

**Magyar Mérnöki Kamara
Geotechnikai Tagozat
Feladat Alapú Pályaműve**

Geotechnikai végesselemes modellezés

Budapest, 2018

SZERZŐK:

1. fejezet: Dr. Szepesházi Róbert
2. fejezet: Honti Imre, Schell Péter, Wolf Ákos
3. fejezet: Dr. Mahler András, Dr. Szilvágyi Zsolt
4. fejezet: Dr. Mahler András
5. fejezet: Dr. Szilvágyi Zsolt
6. fejezet: Lődör Kristóf, Dr. Móczár Balázs
7. fejezet: Szepesházi Attila
8. fejezet: Dr. Koch Edina

LEKTORÁLTA:

Dr. Szepesházi Róbert

SZERKESZTETTE:

Wolf Ákos

Budapest, 2018

TARTALOMJEGYZÉK

1.	A geotechnikai modellezés fejlődéstörténete, a téma aktualitása.....	6
2.	Végeselemes modellezés helye és követelményei.....	9
2.1.	Modellezés előkészítése.....	9
2.2.	Határállapotok igazolása a végeselemes módszerben.....	11
2.3.	Kockázatkezelés és optimalizálás a végeselemes modellezés segítségével	16
2.4.	Modellezés dokumentálása	17
3.	A végeselemes modellezés alapjai, lehetőségei	19
3.1.	Modellalkotás folyamata	19
3.2.	Modellezés szintjei.....	22
3.3.	A végeselemes számítás alapjai.....	25
3.4.	Mechanikai viselkedés végeselemes modellezése.....	26
3.5.	Vízmozgások végeselemes modellezése	30
3.6.	Síkbeli és térbeli végeselemes számítások	31
4.	A talajkörnyezet modellezése	33
4.1.	Áttekintés.....	33
4.2.	A lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny anyag Mohr-Coulomb modell.....	34
4.3.	Felkeményedő talaj HS anyagmodellje.....	37
4.3.1.	A modell alapjai.....	37
4.3.2.	A HS-modell paraméterei és konstitutív összefüggései	39
4.4.	A felkeményedő talaj kis alakváltozásokra kiterjesztett HSS modellje.....	42
4.5.	Puha talaj SS modellje.....	46
5.	Szerkezetek modellezése	48
5.1.	Fal, lemez modellezése	48
5.2.	A talaj és a szerkezetek érintkezésének modellezése.....	49
5.3.	Cölöp, talajszeg modellezése	50
5.4.	Geoműanyag modellezése	51
5.5.	Dúc, horgony modellezése	52
5.6.	Egyéb szerkezetek modellezése	52
6.	Cölöppel gyámolt lemezalap vizsgálata.....	54
6.1.	Bevezetés.....	54
6.2.	Mintapélda input adatainak ismertetése	55
6.3.	Lemezalap vizsgálata	58
6.3.1.	A 3D modellezés kritikus részleteinek vizsgálata	58
6.3.2.	A 2D modellezés alkalmazhatósága	60
6.4.	Cölöppel gyámolt lemezalap vizsgálata.....	62
6.4.1.	Bevezető	62

6.4.2.	A mintapélda 3D modellezése és eredményei	65
6.4.3.	A mintapélda 2D modellezésének néhány kérdése	67
6.4.4.	Ágyazási tényezők előállítása 3D modellezés alapján	70
6.4.5.	A cölöppel gyámolt lemezalap biztonsága	71
6.4.6.	Lemezigénybevételek megállapítása a Plaxis-modellezésből.....	72
6.5.	A rigid inclusion modellezése	73
7.	Munkatérhatárolás modellezése	77
7.1.	Bevezetés	77
7.2.	Modellezési alapkérdések	79
7.2.1.	A talajkörnyezet és a talajvíz modellezése.....	79
7.2.2.	A modellméret és a szerkezetek modellezése	81
7.2.3.	A számítási módok felvétele.....	83
7.3.	A modellválasztás hatásának vizsgálata	86
7.3.1.	Egy mintafeladat inputjai	86
7.3.2.	Számítási eredmények.....	88
7.3.3.	A felszínmozgások számítási lehetőségei.....	91
7.4.	A térbeli modellezés lehetőségéről	92
8.	Töltésalapozások vizsgálata	94
8.1.	Bevezető.....	94
8.2.	Töltésalapozások végelelemes modellezésének kulcskérdései	96
8.3.	Oszlopszerű töltésalapozások modellezése	98
8.3.1.	Talajjavítások síkbeli 2D modellezése	98
8.3.2.	Oszlopszerű talajjavítások tengelyszimmetrikus modellezése	100
8.3.3.	Oszlopszerű talajjavítások 3D modellezése	102
8.4.	Süllyedések és süllyedés csökkentés számítása	102
8.5.	Konszolidáció és konszolidációgyorsítás vizsgálata	105
8.6.	Állékonyság és állékonyságnövelés vizsgálata	108
8.6.1.	Bevezető	108
8.6.2.	Töltésépítés vizsgálata.....	109
8.6.3.	Szétcsúszás vizsgálata 2D modellezéssel	111
Ajánlott és felhasznált irodalom		116
1. melléklet: Modellezést bemutató dokumentáció ajánlott tartalma		121
2. melléklet: Előírások, útmutatók, szabványi háttér		126

