE} = 0{,}14 \cdot h^{-0{,}84} \cdot c_u + 1{,}25 \cdot \frac{A_c}{A} + 0{,}3 \qquad (7.6)$$

Az összefüggéshez a következő módon jutottam.

A különböző technológiákra vonatkozóan elkülönítve ábrázoltam a $\gamma_{RE} - c_u$ kapcsolatot. Ezekről megállapítottam, hogy a különböző technológiák esetén, az azonos h töltésmagassághoz tartozó egyenesek meredeksége közel azonos:

– h = 5 m töltésmagasság esetén a meredekség a = 0,035 – 0,0423
– h =10 m töltésmagasság esetén a meredekség a = 0,021 – 0,0252
– h = 15 m töltésmagasság esetén a meredekség a = 0,014 – 0,0179

A töltésmagasság és a meredekség kapcsolata legjobban az

$$a = 0{,}14 \cdot h^{-0{,}84} \tag{7.7}$$

függvénnyel írható le.

Megállapítottam továbbá, hogy a $\gamma_{RE} - c_u$ kapcsolatot ábrázoló egyenesek metszéke a technológiáktól függ a következők szerint:

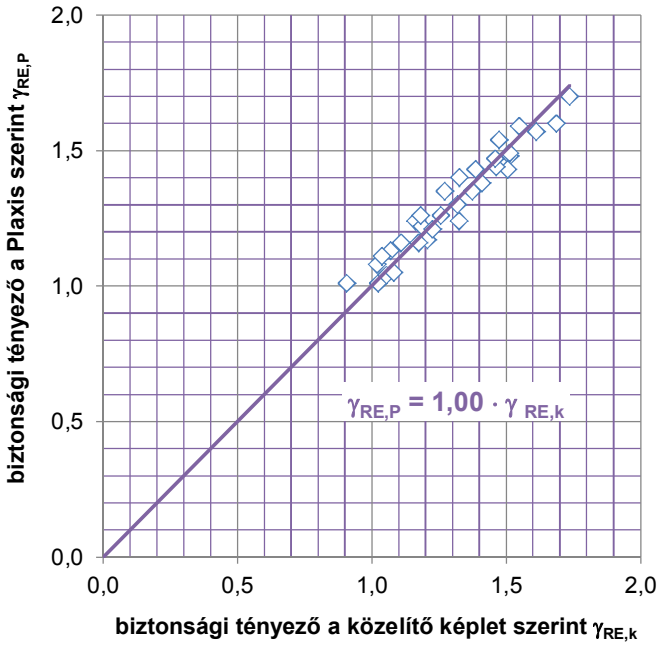
- talajjavítás nélküli esetben b=0,25
- 4,9×4,9 m kiosztású kőtömzsös javítás esetén b=0,55
- 3,0×3,0 m kiosztású kőoszlopok esetén b=0,48
- 2,0×2,0 m kiosztású kőoszlopok esetén b=0,60

A b érték az A_c/A területi aránnyal hozható összefüggésbe, a legjobbnak a

$$b = 1{,}25 \cdot (A_c/A) + 0{,}3 \tag{7.8}$$

képlet adódott.

Az így meghatározott képlet (7.6) kb. 0,1 pontossággal adja meg a biztonságot, amint azt a *7.8. ábra* mutatja.



7.8. ábra. A közelítő (7.6) képlettel számított és a Plaxis futtatásokból kiadódott biztonságok viszonya

A közelítést illetően ismét felhívjuk a figyelmet arra, hogy a (7.3), (7.4) és (7.6) képletek a *7.1. ábrán* bemutatott körülményekre, talajjellemzőkre érvényesek. A képletben szereplő függvények jellege viszont valószínűleg más körülményekre is igazak, de a konstansaik mások lehetnek. A bemutatott értékelési módszer viszont más esetekben is alkalmazható, s a konstansok néhány futtatás alapján megállapíthatók.

7.3 Vibrált kőoszlopok és kőtömzsök süllyedéscsökkentő hatásának vizsgálata

7.3.1 Az építés modellezése

A töltés geometriai kialakítását és a talajjavítás jellemzőit, valamint a számításba vett talajparamétereket a 7.1. fejezet ismertette.

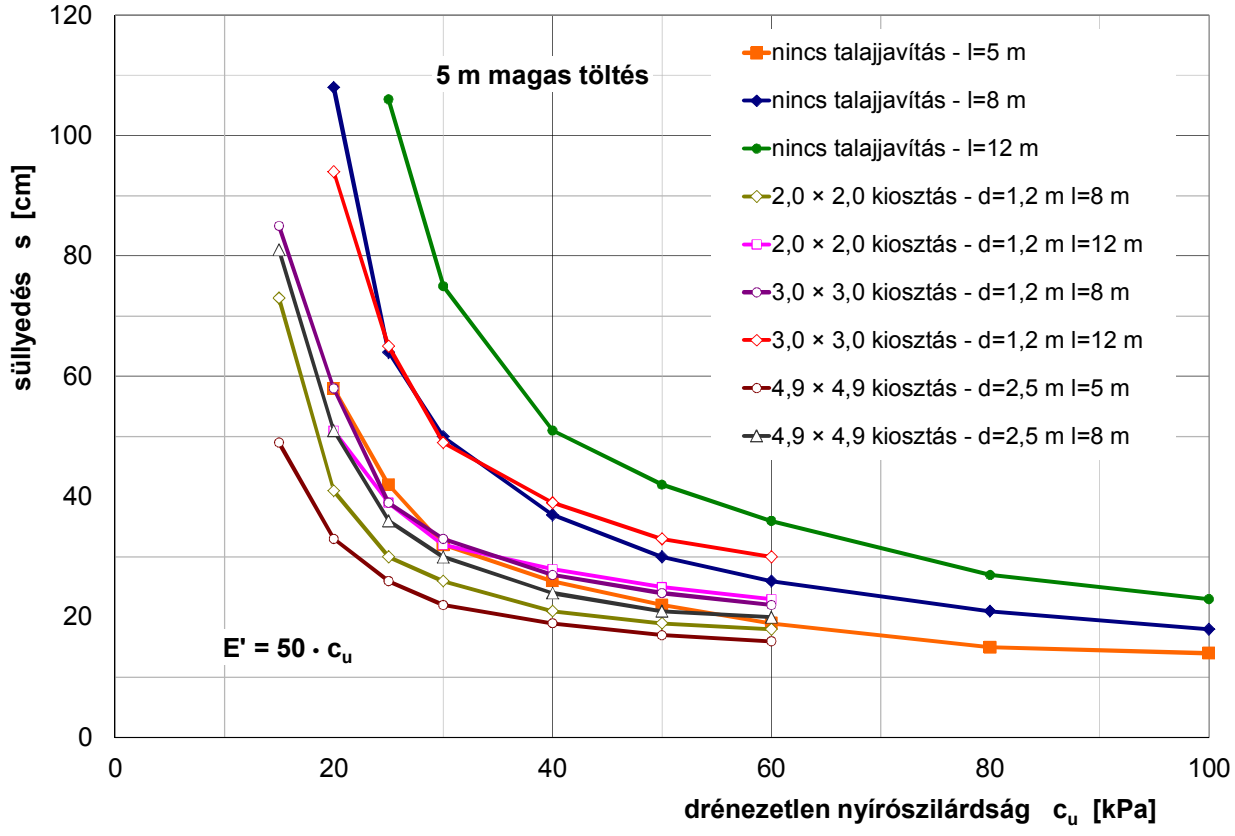
A süllyedéscsökkentő hatás vizsgálatához az építési folyamatot három terhelési fázissal modelleztem:

1. kőoszlop, illetve kőtömzs készítése,
2. teherelosztó réteg + töltésépítés teljes magasságig, az építési idő 5 méterenként 30 nap,
3. végállapot (konszolidáció 5 kPa maradó többletpórusvíznyomásig).

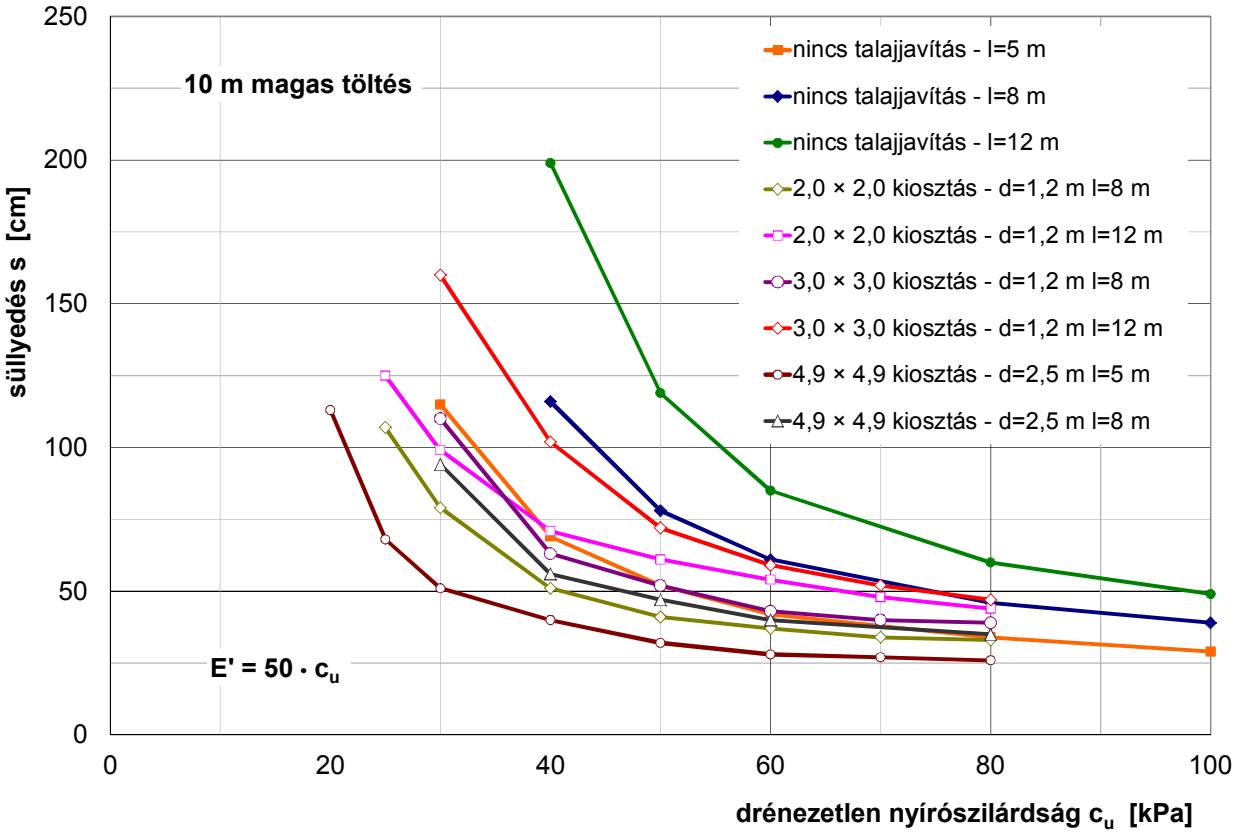
Az eredmények a következőkben ismertetem.

7.3.2 A süllyedések alakulása

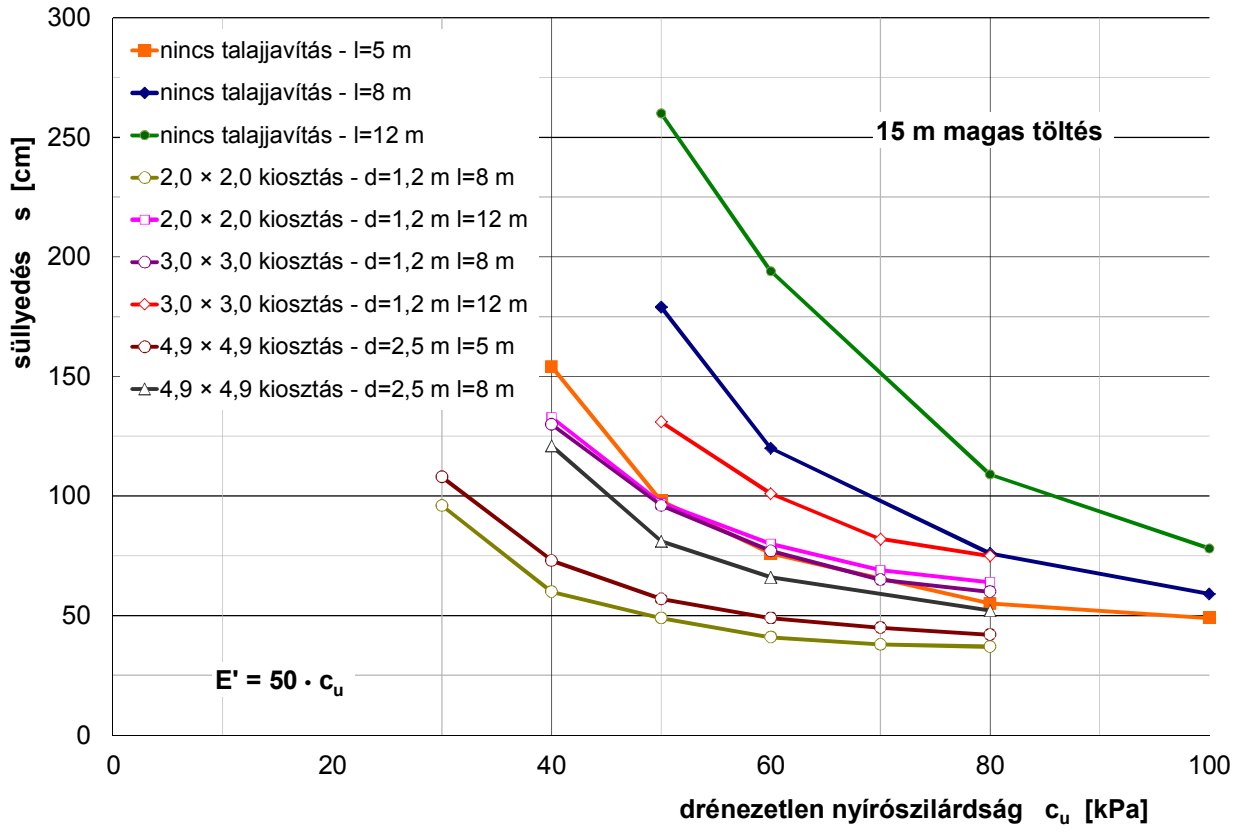
Az eredmények értékeléséhez a süllyedést a drénezetlen nyírószilárdság (c_u) függvényében ábrázoltam, hozzáteszem azonban, a drénezetlen nyírószilárdság változása egyben a rugalmassági modulus változását is jelent. A futtatások eredményeit különböző töltésmagasságokra a *7.9-11. ábrák* mutatják. Az összes futtatás eredményét egybeszerkesztve készült a *7.12. ábra*.



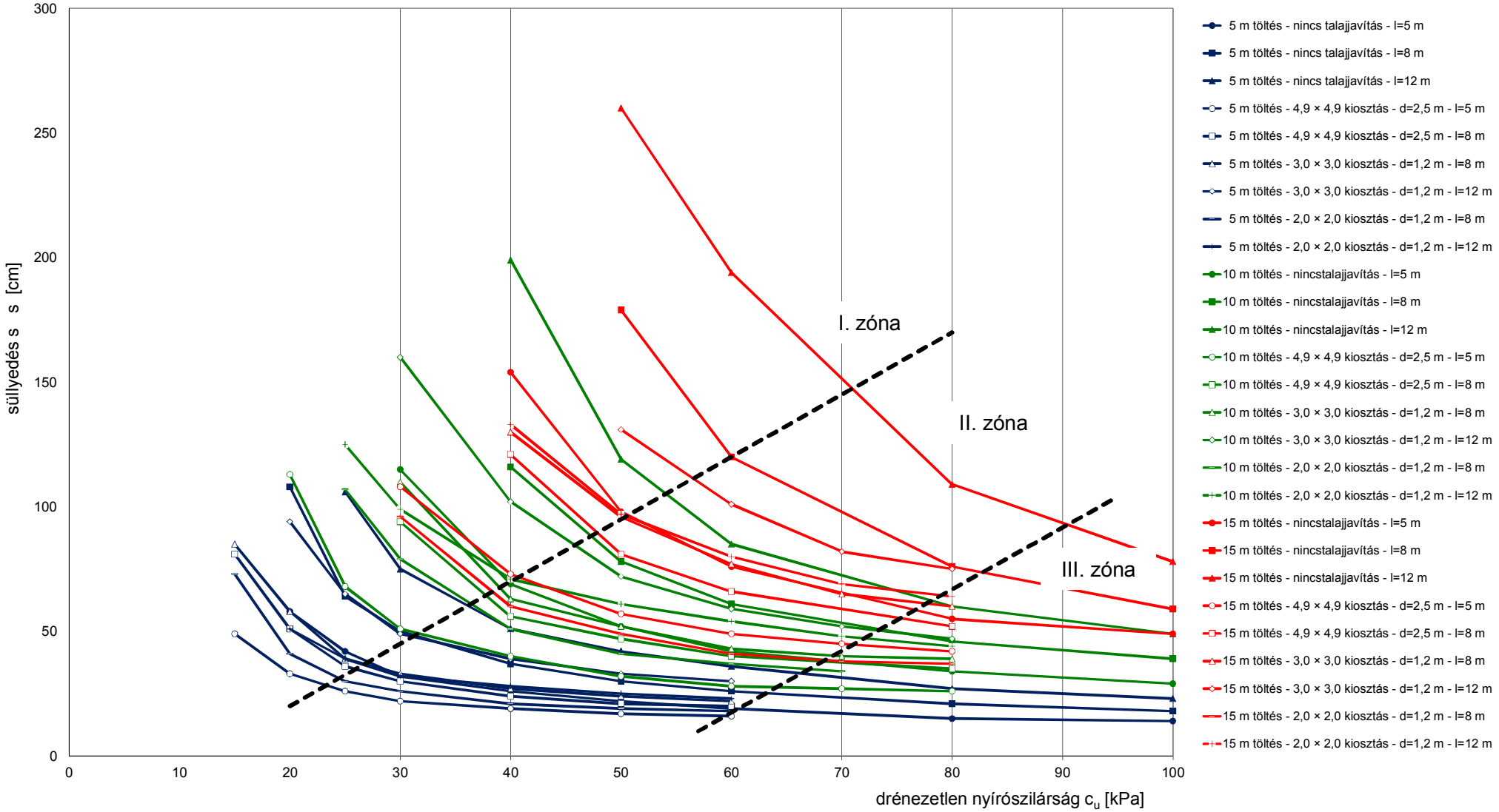
7.9 ábra. s - c_u kapcsolat 5 m magas töltés esetén



7.10. ábra. s – c_u kapcsolat 10 m magas töltés esetén



7.11. ábra. s - c_u kapcsolat 15 m magas töltés esetén



7.12. ábra. s - c_u kapcsolat

Az eredményekből érzékelhető, hogy különböző töltésmagasságok és kőoszlop - kőtömzs kiosztások esetén az s-c_u kapcsolatnak két jellegzetes szakasza van. Az első szakaszon, melyet a *7.12. ábrán* az I. zóna jelöl, a c_u és egyidejűleg E' csökkenésével rohamosan növekednek a süllyedések, s az alsó küszöb-értékekhez tartva meglódulnak. Itt már nem az ödometrikus jellegű összenyomódás, hanem a 2D illetve 3D modellekkel számolva jól megmutatkozó oldalirányú, plasztikus alakváltozások dominálnak, közeledünk az alaptöréshez, ami különösen a talajjavítás nélküli esetek görbéin látszik. A görbék második része lényegében egyenes, ami azt jelenti, hogy a talaj javulásával arányosan csökken a süllyedés.

A görbék alapján megállapítható, hogy

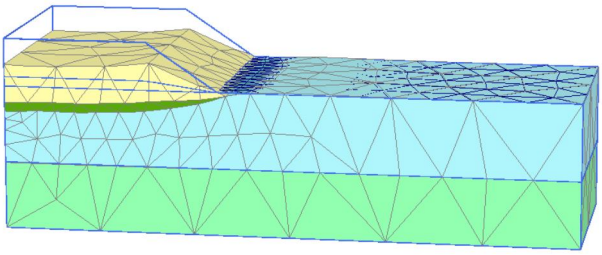
- a drénezetlen nyírószilárdság növekedésével mindegyik talajjavítási megoldás esetén jelentősen csökken a süllyedés,
- egy bizonyos drénezetlen nyírószilárdság felett már nem érdemes talajjavítást végezni, mert a süllyedéscsökkentő hatás csekély, a határ 5 m-es töltésnél 60 kPa, 10 m töltésnél 70 kPa, 15 m töltésnél kb. 80 kPa, ezt a tartományt mutatja a III. zóna a *7.12. ábrán*,
- 5 m töltésmagasságnál a c_u<30 kPa tartományban a drénezetlen nyírószilárdság csökkenésével rohamosan növekednek a süllyedések, 10 m magas töltésnél ez c_u<40 kPa tartományban, 15 m magas töltésnél c_u<50 kPa tartományban jellemző,
- a javítás és mértékének hatékonysága is jól érzékelhető: 5 m-es töltés esetén a különböző technológiák között csak csekély különbség mutatkozik, 10 m-es töltés esetén az egyes technológiák görbéi már elkülönülnek egymástól, 15 m-es töltésnél pedig markánsan megjelenik a technológiák közötti különbség,
- mindhárom töltésmagasság esetén kevésbé hatékony a 3,0×3,0 m raszter kiosztású vibrált kőoszlopokkel való javítás,
- mindhárom töltésmagasság esetén, mint ahogy azt vártuk, a 2,0×2,0 kiosztású kőoszloppal tudjuk a leghatékonyabb javulást elérni,
- megfigyelhető, hogy a kőtömzsös talajjavítás hatékonyabb, mint a 3,0×3,0 m kiosztású kőoszlop.

7.3.3 Süllyedésképek

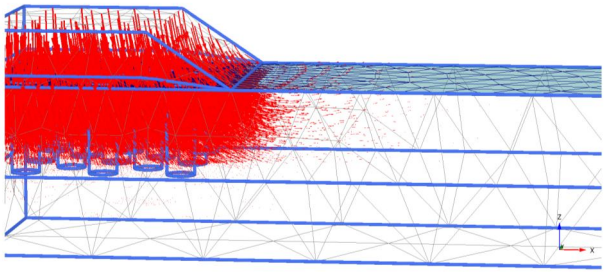
A *7.13. ábra* jellegzetes mozgásképeket mutat. A bekövetkezett mozgások eredményei a várakozásnak megfeleltek.