Dr. Szepesházi Róbert

1. A geotechnikai modellezés fejlődéstörténete, a téma aktualitása

Terzaghi 1926-ban megjelent Erdbaumechanik című műve felháborodást váltott ki a bécsi egyetemen. A mechanika, a tartószerkezetek professzorai szentségtörésnek ítélték, hogy valaki a talajra alkalmazná a mechanika és a hidraulika törvényeit. Úgy vélték, e természeti képződmény viselkedését nem lehet, nem szabad így kezelni, a műszaki földtudományok elégedjenek meg a talajok leírásával, a tapasztalatok összegyűjtésével. A talajviselkedés számszerű elemzéséhez addig legfeljebb a lejtőszöveget, a megengedett feszültséget és hasonló egyszerű paramétereket használtak. A valóság, a terv ezekkel való összevetése volt az első modellezési mód, s olykor még ma is alkalmazzuk ezt. Szerencsére ez a kritika nem szegte kedvét a talajjal foglalkozó kutatóknak, a megfigyelések révén és a laboratóriumi mérőeszközök fejlődését kihasználva mind pontosabban fogalmazták meg matematikai összefüggésekkel a talajok bonyolult, nem-lineáris, időfüggő viselkedését, s a múlt század 70-es éveire megszülettek a komplex anyagmodellek is.

E talajmodellek azonban a mérnököt csaknem napjainkig legfeljebb csak a talajviselkedés megértésében segítették. Az építési gyakorlatban felmerülő alapozási, földstabilizálási, talajvízszabályozási feladatok megoldására ezeket nem lehetett alkalmazni. A süllyedéseket, az alaptörést, a földnyomásokat, a rézsúk állékonyságát és a szivárgásokat, a problémákat különválasztva Boussinesque, Terzaghi, Prandtl, Jáky, Coulomb, Rankine, Dupuit és követőik által kidolgozott analitikus eljárásokkal számítottuk/számítjuk. Ezek Hooke, Coulomb és Darcy lineáris talajmodelljeit alkalmazó földstatikai, geohidraulikai kontinuummodelleken alapulnak, s képletek, táblázatok, diagramok segítségével végzett számításokként vagy grafosztatikus eljárásokként lettek a modellezés eszközei. Mindeközben a talajmechanikusokat marcangolta az a tudat, hogy ezek a lineáris anyagmodellek nem írják le a talajok valós viselkedését. Az analitikus modellek azonban a nemlineáris viselkedést csak nagyon egyszerű esetekre tudták figyelembe venni, s legfeljebb ügyes fogásokkal próbáltuk feloldani az ellenmondásokat, igazítani a számításokat a megtapasztalt valósághoz. Ezek ismeretében és adekvát használatában rejlett a kiváló nehezen továbbadható tudása.

A talajok és a szerkezetek kölcsönhatását ezekben a számításokban nem vesszük figyelembe, a talajhoz kapcsolódó beton, acél, fa anyagú elemeket a talajhoz képest végtelesen merevnek tekintjük, s a kölcsönhatást ezen elemek elmozdulására tett feltételezések alapján írjuk le, mint pl. a támfalakra ható földnyomás számításában. Nagy előrelépést jelentett, mikor a hajlékony falak, cölöpök és alaplemezek méretezésében figyelembe tudtuk már venni a talaj és a szerkezet érintkező felületeinek deformációs kényszereit. Ám a számítási korlátok miatt ennek alapja is sokáig csak a Winkler-féle lineáris rugómodell lehetett, melynek jól ismert kritikája, a rugók függetlensége és meghatározásuk bizonytalansága elbizonytalanítanak az eredmények korrektségét illetően. Az ezekre készített szoftverek a szerkezeteket már végeselemes módszerrel modellezik, a talajokat azonban csak rugókkal.

A hagyományos analitikus modellek alkalmazásával kapcsolatos kétségeket mindinkább növelte az a követelmény is, hogy egyre nagyobb méretű, bonyolultabb, gyorsabban épülő, komplex terhelésű szerkezetek és technológiák megvalósításához kellett modellezési háttérrel biztosítani. A toronyházak, a nagyfeszítávú térlefedések, a hidak, a vízzáró gátak, a magastöltések, a mélygarázsok és az alagutak ráadásul gyakorta kedvezőtlen adottságú helyeken épülnek, mert mára csak a gyenge talajú területek maradtak beépítetlenül, vagy mert a zsúfolt belvárosokban minden teret ki akarnak használni, megküzdve a veszélyes egymásra hatásokkal is. Sokszor bámulhatjuk elismeréssel azt a leleményességet, mellyel az ilyen feladatokat a hagyományos, nem az ilyen összetett problémák modellezésére kidolgozott eszköztárral méretezik. Az elavult modellezés azonban mindenképpen gátjává válik projektszinten a gazdaságos megoldások alkalmazásának, illetve egy kivitelező cég szintjén a technológiai fejlesztésnek, a rohamléptekkel fejlődő monitoring pedig leleplezi a modellezés tévedéseit.

„Szerencsére” segítségünkre sietett az információtechnológia fantasztikus fejlődése. A végeselemes analízis elméleti alapjait is kb. 50 éve munkálták ki, s kb. 20 éve jutottak oda a fejlesztők, hogy olyan szoftvereket készítsenek, melyek képesek mindazon jelenségek, igények modellezésére, melyeket az előbbieken felvázoltunk. Kb. 10 éve tartunk ott, hogy ezek a szoftverek a gyakorló mérnökök rendelkezésére álló számítógépeken is futtathatók, s napjainkban válnak elérhetővé a 3D szoftverek. S ha néha nehezen is várható ki egy-egy bonyolultabb projekt futási ideje, biztosak lehetünk abban, hogy az információtechnológia töretlen fejlődése elhárítja ezt a nehézséget is. Itt az ideje, hogy a geotechnikusok és a tartószerkezettervezők szaktudása is felnőjön ehhez az eszköztárhoz, hogy a vázolt nehéz feladatokat ezekkel gazdaságosan legyen képes megoldani.

A ma rendelkezésre álló geotechnikai végeselemes szoftverek, mindenek előtt a Plaxis, a következőket nyújtja:

- képes alkalmazni a talajokra a komplex anyagmodelleket, melyekkel a nem-lineáris, időfüggő viselkedést végre figyelembe vehetjük,
- sokféle szerkezetet képes modellezni, s kezelni tudja ezek és a talajok kölcsönhatását,
- bonyolult, komplex építési és terhelési folyamatokat (fázisokat) lehet velük modellezni, beleértve a dinamikus hatásokat, így pl. a földrengést is,
- outputjaik bőséges betekintést adnak a talajok feszültségi, alakváltozási és elmozdulási jellemzőibe, illetve a szerkezetek elmozdulásaiba és igénybevételeibe is,
- egyszerű programozási lehetőséggel módot adnak a paraméterérzékenység vizsgálatára, így a kritikus részletek feltárására és a szerkezetek optimalizálására.

Mindezek kihasználása azonban alapos felkészültséget kíván, az anyagmodellek kezelése, a modellezési fázisok elkülönítése és definiálása, illetve az outputok értelmezése biztos talajmechanikai tudás nélkül lehetetlen, sőt veszélyes. Az input viszonylagos egyszerűsége, a felhasználóbarát kezelőfelületek hívólag hatnak különösen az informatikai eszközök használatában jártas fiatal mérnökökre, a szűk tervezési idők viszont arra vezethetnek, hogy az eredmények alapos analízise, verifikálása elmarad, s csak a méretezéshez szükséges outputokat veszik ki. A bonyolult szerkezetek esetében a végeredményeket, pl. a nyomatékokat illetően nem támaszkodhatunk tapasztalatainkra, arányérzékünkre, a végeredmények jóságát az elmozdulásképek hitelességének értékelésével, az ilyen szerkeze-

tek megfigyelésével nyert tapasztalatokra támaszkodva ellenőrizhetjük, illetve kötelező ellenőriznünk. E szoftvereket méltó módon azonban úgy kell használnunk, hogy élünk az általa kínált lehetőségekkel. Nem a geotechnikai tudáshiányunk pótlásának, a számítások egyszerűsítésének, gyorsításának eszközét látjuk csak bennük, hanem az optimális szerkezetek és technológiák kimunkálására, a kockázatok értékelésére használjuk őket.

Honti Imre, Schell Péter, Wolf Ákos

2. Végeselemes modellezés helye és követelményei

2.1. Modellezés előkészítése

A geotechnikai modellezés folyamatában az egyik alapvető feladat a talajrétegződés és a talajjellemzők meghatározása. Egy-egy nagyobb beruházás, bonyolult tervezői feladat és a kapcsolódó geotechnikai modellezés végrehajtása során valamennyi résztvevőnek tisztában kell lennie azzal, hogy a megbízható bemenő paraméterek nélkül végrehajtott modellezés még a legkorszerűbb szoftverek alkalmazásával sem vezethet reális eredményre. A talajvizsgálatokat irányító és a talajvizsgálati jelentést készítő geotechnikusnak ismernie kell a tervezési feladat peremfeltételeit. Egy összetett tervezői feladat esetén ehhez már a vizsgálati szoftver összeállítása során egyeztetnie kell a tartószerkezet tervezőjével, illetve amennyiben a talajvizsgálatokat és geotechnikai modellezést végző személye elkülönül, a geotechnikai modellezést végző tervezővel is. Ezen egyeztetés alapján már a beruházás kezdeti stádiumától, az előkészítő tervfázistól olyan módon kell a geotechnikai vizsgálati programot kialakítani, hogy a tervezés során alkalmazott modell bemenő paraméterei célvizsgálatok alapján felvehetők legyenek. Különösen igaz ez aztán a tervezési vizsgálatokra nézve.

A geotechnikai paraméterek felvehetők közvetlen vagy közvetett módon: z előbbi esetben konkrét terepi és laboratóriumi vizsgálatok eredményei alapján, az utóbbi esetben elméleti alapokon vagy tapasztalatokon nyugvó összefüggések segítségével.

A tervezéshez szükséges geotechnikai adatok meghatározásakor először minden esetben össze kell gyűjteni és értékelni kell az adott tervezési terület mérnök- és hidrogeológiai, szeizmitási adatait, tanulmányozni kell a helyszíni és topográfiai viszonyokat, a morfológiai adottságokat. Ezek ismeretében a geotechnikai vizsgálatok programját részletesen meg kell tervezni mind a terepi, mind a laboratóriumi tevékenységek vonatkozásában. A munka előrehaladtával az így kialakított programot időről-időre felül kell vizsgálni és szükség esetén azt módosítani kell. A munkavégzés során e programot kell követni, s ha valamilyen okból ezektől el kellett térni, azt a vizsgálati jelentésben rögzíteni kell, és a szükséges kiegészítő vizsgálatokat elő kell irányozni.