A deformált háló ábrájáról megállapítható hogy:

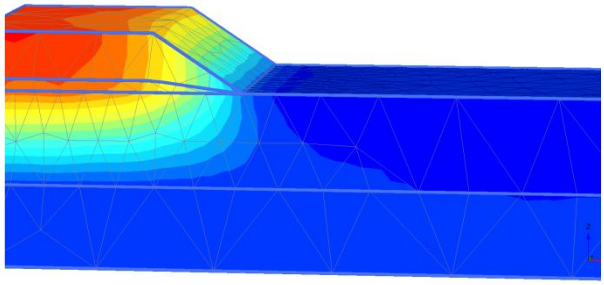
- legnagyobb a mozgás a korona tengelyében,
- kialakul a jellegzetes teknőszerű süllyedés,
- nincs a töltéslábnál emelkedés, ami az alaptörés veszélyére utalna.



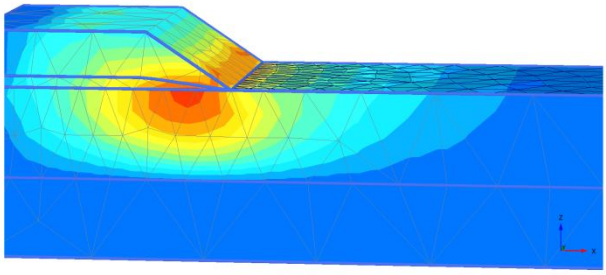
h=5 m c_u=20 kPa *l*=8 m, kőtömzs alapozás
deformált háló



h=5 m c_u=20 kPa *l*=8 m, kőtömzs alapozás
teljes összenyomódás



h=5 m c_u=20 kPa *l*=8 m, kőtömzs alapozás
függőleges összenyomódás



h=5 m c_u=20 kPa *l*=8 m, kőtömzs alapozás
vízszintes összenyomódás

7.13. ábra. Jellegzetes mozgásképek

A teljes elmozdulás vektoros ábrájáról megállapítható, hogy

- azok összhangban vannak a mozgások előzetesen is elképzelt változásaival,
- a töltés közepén szinte csak függőleges irányú mozgások vannak, a töltéslábnál, s főleg az altalajban rotációs mozgás érzékelhető.

A függőleges elmozdulások ábrájáról megállapítható, hogy

- maximális értéke a töltéstengelyben van,
- a töltéstengelytől a süllyedés a koronaélig a teljes süllyedésnek kb. a negyedével csökken,
- a lábpontnál a teljes süllyedésnek kb. a negyede jelentkezik.

A vízszintes elmozdulások ábrájáról megállapítható, hogy

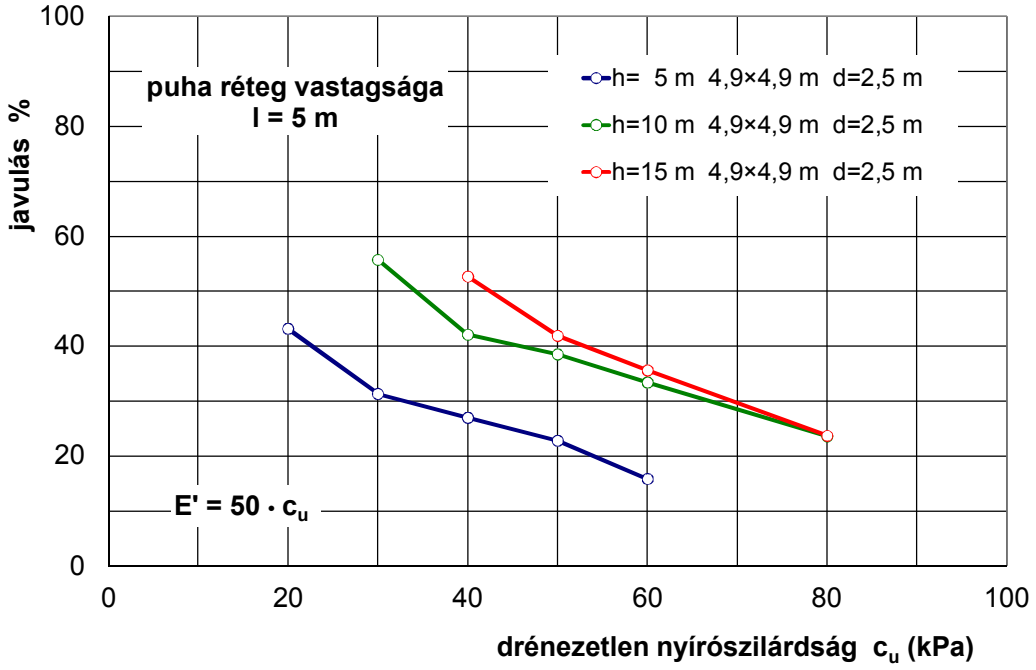
- a töltés széle alatt, a lábpont környékén, a térszín táján a legnagyobb az elmozdulás,
- értéke a teljes elmozdulásnak kb. negyede.

7.3.4 Összehasonlító analízis

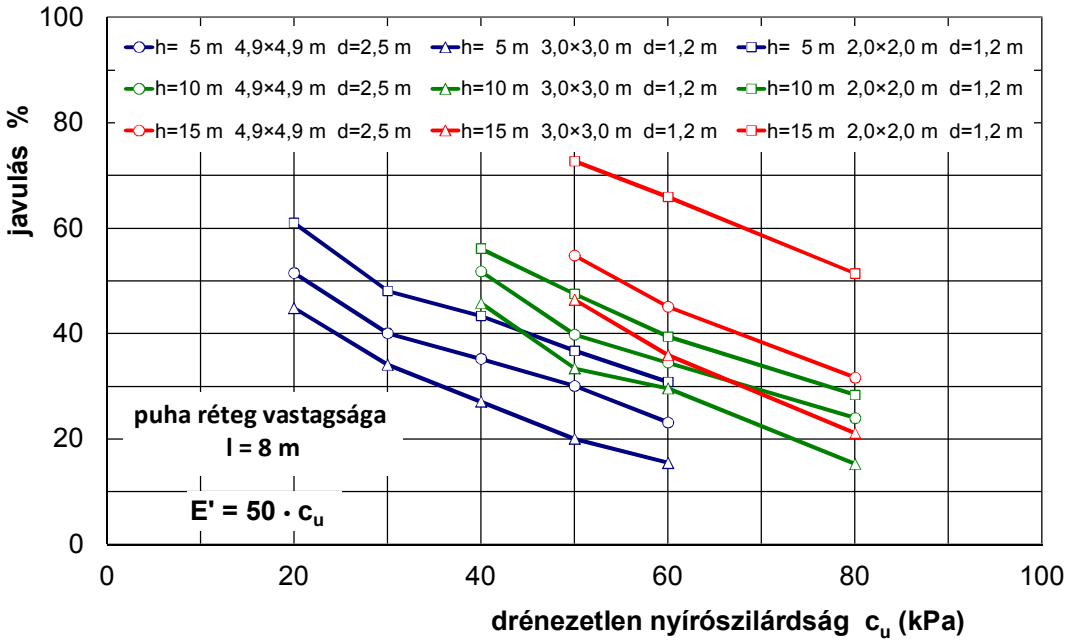
További elemzéshez a talajjavítás nélküli esethez viszonyítottam az egyes technológiákkal elérhető süllyedéscsökkentő hatást, a javulást %-os arányban megadva. Az eredményeket különböző összenyomódó rétegvastagságokra a *7.14 – 7.16. ábrák* mutatják.

Megfigyelhető, hogy:

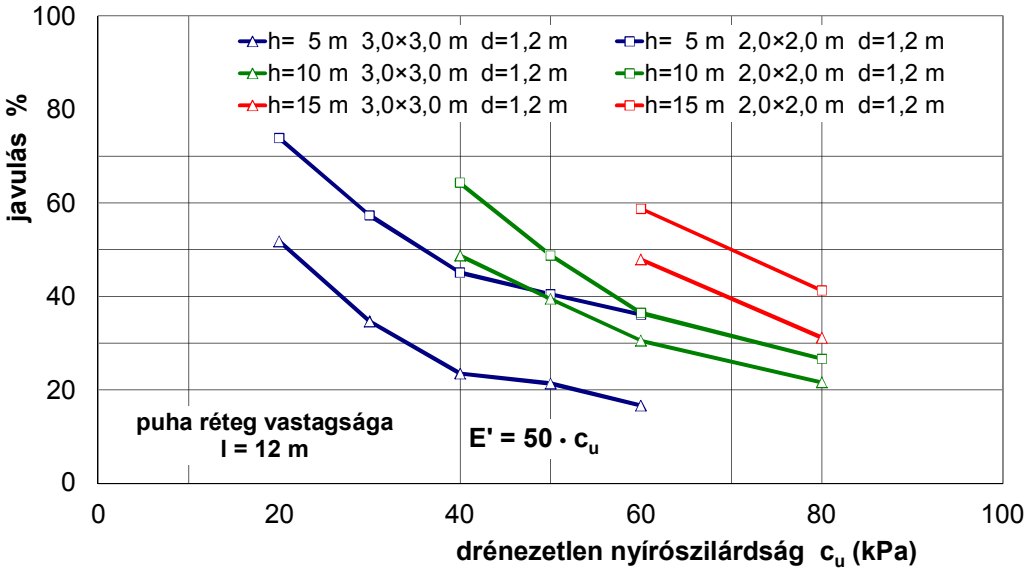
– minél kisebb a drénezetlen nyírószilárdság, minél közelebb vagyunk a talajtörés állapotához, annál nagyobb a süllyedéscsökkentő hatás,
– azonos összenyomódó rétegvastagságokban a különböző technológiák vonalai egymással közel párhuzamosak.



7.14. ábra. A süllyedéscsökkenés (javulás)mértéke 5 m vastag összenyomódó réteg esetén



7.15. ábra. A süllyedéscsökkenés (javulás) 8 m vastag összenyomódó réteg esetén



7.16. ábra. A süllyedéscsökkenés (javulás) 12 m vastag összenyomódó réteg esetén

A 8 m vastag összenyomódó réteget illetően, ahol mindhárom technológia szóba jöhet, megfigyelhető, hogy 2,0×2,0-es kiosztású vibrált kőoszlopokkel 5 m-es töltésmagasság mellett 60%, 10 m töltésmagasság, 10 kPa-al nagyobb nyírószilárdság esetén hasonló javulás várható, míg 15 m magas töltés és 20 kPa-al több nyírószilárdság már 70%-os javulást eredményez. Az ábráról az is megfigyelhető, hogy a kőtömzsök átlagosan 5 %-al jobban csökkentik a süllyedést, mint a 3,0×3,0 m háromszög kiosztású vibrált kőoszlopok.

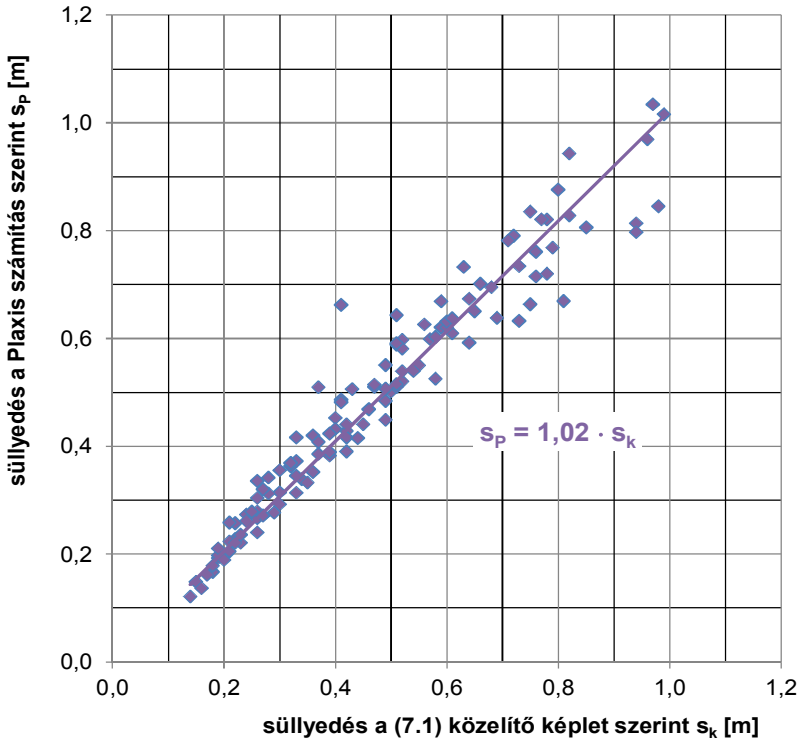
Az összes futtatás eredményét felhasználva, az Excel adatkezelő Solver bővítményének segítségével felállítottam egy összefüggést, mely a vibrált kőoszlopos és kőtömzsös altalajjavítással várható süllyedés számítására (is) alkalmas. A képlet a h töltésmagasság, az összenyomódó réteg l vastagsága, az altalaj c_u drénezetlen nyírószilárdsága és a technológiát jellemző A_c/A területi arány függvényében adja meg a süllyedést:

$$s = 0{,}39 \cdot \frac{h^{1{,}19} \cdot l^{0{,}69}}{c_u^{0{,}91}} \cdot \exp(-1{,}43 \cdot \frac{A_c}{A}) \qquad (7.9)$$

Az összefüggés felállításakor azt feltételeztem, hogy a süllyedés a *h, l* és c_u változóktól hatványfüggvény szerint függ, míg az A_c/A területi aránytól való függést Priebe (3.4) képletének elemzése alapján exponenciális függvényalakkal kerestem. A (7.9) képletben szereplő konstansokat a Solver bővítmény adta ki úgy, hogy a Plaxis programmal megállapított és a (7.9) képlettel számított süllyedések különbsége statisztikailag a legkisebb legyen. Az adathalmazból a feldolgozáskor kivettem a 100 cm-nél nagyobb süllyedéseket, mert azok a gyakorlatban már nem fordulhatnak elő. A képlet egyszerűsíthető a konstansok kerekítésével:

$$s = 0{,}4 \cdot \frac{h^{1{,}2} \cdot l^{0{,}7}}{c_u^{0{,}9}} \cdot \exp(-1{,}5 \cdot \frac{A_c}{A}) \qquad (7.10)$$

A képlet jóságát és pontosságát a *7.17. ábra* érzékelteti.



7.17. ábra. A számított és mért süllyedések kapcsolata

Az előbbiekkel kapcsolatban fontos megjegyezni, hogy (7.9) képlet a *7.1. ábrán* bemutatott körülményekre, talajjellemzőkre érvényes, amelyek ugyan jellemzőnek gondolhatók, de a tőlük való eltérés is természetes. Csak annyiban szabad a képletet általánosítani, hogy valószínűleg ettől különböző paraméterek esetén is hasonló összefüggéseket célszerű keresni.

7.3.5 Süllyedésanalízis a Soft Soil anyagmodellel

Néhány jellemző esetre a süllyedéscsökkentő hatást vizsgáltam Soft Soil anyagmodellel is. A modell legfontosabb bemenő paramétere a módosított kompressziós index (λ^*). Ennek értékét saját laboratóriumi vizsgálatok alapján állítottam be a 7.11 képlet alapján.

$$\lambda^* = 0{,}015 \cdot \ln(c_u) + 0{,}08 \qquad (7.11)$$

A módosított duzzadási index értékét a disszertáció 6.14 képlete alapján a kompressziós index hatodára vettem fel. A modell további bemenő paraméterei megegyeznek a 7.1. fejezetbeli adatokkal.

A 7.3. táblázatban az eredmények, a 7.18-21. ábrákon jellegzetes mozgásképek láthatók. Ezek alapján a következő megállapítások tehetők:

– a Soft Soil modell jellemzően kisebb süllyedést mutat, a különbség magasabb töltés és vastagabb összenyomódó réteg esetén nagyobb,
– a kőtömzsös, -oszlopos javítás hatékonyságát a Soft Soil modell valamivel kisebbnek mutatja,

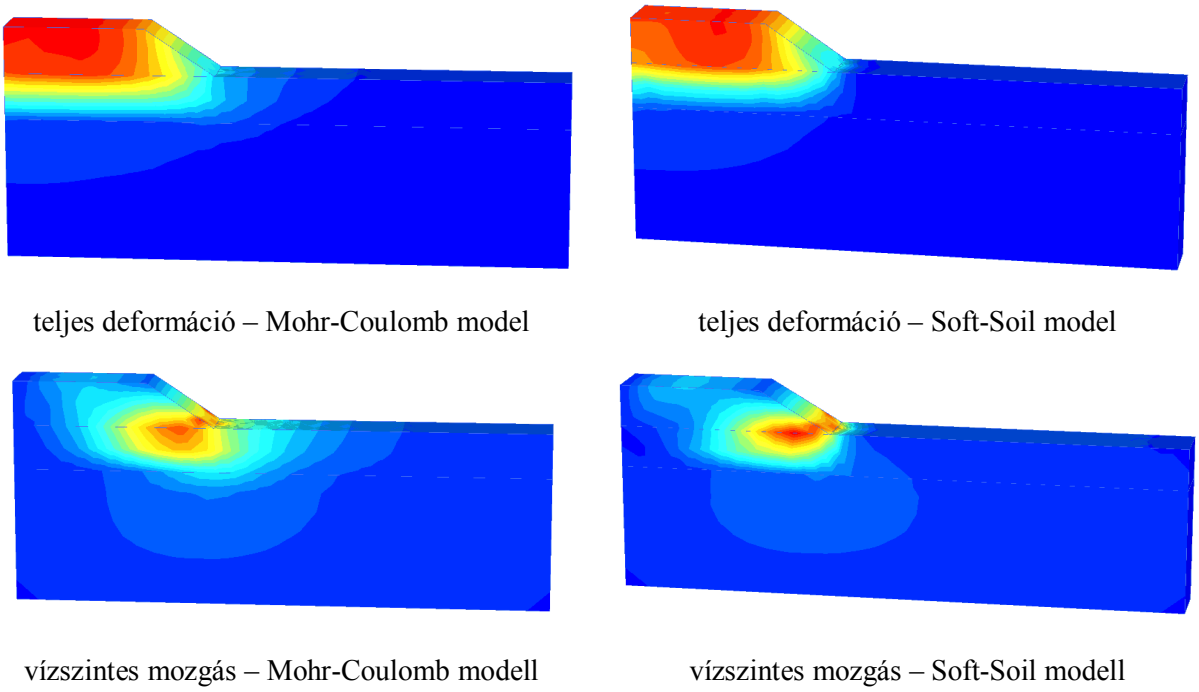
7.3. táblázat. Vizsgált modellek és erdmények

5 m vastag összenyomódó agyag réteg				
h	c_u	technológia	süllyedés	
töltés-magasság	drénezetlen nyírószilárdság		Mohr-Coulomb model	Soft Soil model
m	kPa		cm	cm
5	25	nincs talajjavítás	42	42
10	40	nincs talajjavítás	69	59
15	50	nincs talajjavítás	98	78
5	30	kőtömzs 4,9×4,9 m kiosztás	22	22
10	40	kőtömzs 4,9×4,9 m kiosztás	40	38
15	50	kőtömzs 4,9×4,9 m kiosztás	57	51
8 m vastag összenyomódó agyag réteg				
h	c_u	technológia	süllyedés	
töltés-magasság	drénezetlen nyírószilárdság		Mohr-Coulomb model	Soft Soil model
m	kPa		cm	cm
5	25	nincs talajjavítás	64	59
10	50	nincs talajjavítás	78	71
15	80	nincs talajjavítás	76	68
5	20	kőtömzs 4,9×4,9 m kiosztás	51	43
10	40	kőtömzs 4,9×4,9 m kiosztás	56	52
15	50	kőtömzs 4,9×4,9 m kiosztás	81	68
5	20	kőoszlop 3,0×3,0 m kiosztás	58	53
10	40	kőoszlop 3,0×3,0 m kiosztás	63	53
15	50	kőoszlop 3,0×3,0 m kiosztás	96	76
12 m vastag összenyomódó agyag réteg				
h	c_u	technológia	süllyedés	süllyedés
töltés-magasság	drénezetlen nyírószilárdság		Mohr-Coulomb model	Soft Soil model
m	kPa		cm	cm
5	30	nincs talajjavítás	75	67
10	60	nincs talajjavítás	85	73
15	100	nincs talajjavítás	78	64

– a süllyedésképekben nincs lényeges különbség a két modell között, mindkét modellben a legnagyobb mozgások a korona tengelyében vannak, kialakul a jellegzetes teknőszerű süllyedés,
– a Soft Soil modell jellemzően kisebb oldalirányú elmozdulást mutat, valószínűleg ez az oka a kisebb süllyedéseknek,

– a Soft Soil modell esetében a töltés okozta mozgások a töltés alatt koncentrálódnak, a Mohr-Coulomb modellel kapott képek nagyobb oldalirányú kihatást mutatnak.