A geotechnikai vizsgálatok és a talajvizsgálati jelentéssel szembeni általános elvárás, hogy szolgáltatson minden olyan adatot, amelynek alapján a tervezési terület talaj- illetve közettípusait jellemezni lehet, s a tervezéshez szükséges paraméterek karakterisztikus értékeit a tervező fel tudja venni. A vizsgálatokat az adott tervezési fázis, illetve a geotechnikai kategória függvényében kell meghatározni. Egy – például a jelen dokumentumban tárgyalt – geotechnikai modellezési feladatban a vizsgálatokat minden esetben úgy kell végrehajtani, hogy az ideiglenes és a végleges szerkezetek, építmények, létesítmények tervezéséhez minden adat rendelkezésre álljon, és a munkák során bármilyen, a geotechnika tárgykörével összefüggő feladat, kockázat beazonosítható legyen.

A geotechnikai vizsgálatok típusára, számára, módszereire a szabványok, illetve a Magyar Mérnöki Kamara Geotechnikai Tagozat ajánlásokat fogalmaznak meg (pl. MMK GT: „Segédlet az új, EC7 alapú geotechnikai dokumentációk tartalmi követelményeit betartó munkarészekhez, a mérnöki és vizsgálati ráfordítások összeállításához, tervfázisonként” c. dokumentum). Ezek a munkavégzés során irányadónak tekintendők, fontos tudni azonban, hogy egy-egy tervezési feladat bonyolultságától, illetve a geotechnikai adottságoktól (vagyis a geotechnikai kategóriától) függően a vizsgálati program kidolgozása és végrehajtása minden esetben tervezői felelősség, amely az itt megfogalmazott szempontok figyelembevételével meghozott szakmai döntés kell legyen.

A geotechnikai modellezéshez szükséges tervezési vizsgálatokkal kapcsolatban elvárás, hogy azok minden, a tervezés és az építés szempontjából lényeges réteg felépítését és jellemzőit feltárják, továbbá meghatározzanak minden olyan paramétert, amely a tervezett szerkezetre és a környezetére kihatnak. A vizsgálódás során a rétegződés, annak esetleges változékonysága és a hidrogeológiai viszonyok feltárása mellett különös figyelmet kell fordítani az esetleges üregek, vetődések, kúszásra vagy csúszásra hajlamos talaj-, vagy közettömegek, szerves, duzzadó illetve roskadó talajok, továbbá feltöltések és mesterséges anyagok előfordulására.

A vizsgálatokat követően a modellezés előkészítéséhez el kell végezni a talajok és a kőzetek általános jellemzését és osztályozni kell azokat.

A következőkben meg kell határozni az egyes rétegek mechanikai jellemzőit. E vizsgálatok során nagy hangsúlyt kell helyezni arra, hogy a lehető legalaposabban modellezzék a vizsgált talaj- vagy kőzetzóna kezdeti feszültségállapotát, illetve a tervezett létesítmény megvalósítása kapcsán létrejövő terhelés következtében megváltozó körülmények miatt kialakuló feszültség- és alakváltozásokat. Fontos, hogy a vizsgálatok során figyelemmel legyenek a drénezési körülményekre, illetve a talajok esetleges túlkonzolidáltságára is.

A kőzetek vizsgálati eredmények értékelésekor tisztában kell lenni azzal, hogy a kisebb mintákon elvégzett laborkísérletek és a természetben előforduló, sokszorososan nagyobb kőzettest viselkedésében – vetődések, elválások, üregek stb. előfordulása miatt – nagy különbségek fordulhatnak elő. A kőzetek esetén a szilárdság, merevség, alakváltozási jellemzők mellett a tagoltság megállapítására is hangsúlyt kell fektetni, s kőzettestek szilárdságát ezek figyelembevételével kell meghatározni.

A geotechnikai modellezésben nagy jelentőséggel bírnak továbbá a vízáteresztőképességi és a konszolidációs paraméterek. Közismert, hogy ezek kisméretű mintákon végezhető laboratóriumi vizsgálatával nyert adatai sok bizonytalanságot hoznak a számításokba, tekintettel arra, hogy az eredményeket a természetbeni fekvésében bonyolult és összetett, heterogén, anizotróp stb. összletekre kell vonatkoztatni. Ezt is figyelembe véve ezen paramétereket, ahol csak megoldható, in situ vizsgálatokkal (pl. presszióméter, próbaszivattyúzás stb.) célszerű megállapítani.

Tekintettel arra, hogy a talajok, kőzetek mechanikai jellemzőinek terepi és laboratóriumi vizsgálata még alapos munka esetén is sok nehézségbe ütközik, a tervezés, modellezés fontos eleme lehet korábbi – a tervezetthez hasonló – létesítmények, építmények viselkedésének megfigyelése, majd e tapasztalatok dokumentált értékelése és hasznosítása.

A vizsgálatokat követően az eredményeket a geotechnikai modellezési feladatokhoz is Talajvizsgálati jelentésben kell ismertetni. Ennek tartalmi követelményeit az egyes szabályozó anyagok részletesen tartalmazzák, bemutatásuk a jelen dokumentumnak nem feladata. Itt kizárólag a modellezésre koncentrálva azt kívánjuk kihangsúlyozni, hogy az eredmények, vizsgálatok jegyzőkönyvi bemutatásán kívül az értékelésre is nagy hangsúlyt kell fektetni. A paramétereket rendszerezetten szöveges, grafikus és táblázatos formában – esetleg statisztikai elemzéssel – is célszerű bemutatni. Külön ki kell térni az esetlegesen előforduló különösen kedvező vagy kedvezőtlen eredmények, adatok értékelésére is. Össze kell állítani továbbá azon terepi és laboratóriumi vizsgálatok listáját, amelyeket az addig elvégzett vizsgálatok eredményei alapján a beruházás későbbi fázisában végre kell hajtani.

A vizsgálatokat követően a karakterisztikus paraméterek felvétele során a rendelkezésre álló adatokat, vizsgálati eredményeket – a vizsgálandó határállapotokra fókuszálva – úgy kell értelmezni, hogy azok a modellezni kívánt geotechnikai szerkezet viselkedését a lehető legjobban megközelítsék. A geotechnikai modellezéshez szükséges karakterisztikus talajparamétereket a vizsgált határállapotra vonatkozóan óvatos becsléssel kell felvenni. Az értékelés során tekintetbe kell venni:

- a különböző vizsgálati módszerek alkalmasságát a meghatározandó paraméter vonatkozásában,
- a talaj-, illetve a kőzetkörnyezet esetleges változékonyságát, specialitásait (pl. rétegzettség, repedezettség, vetődések stb.),
- az eltérő módszerekből származó eredmények, adatok közötti ismert általános vagy lokális korrelációkat,
- az adott geotechnikai szerkezet élettartama alatt a talajparaméterekben esetlegesen bekövetkező leromlásokat,
- a felszín alatti vizek helyzetét, nyomásszintjeit és kémiai összetételét,
- az adott szerkezet szempontjából reális, tényleges feszültség szinteket,
- az időbeliséget,
- a dinamikus hatásokat,
- az építési területre vonatkozó általános jellegű tapasztalatokat,
- az adott szerkezet kivitelezésének várható technológiáját,
- az építés körülményeit,
- a fenntartási-üzemeltetési kérdéseket.

2.2. Határállapotok igazolása a végeselemes módszerben

A geotechnikai tervezést alapvetően az Eurocode 7 szabvány (MSZ EN 1997-1 Geotechnikai tervezés – Általános előírások) szabályozza, de számos egyéb szabvány ad iránymutatást a tervezéssel kapcsolatosan. Az aktuális érvényben levő szabványok, előírások listáját a 2. mellékletben gyűjtöttük össze.

Valamennyi geotechnikai szerkezet esetében igazolni kell a megfelelőséget minden kritikusnak gondolható használhatósági és teherbírési határállapotokra. Az előbbi keretében a szerkezetek alakváltozásait és elmozdulásait kell elemezni, s ki kell mutatni, hogy azok mértéke és különbségei az építmény használhatóságát nem gátolják. A teherbírési határállapotok tekintetében a szabvány az alábbiakat különbözteti meg:

- GEO határállapot, mely a talaj törése vagy túlzott mértékű alakváltozása, s bekövetkezésekor az ellenállást a talaj vagy a szilárd kőzet szilárdsága jelentősen befolyásolja,
- STR határállapot, amely a tartószerkezet vagy a tartószerkezeti elemek (pl. alapozások, támszerkezetek, horgonyok) belső törése vagy túlzott mértékű alakváltozása, s bekövetkezésekor az ellenállást a szerkezeti anyagok szilárdsága jelentősen befolyásolja,
- UPL határállapot, mely a tartószerkezet vagy a talaj egyensúlyvesztése a víznyomás (felhajtóerő) vagy más függőleges hatás miatti felúszás folytán,
- HYD határállapot, mely hidraulikus talajtörés nagy hidraulikus gradiens által a talajban okozott felszakadás, belső erózió vagy buzgárosodás formájában,
- EQU határállapot, amely a helyzeti állékonyság elvesztése az egyetlen merev testnek tekintett tartószerkezet vagy talajtömb helyzetének lényeges és gyors megváltozása, s bekövetkezésekor az ellenállást a szerkezeti anyagok és a talaj szilárdsága jelentősen befolyásolja.

A geotechnikai végeselemes modellek felépítésekor alapvetően az anyagjellemzők, terhelések karakterisztikus értékéből indulunk ki, így a modellezés eredményei lényegileg a várható mozgásokról, feszültségi viszonyokról adnak tájékoztatást. Hozzáteszük azonban, hogy a jól tervezett szerkezetek esetében a monitoring ezeknél átlagosan valamelyest kedvezőbb eredményeket hozhat, mivel a karakterisztikus talajjellemzők – mint említettük – „óvatosan” becsült átlagok. Az ezekkel végzett számítások tehát inkább az átlagosnál valamelyest gyengébb talajadottságú helyekre érvényesek. Az ilyen karakterisztikus talajparaméterekkel végzett modellezés gyakorlatilag megfelel a használhatósági határállapot ellenőrzésének, így azt kell mérlegelni, hogy a belőle kiadódó mozgások, elmozduláskülönbségek a szerkezet használata szempontjából megengedhetők-e. Tudni kell azonban, hogy az eredményeket az alkalmazott anyagmodell mellett jelentősen befolyásolhatják a modell méretei, peremfeltételei, a számítási módok (Plastic, Consolidation stb.), melyekről a későbbiekben részletesebben szót ejtünk.