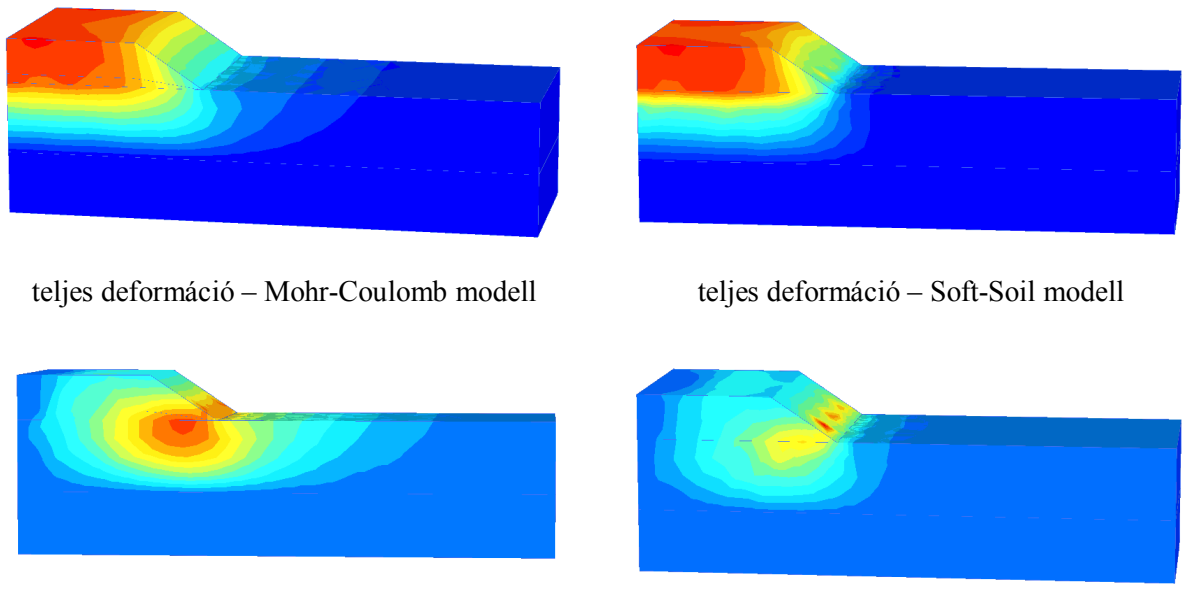
Összességében az állapítható meg, hogy a két modell alkalmazásával nyert eredmények nem különböznek annyira egymástól, mint azt elvi megfontolások alapján gondolni lehetett.



teljes deformáció – Mohr-Coulomb model | teljes deformáció – Soft-Soil model

vízszintes mozgás – Mohr-Coulomb modell | vízszintes mozgás – Soft-Soil modell

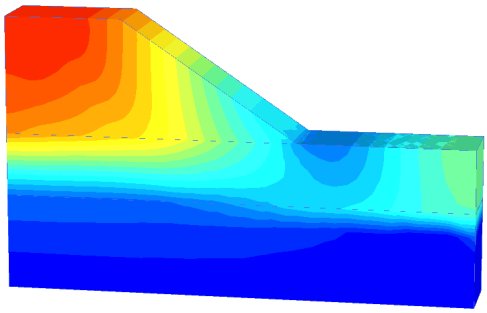
7.18. ábra. Jellegzetes mozgásképek – nincs talajjavítás, 5 m töltés, 5 m agyag, c_u=25 kPa



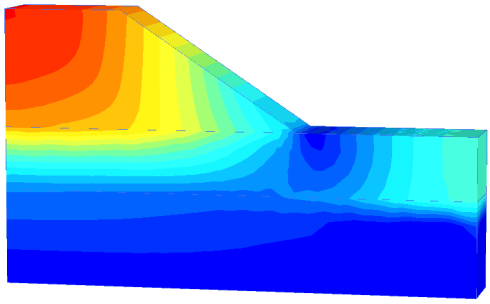
teljes deformáció – Mohr-Coulomb modell | teljes deformáció – Soft-Soil modell

vízszintes mozgás – Mohr-Coulomb modell | vízszintes mozgás – Soft-Soil modell

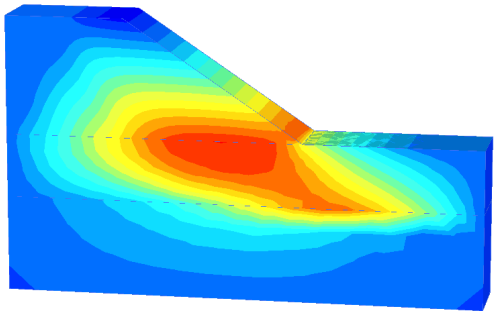
7.19. ábra. Jellegzetes mozgásképek – kőtömzsös talajjavítás, 5 m töltés, 8 m agyag, c_u=20 kPa



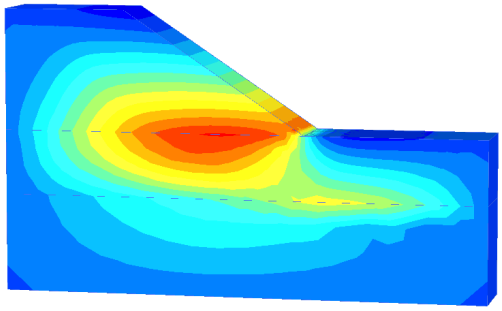
teljes deformáció – Mohr-Coulomb modell



teljes deformáció – Soft-Soil modell

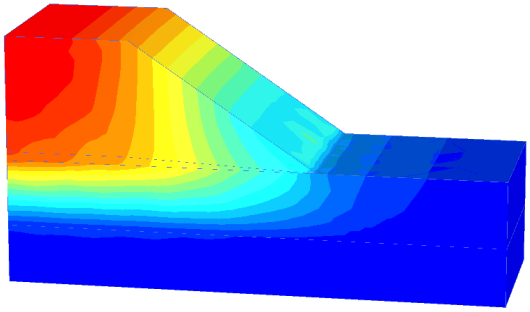


vízszintes mozgás – Mohr-Coulomb modell

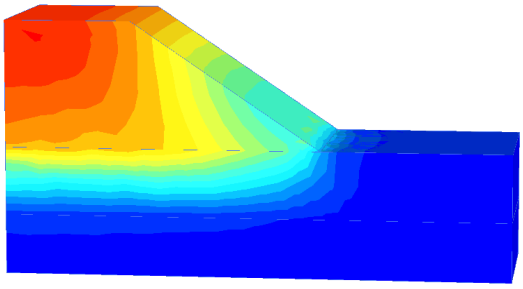


vízszintes mozgás – Soft-Soil modell

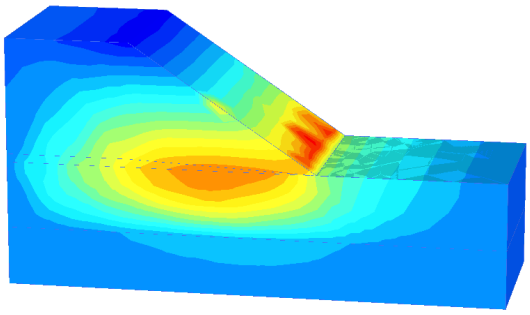
7.20. ábra. Jellegzetes mozgásképek – nincs talajjavítás, 15 m töltés, 8 m agyag, c_u=50 kPa



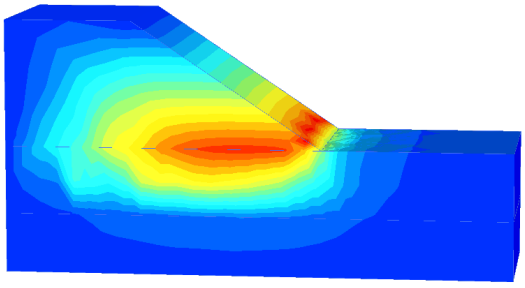
teljes deformáció – Mohr-Coulomb model



teljes deformáció – Soft-Soil model



vízszintes mozgás – Mohr-Coulomb model



vízszintes mozgás – Soft-Soil model

7.21. ábra. Jellegzetes mozgásképek – kőtömzsös talajjavítás, 15 m töltés, 8 m agyag, c_u=50 kPa

8. A mélykeveréses technológia alkalmazásának lehetőségei

8.1 A kutatás célja

Az INNOTRACK D2.2.5 „Alépítmény megerősítése oszlopokkal” c. tanulmány rávilágított arra, hogy a vasúti sebesség növelése sok esetben olyan kihívások elé állítja a „hagyományos” vasútépítési technológiákat, amelyeket azok nem, vagy csak nagyon nagy anyagi áldozattal és kétséges eredménnyel tudnak teljesíteni. Különösen fontosnak ítélték ezért olyan megoldások keresését, melyek bevethetők új pályák építésekor, de régiek korszerűsítésekor, esetleg a földművek szélesítésekor is. A mélykeveréses talajjavítás olyannak ígérkezik, mely a vasúti felépítmény fogadására egy „átlagos” vagy annál valamivel jobb fogadó felületet eredményez úgy, hogy a terepre kerülő töltés süllyedései nem haladják meg a „szokványos” talajok esetében elvárható értékeket [INNOTRACK D 2.2.5].

Magyarországon még nem volt példa a mélykeveréses technológia töltésalapozásként való alkalmazására, de törekvések vannak a tömegstabilizáló technológia honosítására.

Mindezek indokolták, hogy 2009-ben pályázatott nyújtottunk be a MÁV Zrt-hez a mélykeveréses technológia töltésalapozásként való alkalmazásának kutatására [Koch, Szepesházi, 2011]. A pályázat kedvező elbírálást kapott, így 2010-11-ben témavezetésem alatt azt kutattuk, hogy jellegzetes kedvezőtlen hazai talajok

- mechanikai jellemzői laboratóriumi kötőanyagos keveréssel mennyiben javíthatók,
- oszlopszerű javítása mennyire lehet hatékony töltésalapozási módszer.

A vizsgálatokat a hazai geológiai viszonyok és a közeljövőben várható vasútfejlesztési projektek értékelése alapján három talajtípuson végeztük:

- szerves agyag („Zalavasút” mentén fekvő puha-gyúrható állapotú kissé szerves agyag),
- tőzeg (Szakály-Hőgyész-Kurd vasútvonal mentén fekvő tőzeg),
- mésziszap (sárréti, nagy víztartalmú, puha állapotú, erősen összenyomható nagy mésztartalmú iszap).

A kezeletlen talajokon végzett laborvizsgálatok eredményeit foglalja össze a *8.1. táblázat*.

8.2 Laboratóriumi vizsglatok és eredményeik

8.2.1 A mélykeveréses technológia fontosabb keverési paraméterei

A technológia töltésalapozásként való alkalmazásakor két anyagjellemzőnek van jelentősége:

- szilárdság, melyet általában hengeres mintán mért q_u [kPa] nyomószilárdsággal jellemeznek,
- alakváltozási jellemző (merevség), melyet a hengeres mintán mért E [MPa] rugalmassági modulussal jellemezhetünk.

8.1. táblázat. A zalai agyag, hőgyészi tőzeg és a sárréti mésziszap talajok jellemző paraméterei

talajjellemzők			Zalai szerves agyag		Hőgyészi tőzeg		Sárréti mésziszap	
			I.	II.	I.	II.	I.	II.
folyási határ	w_L	%	36,8	34,5			67,2	66,5
sodrási határ	w_P	%	19,0	18,8			46,0	47,6
plaszticitási index	I_P	%	17,8	15,7			21,2	18,9
izzítási veszteség	i_o	%	4,3	5,6	25	23		
víztartalom	w	%	21,6	24,7	128,8	134,4	73,2	71,1
relatív konzisztenciaindex	I_c	-	0,85	0,62				
hézagtényező	e	-	0,68	0,75	2,96	3,05	2,08	1,94
relatív telítettség	S_r	-	0,87	0,90	0,96	0,97	0,97	1,00
szemcsetérfogat	s	-	0,60	0,57	0,25	0,25	0,33	0,34
természetes térfogatsűrűség	ρ_n	g/cm^3	1,97	1,94	1,27	1,27	1,55	1,60
száraz térfogatsűrűség	ρ_d	g/cm^3	1,62	1,56	0,56	0,54	0,89	0,93
kavicstartalom	K	%	0	0			0	2
homoktartalom	H	%	25	37			38	43
iszaptartalom	I	%	54	51			62	55
agyagtartalom	A	%	21	12				
drénezetlen egyirányú nyomószilárdság	q_u	kN/m^2	66,0	77,0				
drénezetlen rugalmassági modulus	E_u	kN/m^2	2,6	1,3				
összenyomódási modulus első terhelésre	E_{oed}	kN/m^2	3000	3300	580	600	2000	2100
összenyomódási modulus tehermentesítésre	$E_{oed,ur}$	kN/m^2	10400	12300	12500	12600	15000	15000
kompressziós index	C_c	-	0,0811	0,0816				
duzzadási index	C_s	-	0,0086	0,0082				
módosított kompressziós index	λ^*	-	0,0206	0,0204	0,0678	0,0681	0,0370	0,0387
módosított duzzadási index	κ^*	-	0,0044	0,0043	0,0023	0,0023	0,0037	0,0037
konszolidációs tényező	c_v	m^2/s	$8{,}6\cdot10^{-8}$	$8{,}6\cdot10^{-8}$	$3{,}8\cdot10^{-8}$	$3{,}7\cdot10^{-8}$	$1{,}2\cdot10^{-7}$	$1{,}1\cdot10^{-7}$
kúszási index	c_α	-	0,0013	0,0019	0,008	0,008	0,0014	0,0015

A mélykeveréssel előállított anyag minősége az alkalmazott kötőanyag típusától és mennyiségétől, valamint a talaj és a keverékben lévő teljes vízmennyiség arányától függ. A kísérleteinkben többnyire cement kötőanyagot használunk, de a tőzeg talaj esetén néhány keverést készítettünk cement és gipsz adagolásával is. A cementes keverékek előállításához az általános betonipari felhasználásra javasolt CEM II/B-S 32,5R szlovák cementet használtuk.

A kötőanyag tartalmát a nemzetközi gyakorlatban szokásos módon az

$$\alpha = m_{cement} / V_{talaj} = \text{kötőanyag tömege / talajtérfogat } [\text{kg/m}^3] \qquad (8.1)$$

cementtényezővel és az

$$\alpha_{inpl} = m_{cement} / V_{mix} = \text{kötőanyag tömege / keveréktérfogat } [\text{kg/m}^3] \qquad (8.2)$$

keverék-cementtényezővel jellemeztük. A cementtényezőt 50…1000 között változtattam a talajfajtától és az alkalmazás céljától függően [Filz et. al., 2003].

A vízmennyiséget a cement mennyiségéhez szokás viszonyítani, mindkettőt térfogatban mérve. Lényeges, hogy a víz mennyiségében a talajban már benne levő víz is megjelenjen, ezért szokás összes víz/cement vagy teljes víz/cement arányról beszélni, ezt az irodalomban szokásos jelöléssel a

$$w_T/c = m_{w,mix} / m_{cement} = \text{víztömeg / cementtömeg} \ [-] \qquad (8.3)$$

tényező mutatja. Ennek jellemző értékei 1,0…12,0, s nagyságát elsősorban a talajfajtától függően kell megállapítani, a kötött talajok kívánnak nagyobb mennyiséget.

A vizsgálatokat a háromféle talajon több különböző w_T/c, illetve α aránnyal végeztük el. Az elkészült mintákat víz alatt tároltuk, majd univerzális nyomóberendezéssel terheltük őket a nemzetközi gyakorlatban szokásos szilárdulási idők (7, 14, 28, 42 és 90 nap) után. A vizsgálatból megállapítottuk az egyirányú nyomószilárdságukat és a rugalmassági modulusukat, és természetesen mértük a minták súlyát, átmérőjét, magasságát.

8.2.2 A vizsgált keverékek adatai

A kutatások mind az oszlopszerű, mind pedig a tömegstabilizáló mélykeverés alkalmazási lehetőségeit vizsgálta, ennek megfelelően állítottuk össze a keverékeket. Az oszlopszerű mélykeverés lehetőségeit a német Bauer cég által alkalmazott (MIP), a tömegstabilizálását a finn ALLU cég által alkalmazott technológia ajánlásait követve vizsgáltam, mert Magyarországon a közeljövőben ezek alkalmazására látszik esély.

A zalai agyag esetében mind a két megoldás szóba jöhet, ennek megfelelően kisebb és nagyobb cementadagolású keverékeket is készítettünk. A *8.2. táblázatokban* az 1-12. és a P1-P4. számmal jelölt keverékek a nagyobb szilárdságot követelő oszlopszerű, míg a 13-18. és a P5-P6. számú keverékek a kisebb szilárdsággal is beérő tömegstabilizáló mélykeveréshez készültek.

A hőgyészi tőzegből készített keverékek adatai a *8.3. táblázatban* szerepelnek. A szakirodalmi ajánlások alapján 50-50 % cement-gipsz kötőanyaggal is készítettünk 5 keveréket (ezek jelölésében a G szerepel.). A munka során azt tapasztaltuk, hogy a kevés kötőanyaggal készült minták alig szilárdultak meg. A 6, 9 G és 14 G számúak mindvégig olyan puhák maradtak, hogy nyomóvizsgálatukat még 42 napos korukban sem lehetett elvégezni. Az 5 és 8 G számú minták pedig csak a 28 napos vizsgálatra szilárdultak meg annyira, hogy terhelhetők lettek. Azt is láttuk, hogy a cementtel és gipsszel készített minták szilárdsága nem tér el jelentősen a tisztán cementtel készített mintákétól, ezért azokat külön nem elemeztem.

A sárréti mésziszap esetében csak a tömegstabilizálásra vonatkozóan állítottam össze keverékeket, ezeket foglalja össze a *8.4. táblázat*.

8.2. táblázat. A stabilizált zalai agyag vizsgálati eredményei

keverék jele	eredeti talaj adatai				keverési talajminta adatai			víz-cement zagy adatai					keverékjellemzők				egyirányú nyomószilárdság						rugalmassági modulus					
	víz-tartalom	telítettség	term. térfogat-sűrűség	száraz térfogat-sűrűség	nedves talaj-tömeg	víz tömege	szem-csék tömeg	víz tömege	cement tömege	víz/cement-tényező	száraz térfogat-sűrűség	térfogat-arány	teljes víz/cement-tényező	száraz cement-tartalom	cement-tényező eredeti talajra	cement-tényező keverékre	0 napos	7 napos	14 napos	28 napos	42 napos	90 napos	0 napos	7 napos	14 napos	28 napos	42 napos	90 napos
	w_t	$S_{r,t}$	$\rho_{n,t}$	$\rho_{d,t}$	m_n	m_w	m_s	$m_{w,z}$	m_c	w/c	$\rho_{d,z}$	VR	w_T/c	a_w	α	α_{inpl}	q_u						E_u					
	%	-	kg/m^3	kg/m^3	kg	kg	kg	kg	kg	-	kg/m^3	-	-	-	kg/m^3	kg/m^3	kPa						MPa					
1	24,8	1,0	1996	1599	10,6	2,11	8,49	0,80	1,60	0,50	1219	0,247	1,82	0,19	301	242	0	1195	1245	1565	2017	2800	0	148	152	208	257	304
2	24,8	1,0	1996	1599	11,1	2,20	8,89	1,41	2,80	0,50	1220	0,413	1,29	0,31	504	357	0	1322	1675	2341	2441	2500	0	128	202	332	330	332
3	24,8	1,0	1996	1599	10,0	1,99	8,01	1,80	3,60	0,50	1222	0,588	1,05	0,45	719	453	0	2747	3221	4247	4700	5000	0	325	405	398	460	463
4	24,8	1,0	1996	1599	10,0	1,99	8,01	3,00	2,50	1,20	658	0,758	2,00	0,31	499	284	0	781	997	1491	1533	2500	0	69	92	156	163	265
5	24,8	1,0	1996	1599	10,0	1,99	8,01	4,20	3,50	1,20	659	1,061	1,77	0,44	699	339	0	1533	2105	3375	3933	5000	0	123	240	243	324	352
6	24,8	1,0	1996	1599	7,2	1,43	5,77	4,00	3,30	1,21	654	1,399	1,65	0,57	915	381	0	952	1197	1300	1741	2000	0	71	84	137	161	200
7	24,8	1,0	1996	1599	7,2	1,43	5,77	3,60	2,60	1,38	588	1,226	1,93	0,45	721	324	0	821	1361	1494	1751	2400	0	55	118	152	200	248
8	24,8	1,0	1996	1599	7,2	1,43	5,77	4,60	3,30	1,39	584	1,565	1,83	0,57	915	357	0	1544	1483	1737	2811	2900	0	126	182	203	234	353
9	24,8	1,0	1996	1599	7,2	1,43	5,77	5,10	3,60	1,42	577	1,730	1,81	0,62	998	365	0	1295	1590	2093	3133	3500	0	114	153	166	199	305
10	24,8	1,0	1996	1599	6,5	1,29	5,21	3,70	2,30	1,61	519	1,359	2,17	0,44	706	299	0	872	1300	1811	1848	2900	0	77	140	150	174	264
11	24,8	1,0	1996	1599	6,5	1,29	5,21	4,60	2,90	1,59	525	1,694	2,03	0,56	890	330	0	897	1243	1934	2375	2600	0	74	123	179	211	218
12	24,8	1,0	1996	1599	6,5	1,29	5,21	5,20	3,25	1,60	522	1,912	2,00	0,62	998	343	0	795	1424	2081	2091	3000	0	70	114	201	205	255
13	24,8	1,0	1996	1599	5,1	1,01	4,09	4,60	1,94	2,37	372	2,041	2,89	0,47	759	250	0	450	764	945	1033	1527	0	26	59	63	53	85
14	24,8	1,0	1996	1599	6,7	1,33	5,35	4,01	1,94	2,07	419	1,382	2,75	0,36	580	243	0	621	877	1119	1685	1963	0	45	79	108	170	191
15	24,8	1,0	1996	1599	5,1	1,01	4,09	4,59	0,97	4,73	198	1,917	5,78	0,24	380	130	0	91	143	190	226	292	0	10	12	20	25	31
16	24,8	1,0	1996	1599	6,7	1,33	5,35	4,01	0,97	4,13	225	1,290	5,50	0,18	290	127	0	194	256	340	313	475	0	20	23	25	38	51
17	24,8	1,0	1996	1599	5,1	1,01	4,09	4,59	0,49	9,37	103	1,857	11,44	0,12	192	67	0	13	11	32	34	44	0	5	1	4	3	4
18	24,8	1,0	1996	1599	6,7	1,33	5,35	4,01	0,49	8,18	118	1,244	10,89	0,09	146	65	0	32	39	46	60	98	0	8	6	7	6	11
P1	24,8	1,0	1996	1599	8,3	1,65	6,65	1,50	1,25	1,20	659	0,456	2,52	0,19	301	206	0	746	771	1389	988	1000	0	92	105	138	123	125
P2	24,8	1,0	1996	1599	8,3	1,65	6,65	2,50	2,08	1,20	658	0,760	2,00	0,31	500	284	0	1106	1250	1585	2418	1008	0	84	139	196	208	166
P3	24,8	1,0	1996	1599	10,0	1,99	8,01	4,20	3,50	1,20	659	1,061	1,77	0,44	699	339	0	1003	1548	1774	2313	2483	0	96	129	131	189	295
P4	24,8	1,0	1996	1599	7,2	1,43	5,77	4,00	3,30	1,21	654	1,399	1,65	0,57	915	381	0	927	1278	1800	2044	2021	0	116	132	211	210	291
P5	24,8	1,0	1996	1599	7,5	1,49	6,01	4,50	0,75	6,00	158	1,261	7,99	0,12	200	88	0	66	79	91	91	316	0	8	12	13	13	17
P6	24,8	1,0	1996	1599	10,0	1,99	8,01	7,50	1,00	7,50	128	1,560	9,49	0,12	200	78	0	469	444	453	669	810	0	46	47	48	76	110