A teherbírás határállapotok ellenőrzése a végeselemes modellezésben nem ennyire magától értetődő, mivel nem elég kimutatni, hogy ezek nem következnek be, hanem szám-szerűsítve kell igazolni, hogy megvan a velük szemben elvárt biztonság. Ezért a következőkben röviden áttekintjük, hogy ez a végeselemes modellezéssel miként teljesíthető.

Az MSZ EN 1997 szerint a geotechnikai szerkezeteket (síkalapozások, mélyalapozások, támszerkezetek stb.) a 2. tervezési módszer szerint kell méretezni, melyben a parciális tényezőket az igénybevételekhez, illetve az ellenállásokhoz kell rendelni. Az általános állékonyság vizsgálatát a 3. tervezési módszer szerint kell végezni, így a biztonságot az anyagok szilárdsági jellemzőiben kell érvényesíteni.

A geotechnikai végeselemes szoftverek az állékonyság vizsgálatokat a φ -c redukciós, újabban Safety-nek nevezett módszerrel végzik, azaz a talaj nyírószilárdságát (kohézióját és belső súrlódási szög tangensét) addig csökkentik, amíg az egyensúlyi állapotot még megvan. Ez a 3. tervezési módszernek felel meg, ennél fogva a szoftverekkel az általános állékonyság és más GEO típusú határállapotok közvetlenül elvégezhetők. Az eredményül adódó biztonsági tényezőt a szabvány által a nyírószilárdsági paraméterekre előírt parciális tényezőkkel kell összevetni.

Az állékonyságvizsgálatokat illetően a végeselemes szoftverek előnye a határegyensúlyi számítási eljárásokkal szemben, hogy a tönkremeneteli felület a számítás eredményéből adódik, a képlékennyé váló talajelemek együttese definiálja azt. Ennek jelentősége az összetett, komplex feladatok esetén (pl. rézsű felső zónájában épített síkalap) még markánsabban megmutatkozik, hiszen ezeknél előzetesen az is bizonytalan, hogy melyik GEO típusú határállapot vezérli a tervezést. Ugyanakkor az így kiadódó biztonság értelmezése nem minden esetben egyezik meg a szabvány által elvárt ellenőrzési móddal, ezért erre vonatkozóan külön megfontolásokra, értékelésekre van szükség.

Síkalapok alap alatti talajtörésének ellenőrzését, melynek során a 2. tervezési módszer szerint kell eljárni, végezhetjük úgy, hogy a külső terhelést fokozatosan addig növeljük, amíg talajtörési állapot nem következik be. Így előállíthatunk egy erő/süllyedés-görbét, melyről leolvasható a síkalap teherbírása, s ezt a szabvány által előírt parciális tényezővel osztva kapjuk az ellenállás tervezési értékét. Ezt tetszőleges terhelési esetre (pl. ferde külpontos terhelés) is el tudjuk végezni. Eljárhatunk úgy is, hogy az ULS teherbírasi határállapothoz tartozó terhelés tervezési értékét növeljük az ellenállás elvárt parciális tényezőjével ($\gamma_{R,v}=1,4$), s annak hatására vizsgáljuk a síkalapozás viselkedését. Amennyiben ennek hatására talajtörés, túlzott mértékű alakváltozás nem következik be, a teherbírás igazoltnak tekinthetjük. Hasonló módon ellenőrizhető a síkalapok elcsúszása, mely szintén GEO határállapotként értelmezendő, hiszen lokális talajtörést jelent. Amennyiben ez kritikus, alaposan meg kell fontolni a az alapsíkon figyelembe vehető nyírószilárdságot, melyet az ide bevihető interface-szel lehet megtenni. Erről a későbbiekben még többször lesz szó.

Az analitikus megoldással szemben számos előnye van az ilyen végeselemes vizsgálatnak, ugyanis a valóságot sokkal jobban közelítő módon lehet figyelembe venni a talajrétegződést, a tereplejtést, a felszíni és felszín alatti vizek hatását, az alaptest merevségét, a mesterséges környezet hatását, stb. Előnyös az is, hogy kirajzolódik a törési mechanizmus, érzékelhetjük, hogy mely rétegek, esetleg réteghatárok szerepe a meghatározó. Tudni kell viszont, hogy a törési állapotok táján a végeselemes számítás numerikusan érzékeny, ezért semmiképpen sem helyes megelégedni az elvárt biztonság szűk kimutatásával. A síkalapok esetében azonban ez általában nem okoz túlméretezést, mert azok tervezését szinte mindig a süllyedések korlátozásának parancsa vezérli.