8.3. táblázat. A stabilizált hőgyészi tőzeg vizsgálati eredményei

keverék jele	eredeti talaj adatai				keverési talajminta adatai			víz-cement zagy adatai					keverékjellemzők				egyirányú nyomószilárdság						rugalmassági modulus					
	víz-tartalom	telítettség	term. térfogat-sűrűség	száraz térfogat-sűrűség	nedves talaj-tömeg	víz tömege	szem-csék tömeg	víz tömege	cement tömege	víz/cement-tényező	száraz térfogat-sűrűség	térfogat-arány	teljes víz/cement-tényező	száraz cement-tartalom	cement-tényező eredeti talajra	cement-tényező keverékre	0 napos	7 napos	14 napos	28 napos	42 napos	90 napos	0 napos	7 napos	14 napos	28 napos	42 napos	90 napos
	w_t	$S_{r,t}$	$\rho_{n,t}$	$\rho_{d,t}$	m_n	m_w	m_s	$m_{w,z}$	m_c	w/c	$\rho_{d,z}$	VR	w_T/c	a_w	α	α_{inpl}	q_u						E_u					
	%	-	kg/m^3	kg/m^3	kg	kg	kg	kg	kg	-	kg/m^3	-	-	-	kg/m^3	kg/m^3	kPa						MPa					
P1	130,0	1,0	1311	570	8,1	4,55	3,50	0,50	1,28	0,39	1412	0,15	3,95	0,37	208	182	0	188	188	197	194	205	0	12,5	13,5	10,1	14,1	15,2
1	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	2,00	2,34	0,86	852	0,35	3,36	0,52	296	220	0	149	139	172	163	185	0	5,2	5,2	6,1	7,5	9,7
2	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	1,00	1,95	0,51	1203	0,20	3,52	0,43	247	205	0	104	116	127	129	142	0	2,7	3,6	4,2	5,1	8,6
3	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	1,00	1,56	0,64	1042	0,19	4,40	0,35	197	166	0	71	70	81	70	80	0	1,2	2	2,1	2,2	4
4	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	1,00	1,17	0,86	852	0,17	5,86	0,26	148	126	0	35	35	35	35	39	0	0,4	0,5	0,5	0,7	1,1
5	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	1,00	0,78	1,28	625	0,16	8,79	0,17	99	85	0			2,4	3,5	4,8				0,02	0,15	0,12
6	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	1,00	0,58	1,71	493	0,15	11,73	0,13	74	64												
7 G	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	1,00	1,56	0,64	1042	0,19	4,40	0,35	197	166	0	24	35	46	59	59		0,3	0,7	0,8	1,4	2,1
8 G	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	1,00	1,17	0,86	852	0,17	5,86	0,26	148	126	0	0	0	12	12	7,2				0,11	0,11	0,13
9 G	130,0	1,0	1311	570	10,4	5,85	4,50	1,00	0,78	1,28	625	0,16	8,79	0,17	99	85												
10	130,0	1,0	1311	570	9,9	5,59	4,30	0,00	1,56	0,00	3150	0,07	3,59	0,36	207	194	0	47	35	58	71	70	0	1,1	1,8	2,3	2,4	2,5
11	130,0	1,0	1311	570	9,9	5,59	4,30	0,00	1,17	0,00	3150	0,05	4,79	0,27	155	148	0	36	47	59	59	68	0	1,2	1,7	1,7	2,1	5,2
12	130,0	1,0	1311	570	9,9	5,59	4,30	0,00	0,78	0,00	3150	0,03	7,18	0,18	103	100	0	12	12	12	12	11	0	0,132	0,15	0,14	0,16	0,19
13 G	130,0	1,0	1311	570	9,9	5,59	4,30	0,00	1,17	0,00	3150	0,05	4,79	0,27	155	148	0	5,9	12	12	24	22	0	0,12	0,18	0,19	0,3	0,3
14 G	130,0	1,0	1311	570	9,9	5,59	4,30	0,00	0,78	0,00	3150	0,03	7,18	0,18	103	100												
PP1	130,0	1,0	1311	570	8,5	4,81	3,70	0,00	1,62	0,00	3150	0,08	2,97	0,44	249	231	0	14	19	27	28	32	0	0,19	0,3	1,5	1,9	2,1
PP2	130,0	1,0	1311	570	8,5	4,81	3,70	0,00	1,93	0,00	3150	0,09	2,49	0,52	298	272	0	23	30	42	46	53	0	0,39	1,3	2,5	3,3	4
PP3	130,0	1,0	1311	570	8,5	4,81	3,70	0,00	2,27	0,00	3150	0,11	2,12	0,61	349	314	0	32	39	54	67	75	0	0,83	2,3	3,4	4,8	5,8
PP4	130,0	1,0	1311	570	8,5	4,81	3,70	0,00	2,59	0,00	3150	0,13	1,86	0,70	399	354	0	25	52	66	75	102	0	0,57	2,8	5,5	6,6	7,4

8.4. táblázat. A keveréshez előkészített sárréti mésziszap jellemző adatai

keverék jele	eredeti talaj adatai				keverési talajminta adatai			víz-cement zagy adatai					keverékjellemzők				egyirányú nyomószilárdság						rugalmassági modulus					
	víz-tartalom	telí-tettség	term. térfogat-sűrűség	száraz térfogat-sűrűség	nedves talaj-tömeg	víz tömege	szem-csék tömeg	víz tömege	cement tömege	víz/cement-tényező	száraz térfogat-sűrűség	térfogat-arány	teljes víz/cement-tényező	száraz cement-tartalom	cement-tényező eredeti talajra	cement-tényező keverékre	0 napos	7 napos	14 napos	28 napos	42 napos	90 napos	0 napos	7 napos	14 napos	28 napos	42 napos	90 napos
	w_t	$S_{r,t}$	$\rho_{n,t}$	$\rho_{d,t}$	m_n	m_w	m_s	$m_{w,z}$	m_c	w/c	$\rho_{d,z}$	VR	w_T/c	a_w	α	α_{inpl}	q_u						E_u					
	%	-	kg/m^3	kg/m^3	kg	kg	kg	kg	kg	-	kg/m^3	-	-	-	kg/m^3	kg/m^3	kPa						MPa					
P1	72,0	1,0	1577	917	12,09	5,06	7,03	0,20	0,780	0,26	1743	0,06	6,75	0,11	102	96	0	70	80	70	93	104	0	2,3	3,1	3,1	4,2	5,7
P2	72,0	1,0	1577	917	13,11	5,49	7,62	0,20	0,422	0,47	1264	0,04	13,47	0,06	51	49	0	12	17	11	18	17	0	0,2	0,2	0,4	0,4	0,6
P3	72,0	1,0	1577	917	12,09	5,06	7,03	0,20	1,560	0,13	2244	0,09	3,37	0,22	204	187	0	303	418	567	727	980	0	29,2	29,3	52,9	55,6	63,2
1	72,0	1,0	1577	917	12,04	5,04	7,00	0,14	0,971	0,14	2166	0,06	5,33	0,14	127	120	0	58	69	92	88	93	0	2,0	2,8	3,6	5,0	5,4
2	72,0	1,0	1577	917	12,04	5,04	7,00	0,14	1,170	0,12	2288	0,07	4,43	0,17	153	144	0	196	235	343	334	430	0	12,6	12,1	24,8	30,2	30,4
3	72,0	1,0	1577	917	12,04	5,04	7,00	0,14	1,360	0,10	2379	0,07	3,81	0,19	178	166	0	301	297	312	380	598	0	21,4	23,6	24,8	22,5	47,6
4	72,0	1,0	1577	917	12,04	5,04	7,00	0,14	1,940	0,07	2567	0,10	2,67	0,28	254	231	0	655	878	1351	1384	1900	0	49,3	58,7	88,6	90,7	109,5
5	72,0	1,0	1577	917	12,04	5,04	7,00	0,14	2,330	0,06	2649	0,12	2,22	0,33	305	274	0	1037	1487	2125	2853	2991	0	69,8	119,9	131,5	193,6	199,4
6	72,0	1,0	1577	917	11,42	4,78	6,64	0,53	0,780	0,68	1002	0,11	6,81	0,12	108	97	0	81	71	94	82	117	0	4,2	5,1	5,2	5,3	7,2
7	72,0	1,0	1577	917	11,42	4,78	6,64	0,53	0,970	0,55	1156	0,12	5,48	0,15	134	120	0	81	92	165	174	246	0	7,4	7,4	12,7	13,4	18,4
8	72,0	1,0	1577	917	11,42	4,78	6,64	0,53	1,170	0,45	1296	0,12	4,54	0,18	162	144	0	196	231	334	424	508	0	16,8	17,8	19,3	28,5	32,6
9	72,0	1,0	1577	917	11,42	4,78	6,64	0,53	1,550	0,34	1515	0,14	3,43	0,23	214	188	0	370	542	910	1024	1559	0	31,1	60,0	79,4	81,2	89,8
10	72,0	1,0	1577	917	11,42	4,78	6,64	0,53	1,940	0,27	1691	0,16	2,74	0,29	268	231	0	508	670	1162	1458	1952	0	45,3	65,0	88,8	112,0	122,2

A *8.2. – 8.4. táblázatban* megadott laboratóriumi vizsgálatok tervezéséhez és értékeléséhez a következő jellemzőket, képleteket használtam:

– a zagy víz/cement-tényezője	$w/c=\frac{m_{w,z}}{m_c}$	(-)	(8.4)
– térfogatarány	$VR = \frac{\gamma_{d,t}}{\gamma_{d,z}} \cdot a_w$	(-)	(8.5)
– a zagy száraz térfogatsúlya	$\gamma_{d,z} = \frac{\rho_c \cdot \gamma_w}{\gamma_w + (w/c) \cdot \rho_c}$	(kg/m^3)	(8.6)
– teljes víz/cement-tényező	$w_T/c = \frac{m_{w+m_{w,z}}}{m_c}$	(-)	(8.7)
– száraz cementtartalom	$a_w = \frac{m_c}{m_s}$	(%)	(8.8)
– cementtényező eredeti talajra	$\alpha = a_w \cdot \rho_{d,t}$	(kg/m^3)	(8.9)
– a keverék cementtényezője	$\alpha_{inpl} = \frac{\rho_{d,z} \cdot \alpha}{\rho_{d,z} + \alpha}$	(kg/m^3)	(8.10)

8.2.3 A laboratóriumban stabilizált talajok paramétereinek értékelése

8.2.3.1 A keverékek paramétereinek viszonya

A *8.1. ábra* a keverékeket a tapasztalat szerint leginkább jellemző két paraméternek, a keverék α_{inpl} cementtényezőjének és a w_T/c teljes víz/cement-tényezőnek a kapcsolatát veti össze. A megrajzolt vonalak mentén a zalai agyag esetében volt csak nagyobb szórás, a másik két talaj esetében szinte csak olyan mintáink voltak, melyek pontjai rajta voltak az egyenesen, s a regressziós együttható mindegyik talaj esetében nagy volt.

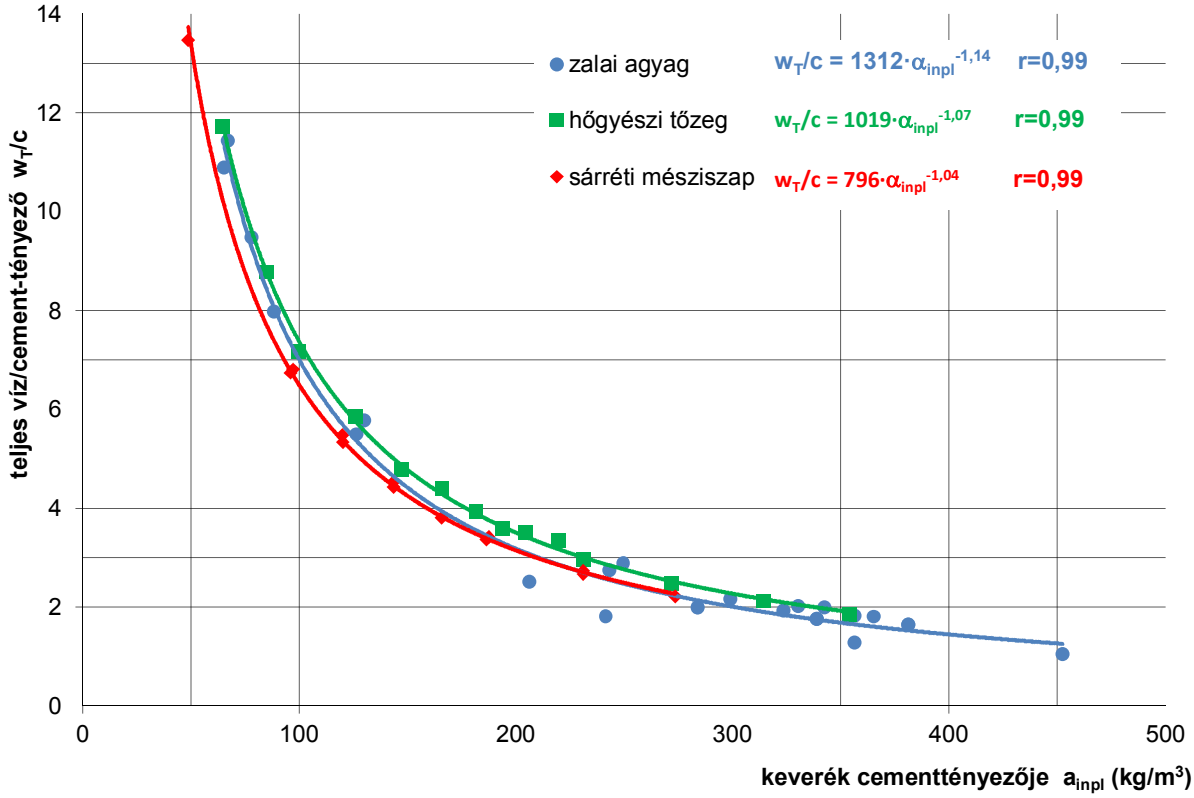
Megállapítható, hogy a három talaj vonala szinte egybeesik, úgy tűnik, ilyen gyenge talajok esetében nem lehet akármilyen keverékeket előállítani, a cementadagolás lényegileg meghatározza a teljes víz/cement-tényezőt. Az ábrán a $w_T/c=f(\alpha_{inpl})$ kapcsolatokat az Excel adatkezelővel meghatározott hatványfüggvényekkel ábrázoltuk. Érzékelhető, hogy e paraméterek nagyon hasonlóak, az α_{inpl} kitevője -1,0-tól alig különbözik. Ésszerűnek látszott a zalai agyagét és a hőgyészi tőzegét is a sárréti mészíszapra nyert

$$w_T/c = A/\alpha_{inpl} \tag{8.11}$$

hiperbolikus összefüggéssel helyettesíteni, melyek:

– zalai agyag A = 1000 kg/m^3
– hőgyészi tőzeg A = 900 kg/m^3
– sárréti mészíszap A = 800 kg/m^3

Ezek az „eredeti” görbéktől kissé eltérő vonalakat adnak, viszont könnyebb értelmezést, összehasonlítást tesznek lehetővé, ami azért is indokolt, e képlet célja, haszna az lehet, hogy a tervezés első fázisában tájékoztatást adjon a keverékek összeállításához.



8.1. ábra. A vizsgált talajok cementes keverékeinek fő paraméterei közötti kapcsolat

8.2.3.2 A keverékek nyomószilárdságának változása

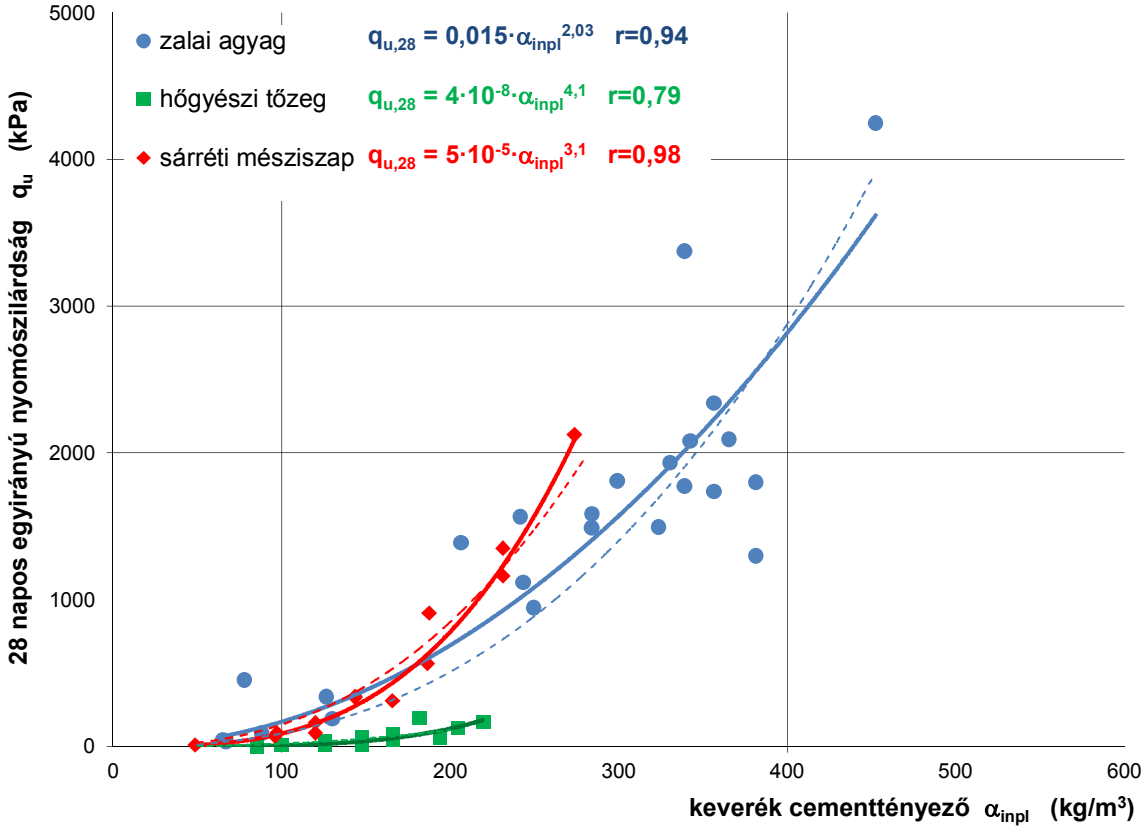
A *8.2. ábra* a nyomószilárdságoknak a cementadagolástól függő növekedését ábrázolja a megvizsgált tartományokra.

Jól érzékelhető az ábrán, hogy

- azonos cementadagolással a tőzeg a másik két talaj szilárdságának a negyedét produkálja,
- a mésziszap és az agyag az α_{inpl}<220 kg/m^3 tartományban közel azonos szilárdságú, efölött a mésziszap jobban hasznosítja a kötőanyagot.

Itt említem, hogy az egyirányú nyomószilárdság 28 nap után még mindegyik talaj és keverékfajta esetén növekedett. A 90 napos szilárdság a 28 naposnak 1,2-1,8-szorosa lett.

Az ábra felhívja a figyelmet arra, hogy a megadott képletek érvényességét semmiképpen sem szabad a nem vizsgált nagyobb cementtényezőjű tartományokra kiterjeszteni. Az agyag görbéjét és lényegében „négyzetes” képletének tükrében kételkednünk kell abban, hogy a mésziszapra kapott „köbös” képletben kifejeződő erőteljesebb szilárdulás a nagyobb α_{inpl}>270 kg/m^3 tartományban alkalmazható-e. Hasonlóképpen kell értelmeznünk a tőzegre adott képlet még nagyobb, „négyes” kitevőjét. A képlettel számolva ugyanis kb. α_{inpl}≈450 kg/m^3 értéktől a tőzegre nagyobb szilárdságot kapnánk, mint az agyagra, miközben a bemért tartományban sokkal gyengébb a tőzeg.



8.2. ábra. A stabilizált talajok egyirányú nyomószilárdságának függése a cementadagolástól

Az ábrán megadott Excel-eredetű képletek helyett az összehasonlíthatóság céljából érdemes mindegyik összefüggést

$$q_u = B \cdot \alpha_{inpl}^{2,5} \tag{8.12}$$

alakú formulára cserélni, amibe a három talajra a következő B konstansok helyettesíthetők:

– zalai agyag: $B = 0{,}9$
– hőgyészi tőzeg: $B = 0{,}2$
– sárréti mészszap: $B = 1{,}5$

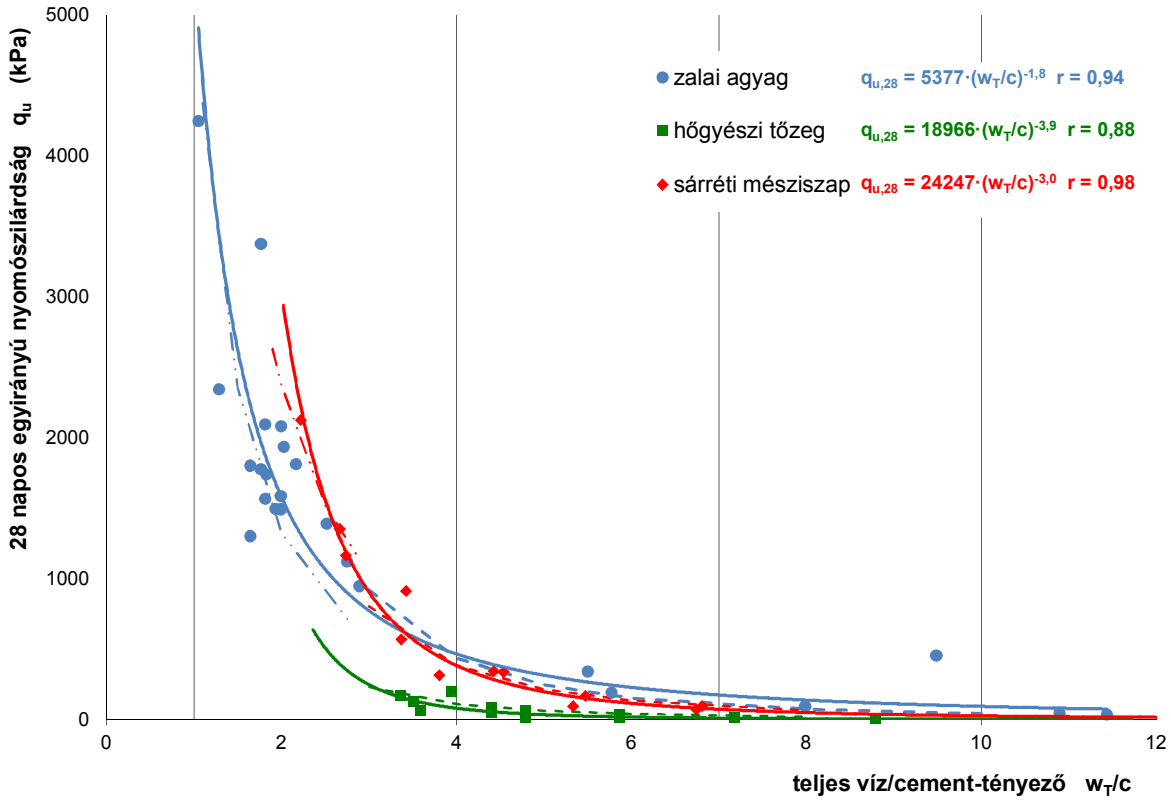
A képletbe α_{inpl} kg/m^3-ban vezetendő be, s akkor MPa-ban kapjuk q_u értékét.

A *8.2. ábrán* ezeket szaggatott vonallal jelöltem. A képlet a talajfajtánként adott B konstanssal természetesen nem illeszkedik olyan jól a mérési eredményekre, mint az Excel-eredetű képlet, de nem is ad sokkal rosszabb leírást. Előnye, hogy

– a zalai agyagra ugyan merészebb növekedést jelent, mint a 2 kitevőjű képlet, viszont e talaj esetében a B értékét úgy vettem fel, hogy a bemért α_{inpl} tartományra óvatos értékeket adjon,
– a hőgyészi tőzegre sokkal óvatosabb, s ezért biztonságosabb előrejelzést ad, mint a négyes kitevőjű adott,
– a sárréti mészszapra így óvatosabb lett.

A *8.3. ábra* a nyomószilárdságoknak a teljes víz/cement-tényezőtől való függését mutatja. Megfigyelhető, hogy

– a görbék jellege hasonló,
– $w_T/c > 4$ esetén már mindegyik talajt nehéz stabilizálni,
– $w_T/c < 3$ esetén nagyon változik a szilárdság, amit valójában a cementtényező változása okoz.



8.3. ábra. Az stabilizált talajok egyirányú nyomószilárdságának függése a teljes víz/cement-tényezőtől

Célszerű itt is valamiféle egységesítés. A $w_T/c > 3,0$ tartományban

$$q_u = C/(w_T/c)^{2,6} \tag{8.13}$$

képletet érdemes használni, melybe a következő C konstansok helyettesíthetők:

– zalai agyag $C = 16000$ kPa
– hőgyészi tőzeg $C = 4000$ kPa
– sárréti mésziszap $C = 14000$ kPa

A *8.3. ábrán* ezeket szaggatott vonallal jelöltem. A $w_T/c < 3,0$ tartományban a

$$q_u = D/(w_T/c)^{2,0} \tag{8.14}$$

képletet érdemes használni, melybe a két talajfajtára a következő D konstansok vezethetők:

– zalai agyag $D = 5300$ kPa
– sárréti mésziszap $D = 9500$ kPa

A *8.3. ábrán* ezeket eredményvonallal jelöltem. A tőzeg talajra vonatkozóan a $w_T/c < 3{,}0$ tartományra nem adtam meg összefüggést, mert erre nincsenek megbízható eredményeink.

8.2.3.3 A keverékek mechanikai jellemzői közötti összefüggések

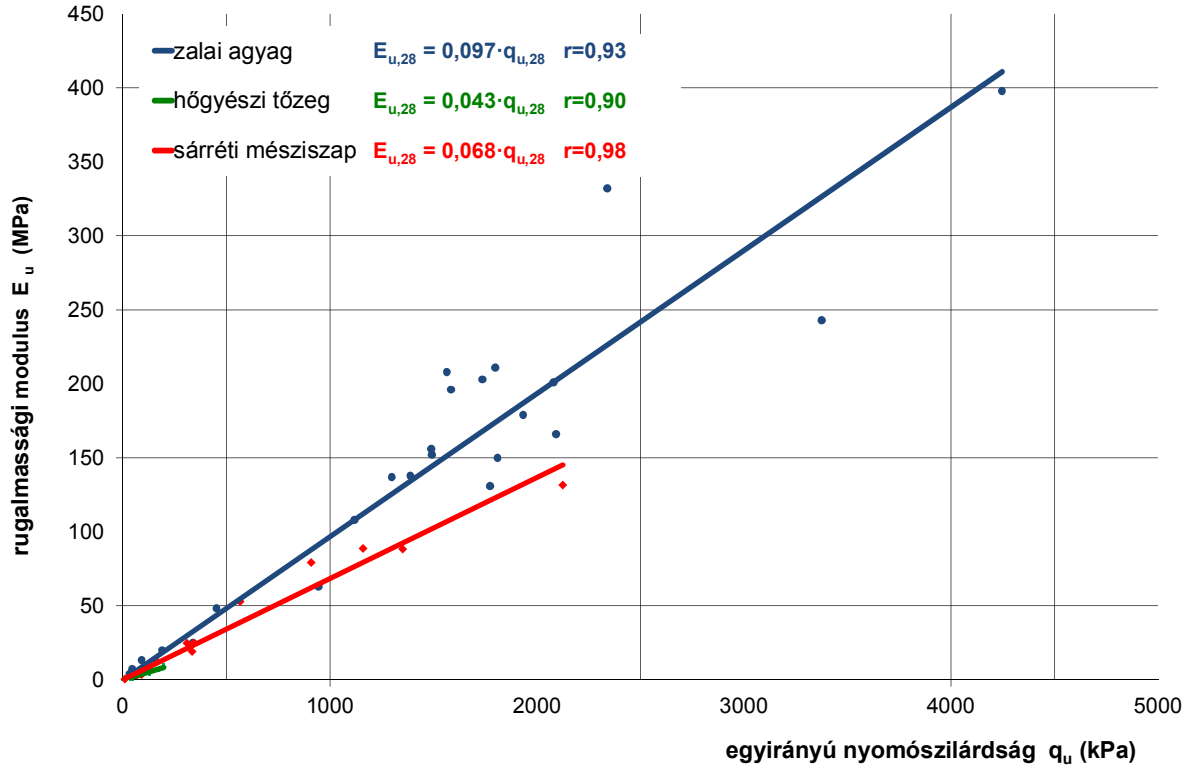
A *8.4. ábra* a rugalmassági modulusok és a nyomószilárdságok arányát mutatja be. A lineáris összefüggés alkalmazása mindegyik talaj esetében helyénvaló, az egyenes körüli szórás a tőzeg esetén volt a legnagyobb, a mésziszap esetén a legkisebb. Az ábrán különösen markánsan megmutatkozik, hogy a tőzeget mennyivel szűkebb tartományban vizsgáltuk.

A három képlet általánosítva és egyszerűsítve a következőképpen adható meg:

$$E_u = E \cdot q_u \tag{8.15}$$

melybe q_u értékét MPa-ban helyettesítve E_u-t is MPa-ban kapjuk, ha a három talajfajtára a következő E konstansokat helyettesítjük be:

– zalai agyag $E = 100$
– hőgyészi tőzeg $E = 50$
– sárréti mésziszap $E = 70$



8.4. ábra. Az stabilizált talajok egyirányú nyomószilárdságának és rugalmassági modulusának viszonya

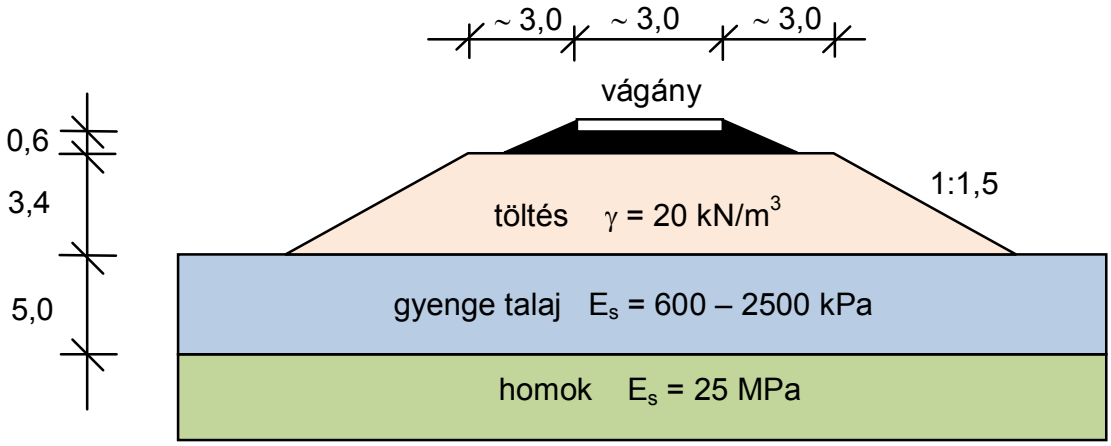
Megállapítható, hogy a laboratóriumi vizsgálatok eredményei összhangban vannak a nemzetközi irodalomban található vizsgálati eredményekkel (Larsson, 2006, Filz et. al, 2005).

8.3 A mélykeveréses talajjavítás tervezése, modellezése

A kutatás másik fontos része a vizsgált talajok mélykeveréses talajjavításának tervezésére alkalmas módszer kidolgozása volt. Mind a két technológia (az oszlopszerű javítás és a tömegstabilizálás) méretezési-modellezési lehetőségeit is megvizsgáltam olyan geometriájú esetekre, melyek a talajrétegződés, a töltésméretek tekintetében a vasútépítési gyakorlatban tipikusak, s amelyek esetében mindkét javítási technológia szóba jöhet.

8.3.1 A vizsgált töltésalapozások

A vizsgált töltés geometriai viszonyait az előbbiek szerint mindegyik talajtípus esetében a *8.5. ábra* szerint vettem fel. A talajvíz szintjét a terepszinten feltételeztem. Töltésanyagként jó minőségű homokos kavicsot vettem figyelembe. Az ágyazat tetején egységesen 3,0 m szélességben 52,5 kPa járműterhet működtettem, de nem tartósan, azaz nem számoltam azzal, hogy ez konszolidációs süllyedést okoz, csak az állékonyságvizsgálatban vettem figyelembe.



8.5. ábra. A vizsgált töltés geometriai jellemzői és talajadottságai

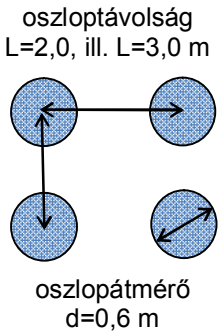
A kezeletlen talaj számításba vett talajfizikai jellemzőit a *8.5. táblázat* foglalja össze. Ezeket a laboratóriumi vizsgálatok eredményei, illetve irodalmi ajánlások alapján vettem fel.

A mélykeveréssel készülő oszlopok átmérőjét 60 cm-re vettem, hosszukat egységesen 5,0 m-re, azaz leértek a gyenge réteg feküjéig. Az oszlopok kiosztását 2,0×2,0, illetve 3,0×3,0 m négyzethálós raszterbe képzeltem. E szerkezeti kialakítást a *8.6. ábra* mutatja. Részleges tömegstabilizálásként a *8.7. ábra* szerint 1,8 m átmérőjű helyettesítő oszlopokat vizsgáltam, melyek egymástól 2,4×2,4 m, 3,6×3,6 m, illetve 5,4×5,4 m négyzethálós raszterben helyezkednek el. Megjegyzem, hogy a 2,4 m tengelytávolság már csaknem teljes tömegstabilizásnak felel meg, az egy oszlop által befolyásolt talajhenger és a helyettesítő oszlop felületének ará-

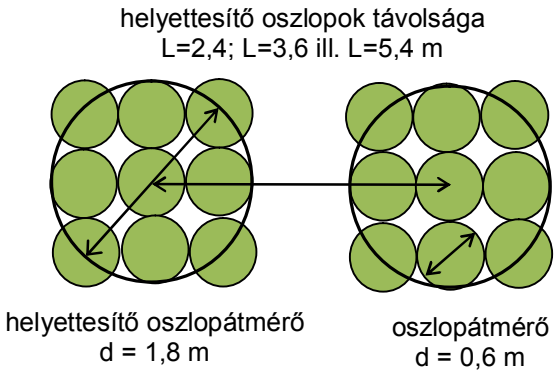
nya 2,3, míg az 5,4 m-es távolság esetében ez 11,7. A *8.6. táblázat* az egyes talaj típusokra alkalmazott technológiákat és modellezéseket foglalja összes.

8.5. táblázat. A számításba vett talajjellemzők

Mohr-Coulomb anyagmodell			**1**	**2**	**3/1**	**3/2**	**3/3**	**4**
			zúzottkő	**töltés**	**agyag**	**tőzeg**	**mésziszap**	**homok**
			Drained	Drained	Undrained	Undrained	Undrained	Drained
térfogatsúly - telítettlen	γ_{unsat}	[kN/m^3]	20	20	15	11	15	22
térfogatsúly - telített	γ_{sat}	[kN/m^3]	20	20	18	13	18	22
vízáteresztőképességi együttható	$k_x=k_y=k_z$	[m/day]	1	1	0,00002	0,0006	0,00007	1
összenyomódási modulus	E_{oed}	[kN/m^2]			2 500	600	1 500	
rugalmassági modulus	E_{ref}	[kN/m^2]	150 000	50 000				25 000
Poisson tényező	ν	[-]	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
kohézió	c_{ref}	[kN/m^2]	1	1	15	1	10	
belső súrlódási szög	φ	[°]	45	40	20	20	20	36
dilatációs szög	ψ	[°]	15	10	0	0	0	6



8.6. ábra. Oszlopszerű mélykeverés



8.7. ábra. Részleges tömegstabilizálás

Az oszlopszerű mélykeverést és a részleges tömegstabilizálást vizsgáltam

- síkbeli modellel, s ebben az oszlopokat gerendákkal helyettesítettem, de csak a 0,6 m átmérőjű oszlopok esetében, mivel a részleges tömegstabilizálást helyettesítő 1,8 m átmérőjű oszlopok „vékony” falként már nem modellezhetők,
- tengelyszimmetrikus modellel a javított oszlopokat erősebb talajjal helyettesítve mindkét átmérőjű oszlopra vonatkozóan,
- térbeli modellel az oszlopokat a valós méretükkel és kiosztásukkal beadva a szoftverbe, szintén mindkét oszlop esetében.

A másik mélykeveréses technológiát, a teljes tömegstabilizálást egyszerűen, a kezelt talajtömeget egy jobb minőségű talajjal helyettesítve modelleztem. Ezt mindegyik (síkbeli, tengelyszimmetrikus és térbeli) modellezéssel megtettem.

8.6. táblázat: A vizsgált mélykeveréses talajjavítások

talajjavítás jellemzői			talajfajta					
	oszlop-átmérő [m]	kiosztás [m]	zalai agyag		hőgyészi tőzeg		sárréti mészíszap	
			tech-nológia	modell	tech-nológia	modell	tech-nológia	modell
oszlopszerű keverés	0,6	2,0 × 2,0	X	2D, AXY, 3D			X	2D, AXY, 3D
	0,6	3,0 × 3,0	X	2D, AXY, 3D			X	2D, AXY, 3D
részleges tömeg-stabilizálás	1,8	2,4 × 2,4			X	AXY, 3D		
	1,8	3,6 × 3,6	X	AXY, 3D	X	AXY, 3D	X	AXY, 3D
	1,8	5,4 × 5,4	X	AXY, 3D	X	AXY, 3D	X	AXY, 3D
teljes tömeg-stabilizálás	teljes talajcsere				X	2D, AXY, 3D	X	2D, AXY, 3D
Jelölések: X – vizsgált technológia, 2D – síkbeli modell, AXY – tengelyszimmetrikus modellezés, 3D – térbeli modellezés								

Mindhárom talaj esetében ötféle keverék egyirányú nyomóvizsgálatának eredményeit használtam fel. Ezeket a *8.7. táblázat* foglalja össze. A futtatások során az egyirányú nyomószilárdságot e határok között változtattam. A programba bemenő szilárdsági paraméter a kohézió (c_{ref}) volt, melyet az egyirányú nyomószilárdság felére vettem. Az oszlopok rugalmassági modulusát (E_{ref}) a laboratóriumi kísérletek alapján (*8.4. ábra*) agyag talaj esetén az egyirányú nyomószilárdság 90-, tőzeg talaj esetén 50-, mészíszap esetén 70-szeresére vettem. A Poisson-tényező ν=0,2 volt.

8.7. táblázat. Keveréktípusok szilárdsági jellemzői

Mohr-Coulomb			**1. típusú keverék**	**2. típusú keverék**	**3. típusú keverék**	**4. típusú keverék**	**5. típusú keverék**
zalai agyag							
rugalmassági modulus	E_{ref}	[kN/m^2]	18 000	63 000	135 000	180 000	270 000
egyirányú nyomószilárdság	q_u	[kN/m^2]	200	700	1 500	2 000	3 000
kohézió	c_{ref}	[kN/m^2]	100	350	750	1000	1500
hőgyészi tőzeg							
rugalmassági modulus	E_{ref}	[kN/m^2]	1 350	2 300	3 500	4 500	6 500
egyirányú nyomószilárdság	q_u	[kN/m^2]	30	50	80	120	150
kohézió	c_{ref}	[kN/m^2]	15	25	40	60	75
sárréti mészíszap							
rugalmassági modulus	E_{ref}	[kN/m^2]	7 000	15 000	20 000	40 000	70 000
egyirányú nyomószilárdság	q_u	[kN/m^2]	100	200	300	600	1 000
kohézió	c_{ref}	[kN/m^2]	50	100	150	300	500

A modellezéskor a következő építési-terhelési-számítási fázisokat vizsgáltam:

1. mélykeverés készítése
2. 0,5 m vastag teherelosztóréteg + töltésépítés 2 m magasságig 30 nap alatt
3. töltésépítés teljes magasságig 30 nap alatt
4. végállapot (konszolidáció 5 kPa maradó többletpórusvíznyomásig)
5. állékonyságvizsgálat járműterhelést is figyelembe véve.

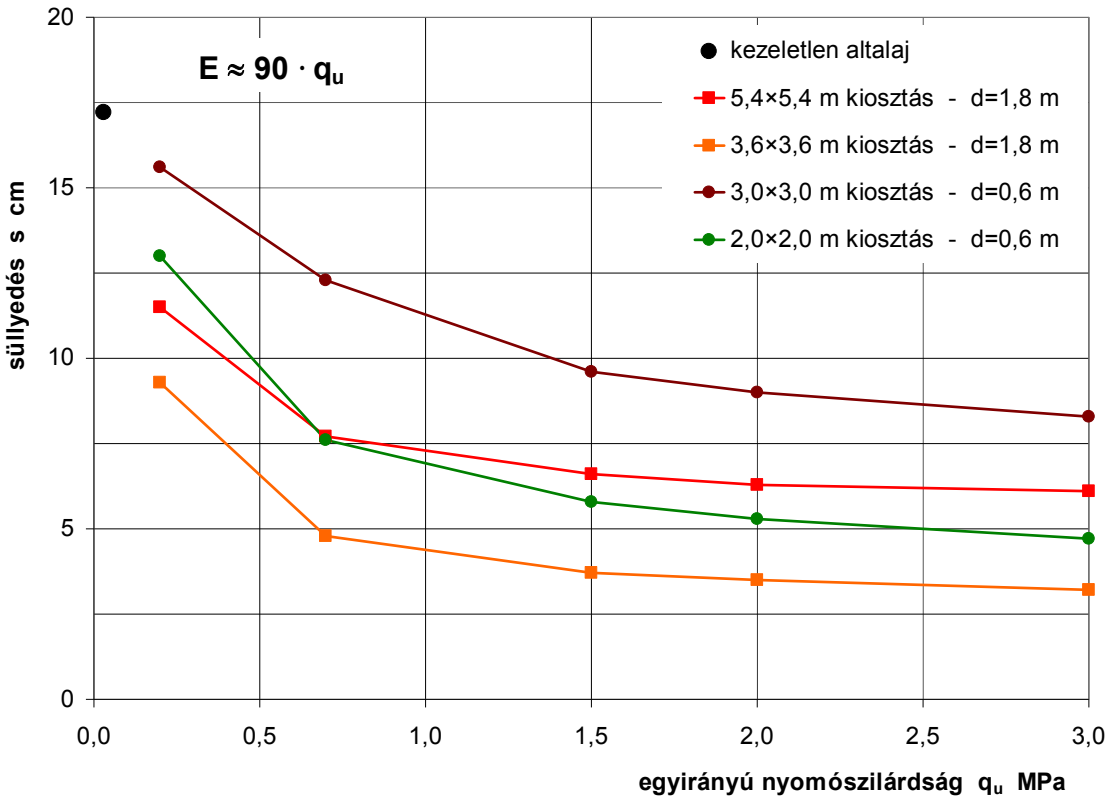
8.3.2 A süllyedéscsökkentő hatás elemzése

8.3.2.1 Számítási eredmények

Az eredmények értékeléséhez a süllyedést az egyirányú nyomószilárdság (q_u) függvényében ábrázoltuk. A *8.8. – 8. 10. ábrák* a térbeli modellel végzett futtatások eredményeit mutatja.

Mindhárom talajra vonatkozóan megállapítható, hogy

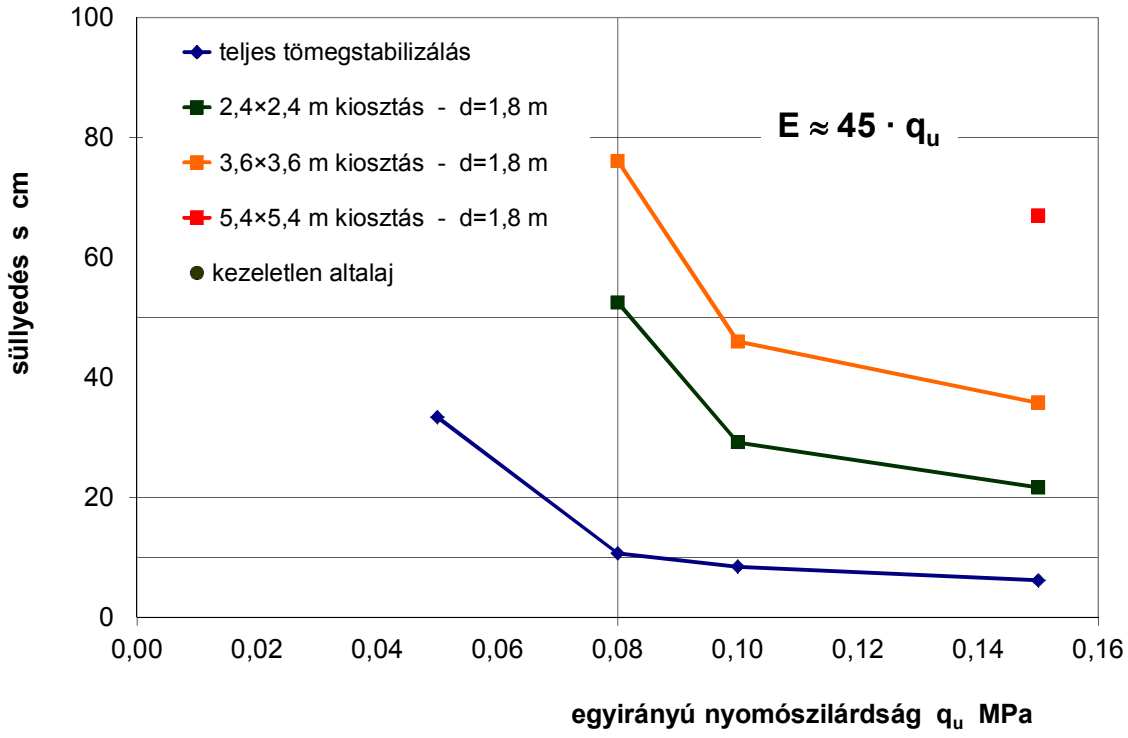
– a szilárdság növekedésével mindegyik megoldás jelentősen csökkenti a süllyedést,
– a különböző oszlopméretek és kiosztások hatékonysága lényegesen különbözik,
– egy bizonyos q_u nyomószilárdság fölé viszont már általában nem érdemes menni, mert a süllyedéscsökkentő hatás csökken.