Cölöpalapozás ellenállásának közvetlen meghatározására (GEO típusú teherbírasi határállapotának ellenőrzésére) a geotechnikai végeselemes szoftverek – egyelőre – nem igazán alkalmasak elsősorban a palástellenállás modellezési nehézségei és bizonytalanságai miatt. További probléma a cölöpözési technológia figyelembevételének nehézsége. E tekintetben a szoftverek „fordított” eljárást kínálnak: az analitikus, tapasztalati úton számított vagy próbaterheléssel meghatározott cölöpteherbírás bemenő adatként szerepel a végeselemes modellezésben, amint azt majd a 4. fejezetben részletesen bemutatjuk.

Munkatérhatárolások esetén – az általános állékonyságon túl – GEO típusú határállapotként ellenőrizni kell, hogy a megtámasztó szerkezet (részfal, cölöpfal stb.) alul, a munkagödör feneke alatt kellő passzív ellenállást kaphat-e. Az MSZ EN 1997 elvárja ugyanis, hogy szerkezet egyensúlyához szükséges itteni földnyomás tervezési (parciális tényezővel felszorozott) értéke a lehetséges passzív földnyomásnak csak az ahhoz rendelt parciális tényezővel osztott értéke legyen. A végeselemes szoftverekben ennek kiolvasása közvetlenül

nem lehetséges, ugyanakkor egy ilyen szerkezet modellezésének eredményeiből a szerkezetről a talajra átadódó nyomás könnyen kinyerhető, s ezt szembe tudjuk állítani az analitikus úton számítható passzív ellenállással. Az utóbbit az ellenállások $\gamma_{R,v}=1,4$ parciális tényezőjével kell osztani, az előbbit a hatások $\gamma_G=1,35$, parciális tényezőjével szorozni, illetve ha a megtámasztó szerkezetet terhelésében számottevők az esetleges hatások, akkor ezt részarányosan növelni kell, amit a következőkben kifejtünk. A Plaxis újabb verziójával másként is vizsgálható ez a határállapot, lehet alkalmazni ugyanis a Safety számítást úgy is, hogy a szoftver csak a felhasználó által megjelölt talajzóna nyírószilárdságát csökkentse. Ezt a 7. fejezetben részletesebben bemutatjuk.

A szerkezeti elemek (vasbeton, acél, geoműanyag stb.) STR teherbírási határállapota a geotechnikai végeselemes szoftverekkel közvetlenül nem vizsgálhatók, azok ellenőrzésére szolgáló modulok ezekben nincsenek beépítve. Bevihetők a szerkezeti elemek modelljébe a kritikus igénybevételeknek (pl. egy résfal nyomatéki teherbírásának) a határértéke, mely a tönkremenetelt okozó értéknek a megfelelő parciális tényezővel osztott értéke lehet. Ekkor annak kimutatása, hogy a szerkezet egészében megfelelően viselkedik, elvileg azt jelentené, hogy az STR határállapotok nem következnek be. Ez a megközelítés ugyanakkor még nincs eléggé kipróbálva, s különösen az összetett igénybevételeket illetően számos kételyt vet fel. Ezért ajánlatos inkább a következő utat választani.

A végeselemes szoftverek outputjából a szerkezetekben keletkező igénybevételek (húzó- illetve nyomóerő, hajlítónyomaték, nyíróerő) karakterisztikus értékei kivethetők, ha a szerkezeteket a szoftverekben rendelkezésre álló azon célelemekkel modellezzük, melyekről részletesen a 4.2. fejezetben lesz szó. A kiadódó igénybevételeket a parciális tényezővel felszorozva kaphatjuk meg az igénybevétel tervezési értékét. A szoftverrel meghatározott igénybevételek karakterisztikus értékei azonban egyaránt tartalmazzák az állandó és az esetleges hatásokat is. A tervezési érték számításához ezeket külön kellene választani, de ez a végeselemes modellezésben nem lehetséges. Tekintettel azonban arra, hogy geotechnikai szerkezetek esetében a hatások nagy részét az állandó jellegű terhek (pl. a földnyomás) teszik ki, ezért szokás közelítőleg – az állandó terhekhez tartozó $\gamma_G=1,35$ és az esetleges terhekhez tartozó $\gamma_Q=1,50$ értékek közötti – $\gamma_E=1,4$ értékkel kalkulálni. Eljárhatunk úgy is, hogy az esetleges terheket a modellben nem karakterisztikus értékükkel, hanem az esetleges és az állandó terhekhez tartozó parciális tényezők arányával, azaz $\gamma_Q/\gamma_G=1,5/1,35\approx 1,1$ értékkel felszorozva visszük be a modellbe. Ekkor ugyan a mozgások valamelyest nagyobbak lesznek, de a szerkezetek méretezéséhez az igénybevételek tervezési értékét $\gamma_G=1,35$ parciális tényező alkalmazásával nyerhetjük. Az így előálló igénybevételekre kell a szerkezeteket valamilyen más célszoftverrel vagy „kézi” számítással a vonatkozó MSZ EN szabvány szerint méretezni. Ezen eljárás megfelel a 2. tervezési módszernek.

A helyzeti állékonyság (EQU) vizsgálata csak nagyon ritka esetekben fordul elő a geotechnikai tervezési gyakorlatban, egy példa erre a szilárd kőzeten álló síkalap elbillenésének vizsgálata. Más esetet, mint például támfalak kiborulásának elemzése a Eurocode 7 nem említ, e tekintetben elegendőnek tartja a külpontosság vizsgálatát, akár csak talajon álló síkalapozás esetén is. Az épületekről az alapozásra jutó teher külpontosságának értékelése nem geotechnikai modellezési kérdés, az a felszerkezet statikai modelljéből kinyerhető, s ezt kell összevetni az Eurocode 7-ben megfogalmazott elvárásokkal.