8.8. ábra. A süllyedések alakulása a terheletlen végállapotban a zalai agyag különböző mélykeveréses javításai esetén térbeli modellből

Az agyagban bekövetkező süllyedésekkel kapcsolatban (*8.8. ábra*) megfigyelhető, hogy

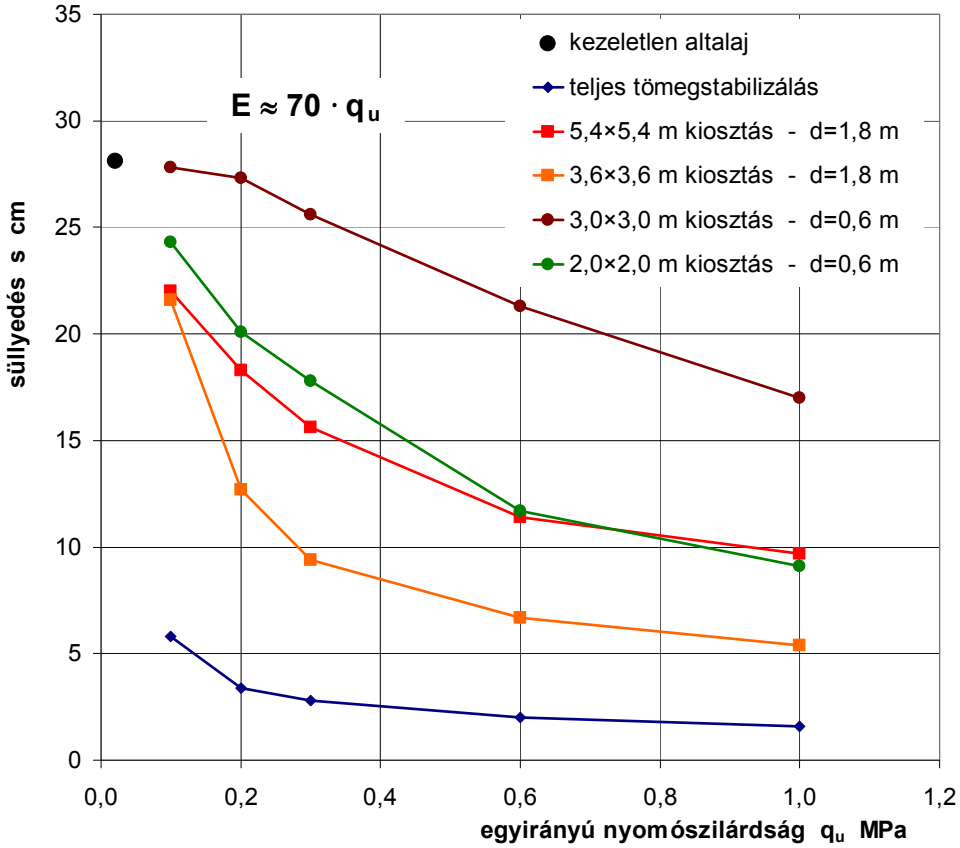
- a $0,8<q_u<1,0$ MPa tartományban az egyirányú nyomószilárdság csökkenésével rohamosan növekednek a süllyedések,
- egy bizonyos nyomószilárdság, jellemzően q_u=2,0 MPa fölé viszont már nem érdemes menni, mert annak süllyedéscsökkentő hatása már csekély,
- kevésbé hatékony a 3,0×3,0 m kiosztású, 0,6 m átmérőjű egyedi talajoszlopokkal való javítás, bár q_u=3 MPa nyomószilárdságú oszlopokkal a süllyedés így is megfelezhető,
- a leghatékonyabb a részleges tömegstabilizálás 1,8 m átmérőjű, egymástól 3,6 m távolságra lévő „oszlopokkal”, mert ezzel már gyenge $q_u\approx$0,2-0,4 MPa szilárdságú oszlopokkal is felére csökkenthető a süllyedés.



8.9. ábra. A süllyedések alakulása a terheletlen végállapotra a hőgyészi tőzeg különböző mélykeveréses javításai esetén térbeli modellből

A tőzegtalajra vonatkozóan (*8.9. ábra*) megállapítható, hogy

- egy bizonyos q_u fölött a süllyedéscsökkentő hatás csekély, ez a határ teljes tömegstabilizálás esetén kb. q_u=80 kPa, a részleges tömegstabilizálásnál kb. q_u=100 kPa,
- ilyen gyenge talajban a teljes tömegstabilizálás a hatékony megoldás,
- hatékony a részleges tömegstabilizálás 2,4×2,4 m kiosztással és 1,8 m átmérővel, ha az oszlop nyomószilárdsága q_u=0,1 MPa-hoz közelít,
- a ritka, 5,4×5,4 m kiosztású részleges tömegstabilizálás nem ajánlható.



8.10. ábra. A süllyedések alakulása a terheletlen végállapotra a sárréti mésziszap különböző mélykeveréses javításai esetén térbeli modellből

A mésziszap talaj q_u – s ábrájáról (*8.10. ábra*) a következők állapíthatók meg:

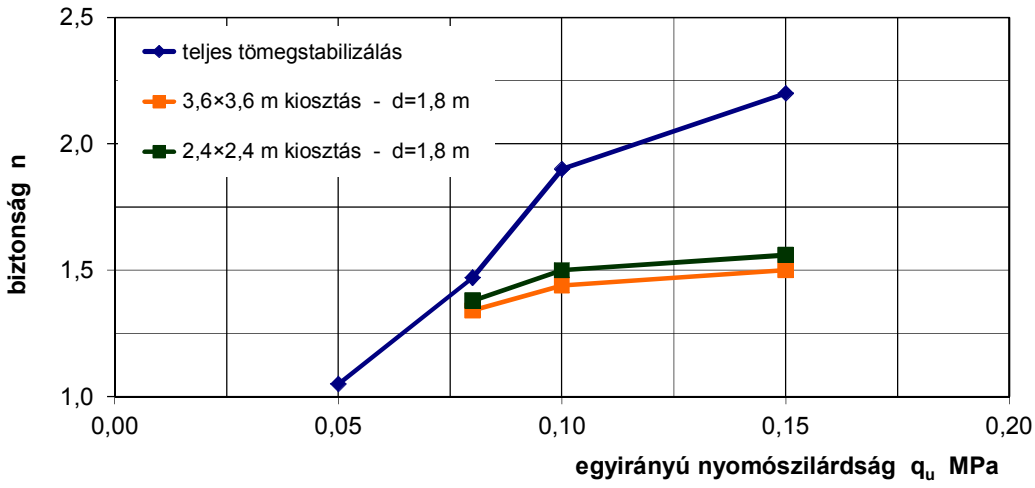
- a hatékony süllyedéscsökkentés határa függ a technológiától, minél hatékonyabb a módszer, annál kisebb ez a határ,
- a részleges és teljes tömegstabilizálás esetén a görbe első szakaszán, kb. $q_u \approx 0{,}4$ MPa-ig az egyirányú nyomószilárdság növekedésével rohamosan csökkennek a süllyedések,
- a részleges és teljes tömegstabilizálás esetén a görbék második szakaszai ellapuló egyenesek, ami azt jelenti, hogy a talaj javulásával arányosan, de már csak szolid mértékben csökken a süllyedés,
- a 60 cm átmérőjű oszlopokkal való javítás esetén a süllyedés a nyomószilárdság növekedésével a vizsgált tartományban mindvégig lineárisan csökken, de nem igazán markánsan,
- a 3,0×3,0 m kiosztású, 0,6 m átmérőjű egyedi talajoszlopokkal való javítás kevésbé hatékony, bár kb. $q_u = 1{,}2$ MPa egyirányú nyomószilárdságú oszlopokkal a süllyedés így is a felére csökkenthető,
- közel azonos hatékonyságú a 2,0×2,0 m kiosztású, 0,6 m átmérőjű egyedi oszlopokkal való talajjavítás és az egymástól 5,4 m-re elhelyezett, 1,8 m átmérőjű cölöpökkel helyettesített részleges tömegstabilizálás,

– hatékony a részleges tömegstabilizálás 1,8 m átmérőjű, egymástól 3,6 m távolságra lévő „oszlopokkal”, mely már q_u≈0,2 MPa szilárdságú oszlopokkal is a kezelés nélküli érték felére csökkenti a süllyedést,
– teljes tömegstabilizálással csökkenthető a leghatékonyabban a süllyedés, nagyon kis, q_u=0,1 MPa szilárdságú anyaggal is a kezeletlen talajra számított negyedére.

8.3.3 A technológiák állékonyságnövelő hatása

A vizsgált megoldások állékonyságnövelő hatását a biztonsági tényezők növekedése fejezi ki. A kezeletlen állapotra a zalai agyagtalaj esetében n=1,42, a sárréti mésziszap esetében n=1,30 biztonság mutatható ki a térbeli modellezéssel. Ezek esetében a biztonság már viszonylag gyengébb és ritka kiosztású oszlopokkal is feljavítható a kívánatos n=1,35 értékre, ezért ezek elemzésétől eltekinthetünk.

A gyengébb szilárdságú tőzegtalaj esetében az elvégzett állékonyságvizsgálatok eredményeit a *8.11. ábra* mutatja. Az egyirányú nyomószilárdság és a biztonság kapcsolatát a 3D-modellel végzett futtatások eredményei adták.



8.11. ábra. A mélykeveréses technológiák állékonyságra gyakorolt hatása a hőgyészi tőzeg esetén térbeli modellezésből

A számítások alapján a következőket tudtam megállapítani.

Talajkezelés nélkül az állékonyság nem biztosítható, lényegében még akkor sem, ha nincs járműterhelés, a phi-c redukciós számítás nem futott le.

Teljes tömegstabilizálás esetén a q_u=30 kPa nyomószilárdság sem biztosítja az egyensúlyt, sőt a 2. keverékkel (q_u=50 kPa) sem érhető el az előírt 1,35 biztonság. A szilárdságnövekedés viszont rohamosan növeli a biztonságot, és q_u=70 kPa már kb. elegendő.

A ritka kiosztású részleges tömegstabilizálás (5,4×5,4 m kiosztás) nem elégséges ahhoz, hogy járműterhelés esetén is meglegyen a stabilitás. Bár q_u=150 kPa esetén járműterhelés nélkül már lefutott a számítás, de a süllyedés így 67 cm lett, amiben bizonyosan közrejátszott a nagy oldalkitérés, a töréshez közeli állapot.

A sűrűbb kiosztású részleges tömegstabilizálásokkal (2,4×2,4 m és 3,6×3,6 m), ha q_u>80 kPa szilárdságú oszlopokat készítünk, már el lehet érni az n>1,35 biztonságot. A szilárdság növelése viszont alig növeli a biztonságot, az még közel kétszeres minőségjavulás esetén is n<1,6 marad. Gyengébb oszlopminőségre a 3D számítás nem futott le még járműterhelés nélkül sem, pedig az ábrán látható vonalak alapján n>1,0 biztonságra lehetne következtetni. Az ellentmondás okát nem tudtam tisztázni.

9. A doktori-értekezés tudományos eredményeinek összefoglalása

1. téziscsoport: szakirodalomi kutatások és projekttapasztalatok értékelése

A kutatásom során feldolgoztam a töltésalapozás elméleti és technológiai kérdéseivel foglalkozó szakirodalmat, tanulmányoztam az elmúlt tíz év töltésalapozási projektjeit. Ezek értékelése alapján a következő két tézist fogalmaztam meg.

1/1. tézis: a töltésalapozási módszerek hatékonyságának értékelése

A hazai projektek tanulságai, illetve a nemzetközi irodalomban talált esettanulmányok tapasztalatai alapján összeállítottam egy technológiaértékelő rendszert, mely a tervezés első fázisában segít a technológia kiválasztásában, illetve az ilyen döntések értékelésében (1. táblázat).

1. táblázat (tézisfüzet). A töltésalapozási módszerek hatékonysága

technológia - konstrukció			stabilitásnövelés			deformációcsökkentés		kivitelezés		
			alaptörés	szétcsúszás	oldalkitérés	süllyedés nagysága	konszolidációs idő	költségcsökkentés	időmegtakarítás	környezetvédelem
építésszervezés		lépcsős építés	++	+	+	0	-	++	- -	++
		túltöltés	- -	- -	-	0	++	+	-	+
célszerű töltésszerkezet		töltésmagasság optimalizálása	+	+	+	+	+	+	+	0
		töltésrézsű laposítás	+	+	+	0	0	+	+	-
		padkásítás	+	+	+	0	0	+	+	-
		töltéstömeg csökkentése	+	+	+	+	+	+	+	+
		geoműanyagos erősítés	++	++	+	0	0	+	0	+
előzetes talajjavítás	mélytömörítéses módszerek	vibrációs mélytömörítés	++	+	++	++	++	-	++	-
		vibrált kőoszlop (kavicscölöpözés)	+	+	+	+	++	- -	++	-
		dinamikus konszolidáció	++	+	++	++	++	-	++	-
		dinamikus talajcsere (kőtömzs)	++	+	++	++	++	-	++	-
	talajjavítás kötőanyagbevitellel	oszlopszerű mélykeverés	+	+	+	++	+	-	++	0
		tömegstabilizálás	++	++	++	++	+	-	++	0
		betonoszlop	+	+	+	++	+	- -	++	0
	egyéb módszerek	talajcsere	++	++	++	++	+	- -	++	0
		szalagdrénezés	0	-	0	0	++	++	++	0
++ nagyon kedvező + kedvező 0 közömbös - kedvezőtlen - - nagyon kedvezőtlen										

A technológiaértékelő rendszer megmutatja, hogy az egyes töltésalapozási módszerek

– miként segítenek a talajmechanikai veszélyek elhárításában,
– miként értékelhetők a gyakorlat szempontjából.

A döntésekhez az általános talajadottságokat, a gyenge réteg jellegét, tulajdonságait és vastagságát, a töltés alakját, méreteit, az építésütemezési és környezetvédelmi követelményeket kell figyelembe venni.

1/2. tézis: a töltésalapozások méretezésének fejlesztési igényei és lehetőségei

A hagyományos talajmechanikai elveken alapuló számítási eljárások hiányosságait és a legkorszerűbb végeselemes szoftverek lehetőségeit elemezve megállapítottam, hogy a gyenge altalajon épülő töltések esetén felmerülő komplex problémák megbízhatóan csak nemlineáris, időfüggő anyagmodelleket is felkínáló 3D szoftverekkel modellezhetők, különösen, ha oszlopszerű talajjavításokat alkalmazunk.

A mai tervezési gyakorlatban alkalmazott hagyományos eljárásokat illetően többek között a következő gyenge pontokat tártam fel:

– A hagyományos állékonysági vizsgálatok közelítései nagy valószínűséggel gazdaságtalanok. Lényeges hiba, hogy a töltést csak terhelésként tekintik, a töltésben futó csúszólapon ébredő ellenállást elhanyagolják, az oszlopszerű talajjavítások modellezése sávokkal, illetve az „átlagos nyírószilárdság" számításba vételével durva közelítésnek tekinthetők.
– A hagyományos süllyedésszámításokban az állandó értékű összenyomódási modulus felvétele helytelen, mert a gyenge altalaj összenyomódása gyakran a 10 %-ot is eléri, ami a modulus terhelés közbeni komoly javulását is okozza. Az oszlopszerű talajjavítások süllyedéscsökkentő hatását a gyakorlat Priebe módszerével számítja, mely a vízszintes feszültségek oszlopfali egyensúlyát a síkbeli állapotra érvényes Rankine-féle nyomások összevetésével vizsgálja, ami különösen a karcsú vibrált kőoszlopok esetében helytelen.

A korszerű 3D végeselemes szoftverek által kínált lehetőségek közül a töltésalapozások modellezésében különösen az alábbiaknak van jelentősége:

– a komplexitás, a deformációk, a konszolidáció és az állékonyság egyetlen modellen különböző építési fázisokra és eljárásokra kiterjedő vizsgálatának elvégezhetősége,
– a valós geometriai viszonyok modellezése, beleértve a talajrétegződést, az oszlopszerű talajjavítások 3D-modellezését, a padkás kialakítást stb.,
– a talajok nemlineáris, időfüggő, inhomogén és anizotróp viselkedésének modellezése, beleértve a felkeményedést pl. a HS- vagy az SS-talajmodellel, az időbeni változásokat, így a dréneződést, a konszolidációt, a másodlagos összenyomódást, a különböző irányú vízmozgásokat stb.,
– a talaj-szerkezet kölcsönhatások modellezése, beleértve az oszlopszerű talajjavításokat, a geoműanyagos talperősítést, a töltésre kerülő szerkezeteket és az azokról ható terheléseket.

Vonatkozó saját publikáció: Koch és tsai (2008/a), Koch és tsai (2012).

2. téziscsoport: a korszerű anyagmodellek input paramétereinek meghatározása

A végeselemes programok képesek a talajok nemlineáris viselkedésének kezelésére. A bennük szereplő alakváltozási paramétereket illetően még kevés a hazai tapasztalat, ezért feldolgoztam az elmúlt években a Széchenyi István Egyetemen 153 kötött talajmintán végzett ödométeres vizsgálat eredményét, s összefüggéseket kerestem az alakváltozási paraméterekre.

2/1. tézis: a korszerű talajmodellek deformációs jellemzőinek viszonya

Megállapítottam, hogy az első terhelésre, valamint a tehermentesítésre-újraterhelésre vonatkozó alakváltozási jellemzők között a következő lineáris összefüggések állnak fenn:

– az összenyomódási modulusok esetében, melyek a Mohr-Coulomb és a HardeningSoil-modellekben szerepelnek (1.ábra):

$$E_{ur} = 5{,}0 \cdot E_{oed} \qquad [MPa]$$

– a módosított kompressziós és duzzadási index között, melyek a SoftSoil-modellben használatosak (2.ábra):

$$\kappa^* = 0{,}175 \cdot \lambda^*$$

Az alábbi ábrák mutatják, hogy a különböző plaszticitási tartományokra kissé különböző összefüggések adódtak, de ezekkel sem kapunk megbízhatóbb becslést. A regressziós tényezők eléggé egyértelmű kapcsolatot jeleznek, de a szórás nem csekély. Az arányok összhangban vannak a szakirodalmi ajánlásokkal [Brinkgreve, 2002].

2/2. tézis: a korszerű talajmodellek deformációs jellemzőinek becslése

Megvizsgáltam az alakváltozási jellemzők függését az egyszerűbb talajjellemzőktől és a következő hasznosítható összefüggéseket állapítottam meg:

– a HS-modellben szereplő B paraméter a 0,4-0,8 tartományban változik, s nem mutatható ki, hogy a plasztikus indexszel nőne, mint azt az irodalom pl. Smolczyk [1990] tartja,

– az összenyomódási modulus és a mélység viszonya r=0,86 regressziós tényezővel leírható az

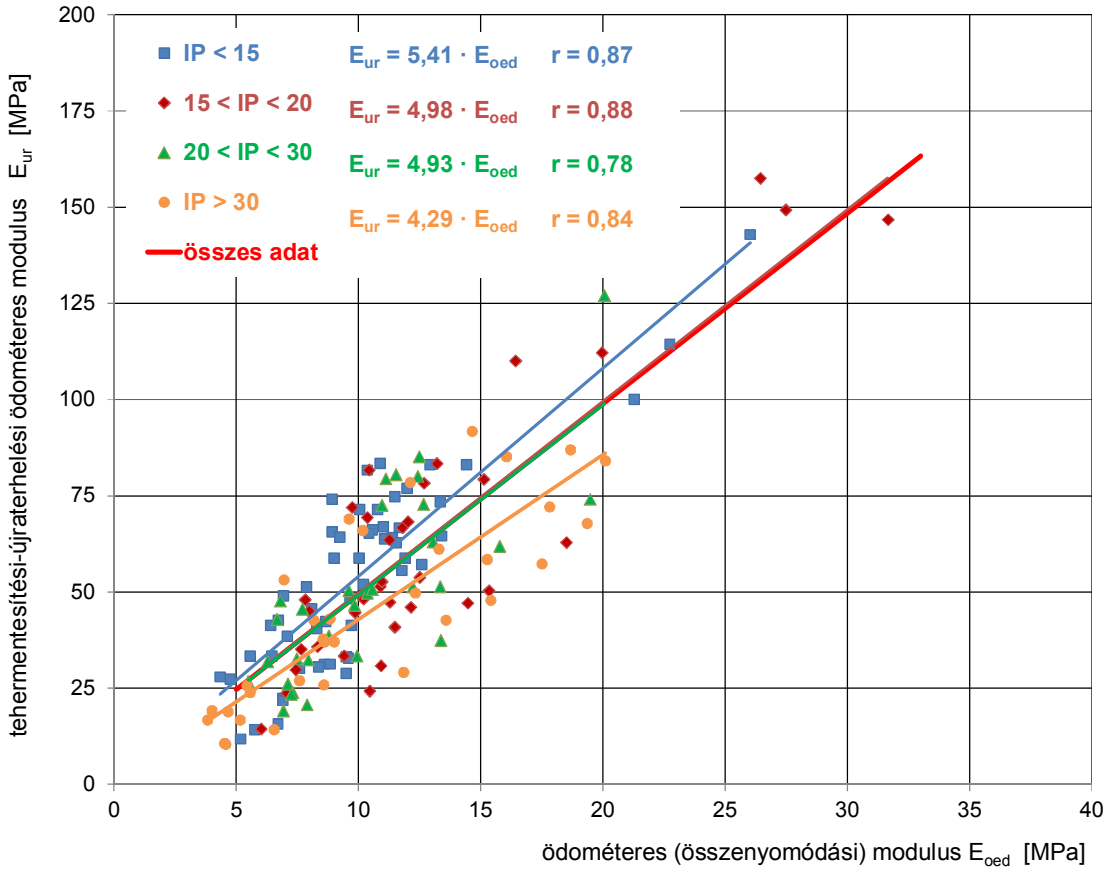
$$E_{oed} = 0{,}25 \cdot z + 4{,}60 \qquad [MPa]$$

képlettel, mint ahogy azt pl. Varga[1966], Katzenbach [2008] is kimutatták,

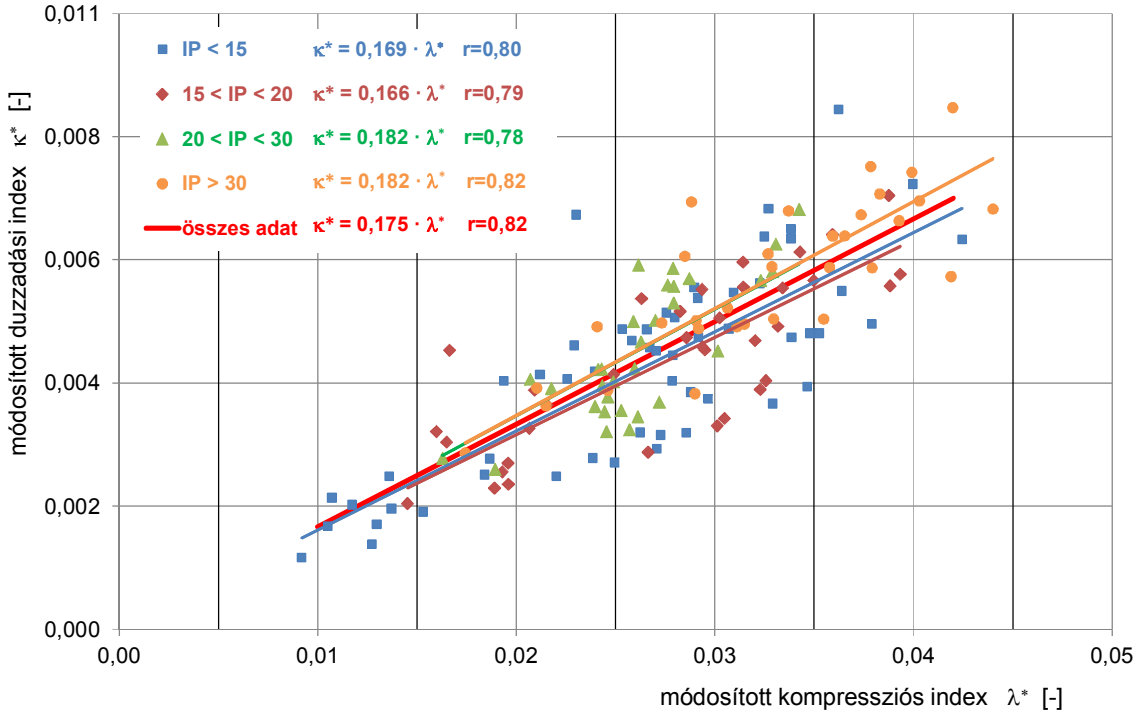
– az SS-modell módosított kompressziós indexének a kezdeti víztartalomtól való függése az alábbi, az irodalomban [Kempfert, 2006] találhatókhoz hasonló képlettel becsülhető (r=0,81):

$$\lambda^* = 0{,}0015 \cdot (w_0 - 3{,}3)$$

Az összenyomódási modulus mélységtől való függése mögött valójában a mechanikai állapot hatása rejlik. Normálisan konszolidált talajok esetében azonban ez általában korrelál a mélységgel, ezért adódik jó E=f(z) összefüggés, melyet a gyakorlat szívesen használ.



1. ábra. Az első terhelésre, valamint a tehermentesítésre és újraterhelésre vonatkozó összenyomódási modulusok kapcsolata



2. ábra. A módosított duzzadási index és a módosított kompressziós index kapcsolata

Vonatkozó saját publikációk: Koch (2009/a, 2009/b)

3. téziscsoport: szemcsés anyagú cölöpalapozás süllyedés- és állékonyságvizsgálata

A hazai gyakorlatban leginkább alkalmazott szemcsés anyagú, oszlopszerű talajjavításokat a valóságot legjobban közelítő 3D végeselemes modellekkel célszerű vizsgálni. A legújabban piacra került PLAXIS 3D programmal különböző altalajviszonyokra és töltésméretekre, illetve vibrált kőoszlopos és kőtömzsös technológiákra futtatásokat végeztem, hogy felmérjem, milyen eredményeket nyerhetünk a süllyedést és az állékonyságot illetően.

3/1. tézis: szemcsés anyagú cölöpalapozások 3D süllyedésvizsgálatának eredményei

Különböző technológiákra és cölöpkiosztásokra végzett számítások alapján a következő grafikusan és képlettel leírt összefüggéseket, trendeket állapítottam meg a szemcsés anyagú, oszlopszerű talajjavítások süllyedéscsökkentő hatását illetően:

- a drénezetlen nyírószilárdság és a vele arányosan változtatott rugalmassági modulus növekedésével a talajjavítási megoldások hatékonysága csökkent, s kitűnt, hogy egy bizonyos szilárdság felett már nem érdmes talajjavítást végezni,
- a leghatékonyabb javulást a 2,0×2,0 kiosztású vibrált kőoszloppal tudjuk elérni, a kőtömzsös talajjavítás pedig hatékonyabb, mint a 3,0×3,0 m kiosztású kőoszlop.

Az Excel adatkezelő Solver bővítményének segítségével felállítottam egy összefüggést a kőoszlopos és kőtömzsös altalajjavítással várható süllyedések számítására:

$$s = 0{,}4 \cdot \frac{h^{1{,}2} \cdot l^{0{,}7}}{c_u^{0{,}9}} \cdot exp(-1{,}5 \cdot \frac{A_c}{A}) \qquad [cm]$$

ahol s (cm)=süllyedés, h (m)=töltésmagasság, l (m)=összenyomódó rétegvastgaság, c_u (kPa)= drénezetlen nyírósziládság, A_c/A=egy cölöp keresztmetszeti területének s az általa javított területnek az aránya.

3/2. tézis: szemcsés anyagú cölöpalapozások 3D állékonyságvizsgálatok eredményei

A különböző technológiákra és cölöpkiosztásokra végzett számítások eredményeit elemezve, a következő összefüggéseket állapítottam meg:

- *az állékonyságvesztéssel szembeni biztonság*

$$\gamma_{RE} = 0{,}14 \cdot h^{-0{,}84} \cdot c_u + 1{,}25 \cdot \frac{A_c}{A} + 0{,}3$$

- *az altalaj egyensúlyhoz (γ_{RE}=1,0 biztonsághoz) szükséges drénezetlen nyírószilárdsága:*

$$c_{u;s}(\gamma_{RE} = 1{,}0) = 2{,}6 \cdot h \cdot exp\left(-2{,}2 \cdot \frac{A_c}{A}\right) + 5 \qquad [kPa]$$

- *az altalaj drénezetlen nyírószilárdságának azon küszöbértéke, melynél jobb esetén már nem érdemes az adott talajjavítást alkalmazni:*

$$c_{u0} = 4{,}1 \cdot h \cdot exp\left(-1{,}4 \cdot \frac{A_c}{A}\right) + 15 \qquad [kPa]$$

Rögzíteni kell, hogy a számítási eredményeket bemutató képletek a felvett geometriai körülményekre és talajjellemzőkre vonatkoznak. Ezek ésszerű megválasztásának köszönhetően azonban mégis alkalmasak lehetnek általánosabb gyakorlati felhasználásra. A dolgozatban megadott ábrák, illetve az itt is közölt képletek megmutatják a trendeket, az összefüggéseket, melyek adaptálásával más gyakorlati esetekben néhány futtatással bemérhető lehet a süllyedés és az állékonyság. A bemutatottak egyben úgy is tekinthetők, mint olyan eljárás, mely hasonló szimulációs számítások eredményeinek feldolgozására alkalmas.

Vonatkozó saját publikáció: Koch (2011/a, 2011/b)

4. téziscsoport: a mélykeveréses technológia töltésalapozásként való alkalmazása

Három jellegzetes gyenge hazai talaj, a zalai kissé szerves agyag, a hőgyészi tőzeg és a sárréti mésziszap laboratóriumi cementes szilárdításával, majd végeselemes programokkal végzett számításokkal vizsgáltam a mélykeveréses technológia töltésalapozásként való alkalmazását.

4/1. tézis: a jellegzetes gyenge hazai talajok laboratóriumi szilárdításának eredményei

Laboratóriumi kísérletek alapján grafikus összefüggéseket állapítottam meg az egyirányú nyomószilárdság és a keverék cementtényezője, a nyomószilárdság és a teljes víz/cement-tényező, illetve a nyomószilárdság és a rugalmassági modulus között. Az összefüggéseket a 2. táblázatban szereplő képletekkel közelítettem.

2. táblázat. A keverékek jellemzői közötti összefüggések

kapcsolat	$q_u - \alpha_{inpl}$	$q_u - w_T/c$		$E_u - q_u$
	$q_u = B \cdot \alpha_{inpl}^{2,5}$	$q_u = C / (w_T/c)^{2,6}$ (*)	$q_u = D / (w_T/c)^{2,0}$ (**)	$E_u = E \cdot q_u$
konstans	B	C	D	E
zalai agyag	0,9	16000	5300	100
hőgyészi tőzeg	0,2	4000	- (***)	50
sárréti mésziszap	1,5	14000	9500	70

(*) csak a $w_T/c > 3,0$ tartományban érvényes
(**) csak a $w_T/c < 3,0$ tartományban érvényes
(***) nincs megbízható eredmény

Jelölések: q_u egyirányú nyomószilárdság (kPa)
E_u rugalmassági modulus (kPa)
α_{inpl} keverék cementtényező (kg/m^3)
w_T/c teljes víz/cement-tényező (-)

A táblázatbeli összefüggések megmutatják a cementes szilárdítás hatékonyságát az általam vizsgált tartományokban. Az eredmények összhangban vannak az MSZ EN 14679:2007 által idézett adatokkal.

4/2. tézis: A mélykeveréses töltésalapozás modellezésének eredményei

A laboratóriumi egyirányú nyomóvizsgálatok eredményeit felhasználva végeselemes modellezéssel vizsgáltam a három jellegzetes gyenge hazai talaj oszlop-, illetve tömbszerű mélykeveréses talajjavításának hatékonyságát, s ezek alapján a következőket állapítottam meg:

– a mélykeveréses technológia töltésalapozásként való alkalmazása a vizsgált kedvezőtlen hazai talajok esetében alkalmas eljárás, mert ésszerű cementadagolással képes mind a süllyedések csökkentésére, mind az állékonyság növelésére,
– a szerves agyagok esetében az oszlopszerű mélykeverés előnyösebb, mint a tömegstabilizálás, mivel az állékonyságvesztés kevéssé fenyeget,
– a tőzegtalajok esetében a teljes tömegstabilitás a leghatékonyabb, de gazdaságossági okok miatt célszerű lehet sűrű „oszlopszerű" részleges tömegstabilizálással is próbálkoni,
– mésziszap talaj esetén mindkét technológia alkalmazása helyénvaló, a sűrűbb kiosztású oszlopszerű mélykeverés vagy a ritkább kiosztású részleges tömegstabilizálás alkalmazásának mérlegelésében a konkrét projekt költségelemezése segíthet.

Vonatkozó saját publikáció: Koch, Szepesházi (2011)

10. Javaslatok

10.1 Javaslatok a tervezési gyakorlat számára

Kutatási eredményeim alapján az alábbi javaslatokat teszem:

– A szakirodalomban található esettanulmányok és a hazai projektek monitoring eredményei alapján összeállított technológiaértékelő táblázat gyakorlati alkalmazását javaslom. Ez figyelemmel a felmerülő talajmechanikai veszélyekre, a kivitelezésre rendelkezésre álló időre, költségekre és a környezetvédelmi szempontokra segítheti a megfelelő technológiák kiválasztását a tervezés első fázisában. Az előtervezés fázisában, a tervek értékelésében használhatók a hagyományos méretezési eljárások is, de tudni kell, hogy azok általában a biztonság javára közelítenek, ezért gazdaságtalan tervet eredményeznek.

– Töltésalapozási feladatok megoldására a végeselemes programok és azok nemlineáris anyagmodelljeinek alkalmazását javasolom. A puha altalajon épülő töltések viselkedését általában a legjobban a SoftSoil-talajmodellel tudjuk lekövetni, míg a tehermentesülési-újraterhelési folyamatokat is magukba foglaló megoldásokat (pl. többlettöltés) a HardeningSoil-modellel célszerű vizsgálni. Ezek eddig kevésbé ismert input paramétereire adott összefüggéseim jól használhatóak az előtervezésben, amikor még igényes laboratóriumi vizsgálatok eredményei nem állnak rendelkezésre.

– A töltésalapozási technológiák közül a lépcsős építés, a többlettöltés, a geoműanyagos töltésalapozás és a függőleges szalagdrénezés jól modellezhető 2D modellel és nemlineáris anyagmodellel. Az oszlopszerű talajjavítások vizsgálatára a 3D programokat javasolom alkalmazni, mert a talaj és az oszlopszerkezetek kölcsönhatása korrekten csak ezekkel vizsgálható, ám tudni kell, hogy ezek futtatási ideje tetemes lehet. A süllyedéscsökkentő és állékonyságnövelő hatásokra vonatkozóan adott összefüggéseim alkalmazhatóak konkrét projektek tervezésekor is. A megállapítások, a képletben szereplő függvények jellege ugyanis valószínűleg más körülményekre is igazak, csak a konstansaik lehetnek mások. A bemutatott értékelési módszer viszont ilyen „más” esetekben is alkalmazható, s a konstansok néhány futtatás alapján megállapíthatók.

– Az utóbbi időben több projekt keretén belül felmerült a mélykeveréses technológia töltésalapozásként való alkalmazása. Az egyirányú nyomószilárdság és a keverék jellemzők, valamint a rugalmassági modulus között megállapított összefüggések jól alkalmazhatóak a tervezés előfázisában, segítenek a keverékek összeállításában, melyet természetesen helyszíni próbakeverésekkel kell ellenőrizni. A különböző technológiákra végzett végeselemes számítások eredményei megmutatják a trendeket, az egyes technológiáknak a süllyedésre és az állékony-

ságra gyakorolt hatását, melyek támpontot nyújtanak a megfelelő technológia kiválasztásában.

10.2 Javaslatok további kutatásokra

A tudományos eredmények továbbgondolásának lehetőségeit illetően az alábbiakat javaslom.

- A végeselemes programok input paramétereivel kapcsolatos kutatást célszerű folytatni a tőzeg talajok ödométeres vizsgálati eredményeinek feldolgozásával. Ez alapján a kúszásra hajlamos talajokat leíró „Soft Soil Creep” (SSC) anyagmodell input paramétereivel kapcsolatban állapíthatnánk meg összefüggéseket.
- A végeselemes programokkal végzett süllyedés és stabilitásvizsgálatokat indokolt kiterjeszteni más technológiákra is, pl. más méretű mélykeveréssel előállított oszlopokra, a CMC cölöpökre. A jelen disszertáció futtatási eredményeit célszerű lenne a fejlett HS és SS anyagmodellekkel végzett modellezési eredményekkel felülvizsgálni.
- A mélykeveréses technológia alkalmazásának kiterjesztését más hazai talajtípusok (pl. erősen térfogatváltozó kőrősi agyagok, lösz) vizsgálatával lehetne megalapozni. A tőzeg talajra vonatkozóan magas cementtényezővel kiegészítő vizsgálatokat célszerű végezni.

11. Jegyzékek

11.1 Ábrajegyzék

2.1. ábra. Alaptörés alámetsző csúszólapon

2.2. ábra. A töltés szétcsúszása

2.3. ábra. Az altalaj oldalkitérése

2.4. ábra. Oszlopszerű talajjavítás 2D modellje

2.5. ábra. Oszlopszerű talajjavítás AXY-modellje

2.6. ábra. Oszlopszerű talajjavítás 3D-modellje

2.7. ábra. A talaj viselkedése ödometrikus ter-helés hatására

2.8. ábra. A talajok viselkedése deviatorikus feszültség hatására

2.9. ábra. A folyási feltétel a HS-modellben

2.10. ábra. Az ln p'- ε_v kapcsolat az SS-modellben

3.1. ábra. A vibrált kőoszlopok süllyedéscsökkentő hatása Priebe szerint

3.2. ábra. Oszlopszerű keverés

3.3. ábra. Tömegstabilizálás

3.4. ábra. Barron diagramja a radiális és vertikális konszolidáció számításához

3.5. ábra: Konszolidációs görbék Barron és Hansbo szerint a 3.4 táblázatban szereplő adatok esetén

3.6. ábra. A konszolidációs fok csökkenése a dréntávolság és a drénhossz függvényében a kútellenállás és a kenőhatás miatt

3.7. ábra. A konszolidációs fok változása a dréntávolság és a drénhossz függvényében

4.1. ábra. Jellemző töltés geometria és talajadottságok

4.2. ábra. Süllyedésmérési eredmény a Zalavasút 119+50 szelvényben

4.3. ábra. Függőleges összenyomódás

4.4. ábra. Süllyedésmérési eredmény a 8. sz. főút 18+850 szelvényében

4.5. ábra. Süllyedésmérési eredmény az M7 Balatonszárszó-Ordacsehi szakasz 136+200 szelvényében

4.6. ábra. Süllyedésmérési eredmény a királyegyházi építkezésen (141 SMH 03 szelvény)

5.1. ábra. A Zalavasút 119+50 km szelvénye körüli töltésszakasz méretei és talajrétegződése

5.2. ábra. Az M7 autópálya 153+80 km szelvénye körüli töltésszakasz méretei és talajrétegződése

5.3. ábra. Zalavasút 119+50 szelvényben végzett mérési és süllyedésszámítási eredmények

5.4. ábra. M7 autópálya 153+80 szelvényben végzett mérési és süllyedésszámítási eredmények

5.5. ábra. Ordacsehi, jellegzetes mozgásképek

5.6. ábra. Zalavasút, jellegzetes mozgásképek

6.1. ábra. A $\varepsilon_z = A \cdot \left(\frac{\sigma_z}{p} \right)^B$ képletben szereplő A és B konstans viszonya

6.2. ábra. A $\varepsilon_z = A \cdot \left(\frac{\sigma_z}{p} \right)^B$ képletben szereplő A paraméter függetlensége a kezdeti talajállapottól

6.3. ábra. Az $\varepsilon_z = A \cdot \left(\frac{\sigma_z}{p}\right)^B$ kompressziós függvény B kitevőjének változása a plaszticitási index-szel

6.4. ábra. Az összenyomódási modulus változása a mélységgel

6.5. ábra. Az összenyomódási modulus és a tehermentesítési-újraterhelési modulus kapcsolata

6.6. ábra. A kompressziós index és a kezdeti víztartalom kapcsolata

6.7. ábra. A kompressziós index és a kezdeti hézagtényező kapcsolata

6.8. ábra. A módosított kompressziós index és a kezdeti víztartalom kapcsolata

6.9. ábra. A duzzadási index és a kompressziós index kapcsolata

6.10. ábra. A módosított duzzadási index és a kompressziós index kapcsolata

7.1. ábra. γ_{RE} – c_u kapcsolat 5 m töltésmagasság esetén

7.2. ábra. γ_{RE} – c_u kapcsolat 10 m töltésmagasság esetén

7.3. ábra. γ_{RE} – c_u kapcsolat 15 m töltésmagasság esetén

7.4. ábra. Jellegzetes törési mechanizmusok

7.5. ábra. A drénezetlen nyírószilárdság küszöbértékének alakulása a töltésmagasság és a technológiák függvényében

7.6. ábra. A 7.5. ábrán látható egyenesek meredekségének függése a területi aránytól

7.7. ábra. A γ_{RE}=1,0 szükséges drénezetlen nyírószilárdság alakulása a töltésmagasság és a technológiák függvényében

7.8. ábra. A közelítő (7.6) képlettel számított és a Plaxis futtatásokból kiadódott biztonságok viszonya

7.9. ábra. A szemcsés anyagú oszlopszerű talajjavítások modelljének adatai

7.10 ábra. s - c_u kapcsolat 5 m magas töltés esetén

7.11. ábra. s – c_u kapcsolat 10 m magas töltés esetén

7.12. ábra. s - c_u kapcsolat 15 m magas töltés esetén

7.13. ábra. Jellegzetes mozgásképek

7.14. ábra. A süllyedéscsökkenés (javulás)mértéke 5 m vastag összenyomódó réteg esetén

7.15. ábra. A süllyedéscsökkenés (javulás) 8 m vastag összenyomódó réteg esetén

7.16. ábra. A süllyedéscsökkenés (javulás) 12 m vastag összenyomódó réteg esetén

7.17. ábra. A számított és mért süllyedések kapcsolata

7.18. ábra. Jellegzetes mozgásképek – nincs talajjavítás, 5 m töltés, 5 m agyag, c_u=25 kPa

7.19. ábra. Jellegzetes mozgásképek – kőtömzsös talajjavítás, 5 m töltés, 8 m agyag, c_u=20 kPa

7.20. ábra. jellegzetes mozgásképek – kőtömzsös talajjavítás, 5 m töltés, 8 m agyag, c_u=20 kPa

7.21. ábra. Jellegzetes mozgásképek – kőtömzsös talajjavítás, 15 m töltés, 8 m agyag, c_u=50 kPa

8.1. ábra. A vizsgált talajok cementes keverékeinek fő paraméterei közötti kapcsolat

8.2. ábra. A stabilizált talajok egyirányú nyomószilárdságának függése a cementadagolástól

8.3. ábra. Az stabilizált talajok egyirányú nyomószilárdságának függése a teljes víz/cement-tényezőtől

8.4. ábra. Az stabilizált három talaj egyirányú nyomószilárdságának és rugalmassági modulusának viszonya

8.5. ábra. A vizsgált töltés geometriai jellemzői és talajadottságai
8.6. ábra. Oszlopszerű mélykeverés
8.7. ábra. Részleges tömegstabilizálás
8.8. ábra. A süllyedések alakulása a terheletlen végállapotban a zalai agyag különböző mélykeveréses javításai esetén térbeli modellből
8.9. ábra. A süllyedések alakulása a terheletlen végállapotra a hőgyészi tőzeg különböző mélykeveréses javításai esetén térbeli modellből
8.10. ábra. A süllyedések alakulása a terheletlen végállapotra a sárréti mésziszap különböző mélykeveréses javításai esetén térbeli modellből
8.11. ábra. A mélykeveréses technológiák állékonyságra gyakorolt hatása a hőgyészi tőzeg esetén térbeli modellezésből

11.2 Táblázatjegyzék

3.1. táblázat. Mélytömörítéses eljárások
3.2. táblázat. Ajánlások az átboltozódáshoz szükséges kritikus magasságra
3.3. táblázat. A kötőanyag kiválasztása a talajtípus függvényében
3.4. táblázat. Talajfizikai jellemzők a radiális konszolidációs fokok számításához
5.1. táblázat. A töltésalapozási módszerek hatékonysága
5.2. táblázat. Talajfizikai jellemzők – Zalavasút 119+50 km szelvény
5.3. táblázat. Talajfizikai jellemzők – M7 autópálya 153+80 km szelvény
6.1. táblázat. A vizsgálatba bevont minták talajfizikai jellemzőinek statisztikai paraméterei
6.2. táblázat. Vizsgálati eredmények
6.3. táblázat. Szakirodalmi ajánlások a kompressziós indexre
7.1. táblázat. Talajfizikai jellemzők
7.2. táblázat. A maximális biztonsági tényezők és a küszöbszilárdságok
7.3. táblázat. Vizsgált modellek és erdmények
8.1. táblázat. A zalai agyag, hőgyészi tőzeg és a sárréti mésziszap talajok jellemző paraméterei
8.2. táblázat. A stabilizált zalai agyag vizsgálati eredményei
8.3. táblázat. A stabilizált hőgyészi tőzeg vizsgálati eredményei
8.4. táblázat. A keveréshez előkészített sárréti mésziszap jellemző adatai
8.5. táblázat. A számításba vett talajjellemzők
8.6. táblázat: A vizsgált mélykeveréses talajjavítások
8.7. táblázat. Keveréktípusok szilárdsági jellemzői

11.3 Irodalomjegyzék

Abusharar, S.W., Han, J.(2011): *Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column-improved soft clay,* Engineering Geology, Volume 120, Issues 1-4, Elsevier , pp. 103,110.

Alexiev, D. (2006): *Piled Embankments: Overview of Methods and Significant Case Studies,* XIII. Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Volume 2. Ljubljana, pp. 185-192.

Allu Stabilisation System, http://www.allu.net/products/stabilisation-system

Ambily A.P., Gandhi, S.R. (2004): *Experimental and Theoretical Evaluation of stone column in soft clay,* ICGGE, Bombay, pp. 201-206.

Atkinson, J. (2007): *The Mechanics of Soils and Foundations,* Taylor&Francis Group, New York, pp. 177-186.

Baker, S. (2000): *Deformation behaviour of lime/cement column stabilized clay,* Swedish Deep Stabilization Research Centre, Rapport 7, Linköping, pp. 4-46.

Barron, R.A.(1948): *Consolidation of fine-grained soils by drain wells*, Proceedings of ASCE, 134, Paper No. 2346, pp.718-724.

Braja,M.D. (2006): *Principles of Geotechnical Engineering,* Thomson, 6th edition, Toronto, pp. 327.

Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. (2002): *PLAXIS-Finite element code for soil and rock analyses,* Version 8. Manuals, Ed. by *A.A.* Balkema, Rotterdam.

Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. (2010): *PLAXIS-Finite element code for soil and rock analyses,* Plaxis 3D. Manuals, Delft University of Technology & Plaxis bv, The Netherlands.

Britton, E., Naughton, P. (2008): *An Experimental Investigation of Arching in Piled Embankments,* 19th European Young Geotechnical Engineers' Conference, Győr, 3-6 September, pp. 89-97.

BS 8006:1995, British Standard, *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills,* London, pp. 122-150.

Carillo, N. (1942): *Simple Two and Three Dimensional Cases in The Theory of Consolidation of Soils,* J. Math. and Phys, Vol 21, No.1, pp. 1-5.

Clarke, S. (2005): *Optimal Design of Vertical Drains in Soft Ground,* CIV405 Final Report, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield.

De Vos, M., Whenham, V. (2006): *Innovative design methods in geotechnical engineering,* Workpackage 3, Background document to part 2 of the final WP3 report on the use of finite element and finite difference methods in geotechnical engineering, GeoTechNet – European Geotechnical Thematic Network, pp. 6-9.

Dumas, C. et. al. (2003): *Innovative Technology for Accelerated Construction of Bridge and Embankment Foundations in Europe,* FHWA-PL-03-014, 2003, pp. 6-13.

Ekberg, A., Paulsson, B. (2010): *Concluding Technical Report,* INNOTRACK, Innovative Track Systems, Solna.

EuroSoilStab (2002): *Development of Design and Construction Methods to Stabilise Soft Organic Soils. Design Guide Soft Soil Stabilization,* CT97-0351, Project No.: BE 96-3177.

Farkas J., Móczár B., Mahler A. (2004): *Kiegészítő geotechnikai szakvélemény az M7 autópálya 145+200 – 170+700 km. sz. közötti szakaszának építéséhez,* Budapest, pp. 155.

Farkas, J. (2005): *A földmű-alapozás elméleti háttere az M7 autópálya Ordacsehi és Balatonkeresztúr közötti szakaszán,* Közúti és Mélyépítési Szemle, 55. évf. 10. szám, pp. 28-37.

Filz, G.M., Hodges, D.K., Weatherby, D.E. and Marr, W.A. (2005): *Standardized Definitions and Laboratory Procedures for Soil-Cement Specimens Applicable to the Wet Method of Deep Mixing,* GSP 136 Innovations in Grouting and Soil Improve-ment, ASCE Geo-frontiers, Reston, Virginia, pp.1-13.

Gangakhedkar, R.(2004): *Geosynthetic reinforced pile supported embankment,* A Thesis presented to the Graduate School of the University od Florida, in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of engineering University Florida.

Gaszynski, J,. Gwózdz-Lason, M. (2005): *Numerical model of subsoil reinforced by gravel columns in geosynzhetic sleeves,* Slovak Journal of Civil Engineering, 2005/3, pp. 13-18.

Goughnour, R.R., Bayuk, A.A. (1979): *Analysis of stone column – soil matrix interaction under vertical load,* proceedings of the International Conference on Soil Reinforcements, Paris, pp. 271-277.

Guetif, Z., Bouassida, M., Debats, J.M. (2007): *Improved soft clay characteristics due to stone column installation,* Computers and Geotechnics 34, pp. 104–111

Hajdú A., Tárczy L. (2006): *Az M7 autópálya Ordacsehi-Balatonkeresztúr szakasz különleges töltésalapozásának viselkedése 6 hónap üzemeltetés után,* Geotechnika 2006 Konferencia, Ráckeve.

Hansbo S. (1979): *Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains,* Ground Engineering, 12, No.5, pp.16–25.

Hansbo S. (1981): *Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains,* Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 3, pp. 677–682.

Hansbo S. (1987): *Design aspects of vertical drains and lime column installation,* Proc. 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Vol.2, No.8, pp. 1-12.

Hayward Baker, (2010) Geotechnical Construction, Construction Techniques, http://www.haywardbaker.com/WhatWeDo/Techniques/default.aspx

Hien, Y.E. (2008): *Effects of prefabricated vertical drain on the performance of embankment on soft ground,* A project report submitted in partial fulfilment of the requirements for the award of the degree of Master of Engineering (Civil-Geotechnics) Faculty of Civil Engineering Universiti Teknologi Malaysia.

Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C. (2003): *Modelling of prefabricated vertical drains in soft clay and evaluation of their effectiveness in practice,* Ground Improvement , No.3, pp. 127–137.

Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Ghandeharioon, A. (2009): *Modelling of soft ground consolidation via combined surcharge and vacuum preloading,* Geotechnics of Soft Soil – Focus on Ground Improvement, Taylor&Francis Group, London, pp. 43-53.

INNOTRACK (2009): *D2.2.5 – Subgrade reinforcement with columns Part 1. Vertical columns, Part 2. Inclined columns.*

Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. (1981): *Consolidation by vertical drains – uncertaities involved in prediction of settlement rates,* Panel Discussion, Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Stockholm, Vol.1, pp. 345-451.

Jelisic, N. (2006): *Design of mass stabilized peat,* XIII. Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Volume 2. Ljubljana, pp. 257-262.

Kabai I., Lazányi I. (1980): *Puha, szerves talajon épült töltés vizsgálata,* Mélyépítéstudományi Szemle XXX. évf. 5. sz. pp. 186-194.

Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. (2008): *Soil-Structure interaction and ULS design of complex deep foundation*s, 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA, August 11-16, 2008, OSP 5.

Kempfert, H.G. (2006): *Excavations and Foundations in Soft Soils,* Springer, The Netherlands, pp. 24-25.

Kézdi, Á. (1978): *Talajmechanika Példák és Esettanulmányok,* Tankönyvkiadó, Budapest (1978), pp. 11-32.

Kézdi, Á. (1989): *Földművek,* Tankönyvkiadó, Budapest (1989), pp. 89-99.

Kirsch, F., Sondermann, W. (2002): *Ground Improvement and Its Numerical Analysis,* http://ceteaupumps.com/attachments/article/203/2002-Ground%20Improvement%20and%20its%20Numerical%20Analysis-StoneColums-Vibro.pdf

Kirsch, F., Sondermann, W.(2003): *Field Measurements and Numerical Analysis of the Stress Distribution below Stone Column Supported Embankments and their Stability,* Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice, http://www.igb.tu-braunschweig.de/veroeff/scmep_03.pdf

Koch E., Táskai A. (2004): *Süllyedésmérés az autópálya-építéseken,* Mélyépítés, 2004 július-szeptember, pp. 42-43.

Koch E. (2005a): *Töltésépítés a Zalavasúton,* Közúti és Mélyépítési Szemle, 55. évf. december. pp. 16-22.

Koch E. (2005b): *Zalalövő-Zalaegerszeg-Boba Vasútvonal rehabilitációja, Zalacsép-Salomvár állomás (BEZ.) - Andráshida (KIZ.) vonalszakasz (64+00 – 155+07), Geotechnikai Terv a vasúti pálya kiviteli tervének fedvénytervéhez,* Győr.

Koch, E.(2007a): *Monitoring of embankment construction processes,* Pollack Periodica, No.1, Vol.2, pp. 89-100.

Koch E. (2007b): *A lépcsős töltésépítés modellezése véges elemes programmal,* Mélyépítés, 2007 január-március, pp. 10-15.

Koch E. (2008): *Zalalövő-Zalaegerszeg-Boba Vasútvonal rehabilitációja, (322+70 – 483+25), Geotechnikai Terv a vasúti pálya kiviteli tervének fedvénytervéhez,* Győr.

Koch E., Scharle P., Szepesházi R. (2008a): *Példák és esettanulmányok a mából a kétfokozatú mérnökképzésben hagyományos és újszerű modellezéssel,* Kézdi Árpád Emlékülés, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, 2008. szeptember 21, pp 42-61.

Koch E., Tóth G., Újvári Cs. (2008b): *Töltésalapozási esettanulmány az Ágfalva-Nagykanizsa vasútvonalon,* Geotechnika 2008 Konferencia, Ráckeve.

Koch, E. (2009a): *Input Parameters of Transdanubian Clay for the Hardening Soil and Soft Soil Models,* Pollack Periodica, No.1, Vol.4, pp. 93-104

Koch, E. (2009b): *Behaviour of transdanubian clay under unloading and reloading,* ISSMGE-17th ICSMGE 2009 in Alexandria, Egyiptom, 2009.10.5-9, pp. 463-465

Koch, E, Scharle, P. (2010): *Design of geocell mattress at the Zala railway line,* XIVth Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Bratislava, cd kiadvány.

Koch, E. (2011a): *Kavicscölöpös altalajjavítás 3D modellezése,* XV. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia (EMT), Csíksomlyó, Románia, 2011. június 2-5., pp. 252-259.

Koch, E. (2011b): *3-D Analysis of stone columns to support a roadway embankment on soft soil,* Xth Geotechnical Engineering Conference, Bratislava, cd kiadvány.

Koch, E., Szepesházi, R. (2009): *Foundation of embankments on peaty subsoil at M7 Motorway in Hungary,* Seminar on Geotechnical Engineering in Road Construction, Bratislava, pp. 113-119.

Koch E., Szepesházi R. (2011): *Töltések alapozása különösen kedvezőtlen talajkörnyezetben mélykeveréses technológiával,* Széchenyi István Egyetem, kutatási zárójelentés, Győr, 2011. november 21.

Koch E., Tóth G., Tóth R. (2012): *Töltésalapozás* c. fejezet., Szepesházi R. szerk. A közlekedésépítés geotechnikai kérdései című tankönyvből. Magyar Közút Kht. Budapest. pp. 132-159.

Koerner, R. (2005): *Designing with Geosynthetics,* Prentice Hall, EaglewoodCliffs, pp. 287-327.

Kondor J. (2004): *Excel-program vibrált kőoszlopok méretezéséhez Priebe nyomán*. Szóbeli közlés, Győr.

Krenn, H., Karstunen, M. (2009): *Numerical modelling of deep mixed columns below embankments on soft soils,* Geotechnics of Soft Soil – Focus on Ground Improvement, Taylor&Francis Group, London, pp. 159-164.

Lahtinen, P., Niutanen, V. (2009): *Development of In-Situ Mass Stabilization Technique in Finland,* http://projektit.ramboll.fi/life/stable/images/Okinawa-2009.pdf

Larsson, S. (2006): State of Practice Report– Execution, monitoring and quality control. Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, http://web.byv.kth.se/shared/pdf/1606_Larsson%202005b.pdf

Leroueil, S. (2006): *Embankments on Soft Clays,* CIGMAT-2006 Conference & Exhibition, http://www.cigmat.cive.uh.edu/CIGMAT%20Conference/CIGMAT_06/06_present/Serge.pdf

Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997): *Cone Penetration Testing,* E&FN Spon, London, pp. 73-76.

McCabe, B.A., McNeill, J.A., Black, J.A. (2007): *Ground Improvement Using Vibro-Stone Column Technique,* Meeting of Engineers Ireland West Region and the Geotechnical Society of Ireland, NUI Galway, 15th March, pp. 1-12.

Mecsi, J. (2010): *Correlation between the water level of the Danube river and the ground water level of the surrounding areas,* XIVth Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Bratislava, pp. 247-267.

Menard, http://www.menard.ae/pdf%20files/technical%20brochure%20DR.pdf

Mesri, G. (1989): *A re-evaluation of* $s_u(mob)=0{,}22\sigma_p$ *using laboratory shear tests,* Canadian Geotechnical Journal. 26, pp. 162-164.

Mitchell, J. (2003): *Újabb eredmények a talajjavítás területén. I-II. rész.* Mélyépítés, Budapest, 2003 április-június, pp. 14-21,

Moseley, M.P., Kirsch, K. (2004): *Ground Improvement,* Taylor and Francis, London, pp. 57-92, 331-428.

MSZ EN 14475:2006 *Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Töltéserősítés.* Magyar Szabványügyi Testület. Budapest.

MSZ EN 14679:2007 *Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Mélykeverés.* Magyar Szabványügyi Testület. Budapest.

MSZ EN 14731:2006 *Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Mélyvibrációs talajkezelés*, Magyar Szabványügyi Testület. Budapest.

MSZ EN 15237:2007 *Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Függőleges drénezés.* Magyar Szabványügyi Testület. Budapest.

MSZ EN 1997-1:2006 Eurocode 7-1 *Geotechnikai tervezés. Általános szabályok,* Magyar Szabványügyi Testület, Budapest.

Navin, M. P. (2005): *Stability of Embankments Founded on Soft Soil Improved with Deep-Mixing-Method Columns,* Dissertation submitted to the faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy In Civil and Environmental Engineering Blacksburg, VA.

Neher, H.P., Wehnert, M., Bonnier, P.G. (2001) : *An evaluation of soft soil models based on trial embankments,* Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, pp. 373-378.

Pearlman, S.L. (2012): *Controlled Modulus Columns: Innovation in Ground Improvement,* Deep Foundations, may/june, pp. 73-75. http://www.menardusa.com/CMCarticle.pdf

Plomteux, C., Porhaba, A. (2004): *CMC Foundation System for Embankment Support - - A Case History,* Proceedings of GeoSupport Conference, pp. 980-981.

Potts, D. M. (2009): *Large excavations performed for new terminal 5 at Heathrow Airport,* ISSMGE International Seminar on Deep Excavations and Retaining Structures, Budapest, pp. 115-138.

Pozsár L. (2003): *M7 autópálya (125,3-145,0km) Balatonszárszó-Ordacsehi közötti szakasz, Részletes geotechnikai szakvélemény,* készítette: GEO-TERRA Kft. Geotechnikai Iroda.

Pozsár L.(2005): *8. sz. főút 17+200 – 22+105 km sz. közötti Csórt elkerülő szakasz 18+800,6 km szelvényben felüljáró háttöltés alapozása kavicscölöppel,* Műszaki leírás. Budapest, készítette: GEO-TERRA Kft. Geotechnikai Iroda.

Pozsár L. (2006): *Részletes Geotechnikai Szakvélemény az M7 autópálya Nagykanizsa-Becsehely (206+200 – 224+281,94 km) közötti szakasz tárgyában,* kiviteli terv. Budapest, készítette: GEO-TERRA Kft. Geotechnikai Iroda

Právics J., Lazányi I., Móczár B. (2003): *A 61. sz. út Kaposvárt északról elkerülő szakaszának kiépítése,* Közúti és Mélyépítési Szemle, 53. évfolyam, 11. szám, pp. 17-21.

Priebe, H.J. (2005): *The design of Vibro Replacement,* Ground Engineering, dec, pp. 31-36.

Ray, R., Scharle, P., Szepeshazi, R. (2010): *Numerical modeling in the geotechnical design practice,* 14th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Bratislava, cd kiadvány.

Rétháti L. (1995): *Alapozás kedvezőtlen talajokon,* Akadémiai Kiadó, Budapest, pp. 470-474.

Riad, H.L., Ricci A.L., Osborn, P.W., Horvath, J.S. (2003): *Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam for Road Embankments and Other Lightweight Fills in Urban Environments,* Soil and Rock America 2003 - 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Massachusetts, U.S.A. http://jshce.com/files/PanAm2003_EPSgeofoam.pdf

Rixner J. J., Kraemer S. R. and Smith A. D. (1986): *Prefabricated Vertical Drains,* Vols I, II and III: Summary of Research Report: Final Report. Federal Highway Administration, Washington DC, Report No. FHWA-RD-86/169.

Robertson, J., Gilchrist, A.J.T. (1987): *Design and Construction of a Reinforced Embankment across Soft lakebed Deposits,* Int. Conference on foundation and tunnels, Vol. 2, London, pp. 84-92.

Rujikiatkamjorn, C., Indraratna, B. (2006): *Three-Dimensional Analysis of Soft Soil Consolidation improved by Prefabricated Vertical Drains,* ASCE Special Geotechnical Publication No. 152. Proceedings of Geo-Shanghai 2006, Shanghai, China, 6-8 June 2006, pp. 161-168.

Sas, W., Malinowska, E. (2006): *Surcharging as a method of road embankment construction on organic soils, IAEG Paper number 403, London,* pp. 1-9.

Schanz, T. (2006): *Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheit- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik ind der Geotechnik",* Abschnitt 4. Geotechnik, 29, pp. 13-27.

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999): *The hardening soil model: Formulation and verification,* Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 Years of Plaxis, Balkema, Rotterdam, pp. 281-296.

Scharle P. (1976): *Építőmérnöki kontinuumfeladatok numerikus vizsgálatának néhány kérdése,* Építéstudományi Intézet, Tudományos Közlemények, Budapest.

Schlosser, F., Simon, B. (2006): *Soil reinforcement for foundation,* XIII. Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Volume 2. Ljubljana, pp. 151-162.

Schweiger, H., Freiseder, M. (1998): *Three dimensional finite element analysis of driaphragm wall construction,* Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, pp. 2493-2498.

Schweiger, H.F. (2009): *Numerical modelling of stone columns in soft clay under an embankment,* Geotechnics of Soft Soil – Focus on Ground Improvement, Taylor&Francis Group, London, pp. 305-311

Skempton, R. (1951): *The bearing capacity of clays,* Proceedings Building Research Congress, Division 1. London, pp. 180-189.

Smoltczyk, U. (1990): *Grundbautaschenbuch,* Ernst & Sohn, Berlin, pp.143-174.

Szép, J. (2011): *FEM Modeling of abutment,* Xth Geotechnical Engineering Conference, Bratislava, cd kiadvány.

Szepesházi R. (1986): *Geotechnika II,* Tankönyvkiadó, Budapest, pp. 215.

Szepesházi R. szerk. (2003): *Geoműanyagok útépítési alkalmazásainak tervezése,* Kutatási jelentés, Széchenyi István Egyetem, Győr, pp. 64.

Szepesházi, R. (2006): *Mély munkagödrök mentén bekövetkező mozgások,* kutatási jelentés, Széchenyi István Egyetem, Kooperációs Kutató Központ, Győr, 2006. december, pp. 32-46.

Szepesházi, R. (2007): *A talajjavítási módszerek környezetvédelmi értékelése*. Kézirat, Miskolci Egyetem, Mikoviny Sámuel Doktori Iskola, Miskolc, pp. 25-26.

Szepesházi, R. (2008): *Geotechnikai tervezés, Tervezés az Eurocode 7 és a kapcsolódó európai geotechnikai szabványok alapján*, Springer - Business Media B.V,Budapest, pp. 179.

Szepesházi, R. (2009): *Hídalépítmények tervezésének fejlesztése,* 50. Hídmérnöki Konferencia előadásainak gyűjtemény, Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ, Siófok, pp. 429-470.

Szilvágyi, Zs. (2009): *Új fejlődési irány a véges elemes geotechnikai számításokban,* Közlekedésépítési Szemle, 60. évf. 3. szám, pp. 31-32.

Tárczy L.(2005): *Földmű-alapozás az Ordacsehi és Balatonkeresztúr közötti szakaszon,* Közúti és Mélyépítési Szemle, 55. évfolyam, 5. szám, pp. 14-17.

Terashi, M., Juran, I. (2000): *Ground Improvement – State of the art,* GeoEng2000, An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne, Australia, 19-24 November, pp. 1-2.

Terzaghi, K. (1943): *Theoretical soil mechanics,* John Wiley and Sons, New York, pp. 265-296.

Tomlinson, M.J. (2001): *Foundation Design and Construction,* 7th editon Prentice-Hall Harlow, pp. 72-81

ÚT 2-1.222:2006 *Utak és autópályák létesítésének általános geotechnikai szabályai.* Magyar Útügyi Előírás, Magyar Útügyi Társaság, Budapest, pp. 109-121.

Varaksin, S. (2007): *The importance of the conception and the in situ parameters at the soil improvement projects,* Széchy Károly Emlékelőadás, Budapest.

Varga G., Czap Z. (2003): *Töltések és bevágások geotechnikai modellezése korszerű anyagmodellek alkalmazásával,* Geotechnika 2003 Konferencia, Ráckeve.

Varga, G., Czap, Z. (2006): *Modelling of clay: settlements and stability factors,* XIII. Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Volume 2. Ljubljana, pp. 153-158.

Varga L. (1966): *Rugalmas ágyazáson alapuló számításaink megbízhatósága,* Az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Tudományos Közleményei, XII. kötet, 4. szám, pp. 99-136.

Varga L. (1986): *Geotechnika III,* Tankönyvkiadó, Budapest, pp.35-40.

Wolf Á. (2009): *Királyegyháza, cementgyár, Geotechnikai Terv, Nyersanyagtároló,* Budapest, készítette: GEOPLAN Kft.

Wolf Ákos (2010): *A királyegyházi cementgyár geotechnikai tervezése*, Mérnökgeológia-kőzetmechanika 2010 konferencia, Mérnökgeológia Kőzetmechanika 2010, Műegyetemi Kiadó, Budapest, 2010. március, pp. 161-172

Woodward, J. (2005): *An intorduction to geotechnical processes,* Spon Press, London, pp. 64-71.

Zdravković, L. (2009): *Modelling deep excavation in 3D analysis,* ISSMGE International Seminar on Deep Excavations and Retaining Structures, Budapest, pp. 139-165.