Támfalak vizsgálatát illetően, melyek terhelésében meghatározó a földnyomás, más a helyzet, azok ellenőrzésére, a várható viselkedésük minél jobb megismerésére ugyanis jól használhatjuk a végeselemes szoftvereket. Ehhez a támfalra ható erők irányát, külpontoságát kétféleképpen nyerhetjük ki. Egyrészt vizsgálhatjuk az alapsíkon fellépő feszültségeket és számíthatjuk azok eredőjét. Másrésztől kinyerhetjük a támfalra ható földnyomást a fal mögött felvett síkra ható feszültségek eredőjeként, s ezt a szerkezet önsúlyával kézi számítással összegezve állapíthatjuk meg az eredő nagyságát és irányát. Megemlítjük, hogy a külpontoság vizsgálatában a parciális tényezőket valójában a hatásokhoz vagy a talajfizikai paraméterekhez kell rendelni (az ebből keletkező földnyomás csökkenését előidézve). Az állékonyságot veszélyeztető, illetve javító igénybevételek így előálló értékeit kell szembe állítani. Ezek az igénybevételek végeselemes számításokból csak úgy nyerhetők ki, ha eleve a modell felépítésekor a paraméterekbe (talajfizikai jellemzők, térfogatsúlyok stb.) beépítjük a parciális tényezőket. A helyzeti állékonysággal kapcsolatosan megemlítjük, hogy csak ritkán kritikus eleme a tervezésnek. Amennyiben a végeselemes szoftverekbe beépített állékonyságvizsgálat (Safety, ϕ -c redukció) ilyen tönkremeneteli módot mutat ki, akkor célszerű ezzel külön foglalkozni, például az előbbieken leírtak szerint.

A hidraulikus talajtörés (HYD) veszélyét a geotechnikai végeselemes szoftverek közvetlenül nem tudják vizsgálni, azt a futtatások eredményeiből külön „kézi számítással” kell ellenőrizni. Általában a szoftverekkel – vagy azok kiegészítő moduljaival, mind például a Plaxis Flow moduljával – lehetőségünk van a permanens vagy tranzienis vízáramlások vizsgálatára. Így tetszőleges peremfeltételek, rétegződés, hidraulikai viszonyok esetére meg lehet határozni a talajok egyes pontjaiban jelentkező hidraulikus gradienst. Ezt lehet összevetni a kritikus, belső erőzítőt okozó gradienssel, s így igazolni a megfelelőséget. Ezzel kapcsolatosan felmerülhet a kérdés, hogy e feltétel teljesülését a modell minden pontjában elvárjuk-e, vagy elegendőnek ítéljük egy adott szakaszra átlagolt hidraulikus gradiens értékét ellenőrizni. Ezt a problémát azonban nem a végeselemes modellezés alkalmazása veti fel, hanem a hagyományos számításokban is szembe kell nézni vele. Ezért e kérdés tisztázását e dokumentumban nem vállalhattuk fel. Megemlítjük még, hogy a hidraulikus gradiens értéke érzékenyen reagál a végeselemes háló sűrűségére, ezért egy ilyen analízishez a kritikus tartományban indokolt nagyon sűrű hálót felvenni.

A felúszás (UPL) vizsgálata során a biztonságot egyrészt a hatásokban, másrészt pedig a talajfizikai paraméterekben, illetve az ellenállásokban kell értelmezni. A talajfizikai paramétereket akkor kell csökkenteni, ha az ellenállást a talaj nyírószilárdsága adja, mint például árvízvédelmi gátak mentett oldali agyag fedőrétegének felúszásának vizsgálata esetén. A lehorgonyzó szerkezetek (horgonyok vagy cölöpök) esetén az ellenálláshoz rendelendő parciális tényezőket be kell építeni a számításba. Ezek alapján külön kell választani a szerkezetek felúszásának elemzését, ahol az ellenállást az önsúly mellett általában valamilyen lehorgonyzó elemmel biztosítjuk, illetve a földművek vizsgálatát, melyek ellenállását alapvetően a talaj nyírási ellenállása adja.

A szerkezetek esetében a felúszás közvetlenül nem vizsgálható, mert mint említettük a cölöpalapozások esetében, az ellenállás a modellbe mint bemenő paraméter szerepel. Az ellenőrzéshez a végeselemes analízis a víznyomások eredőjét szolgáltathatja, ami különösen komplex feladatok, illetve vízáramlások analízise esetén nagy „ajándék”, mert ilyen esetekben a szerkezetre ható víznyomás kézi számítással nehézkes számítható.

Földművek esetében valójában a φ - c redukciós eljárás képes a kritikus tönkremeneteli módot, adott esetben a felúszást is ellenőrizni, hiszen azzal szemben alapvetően a talaj ellenállása jelenik meg. Ugyanakkor elviekben két futtatást kellene végezni, ugyanis felúszás vizsgálatok a parciális tényezőket egyrészt az önsúlyhoz ($\gamma_G=0,9$), másrészt az ellenállást adó nyírószilárdsághoz ($\gamma_c=\gamma_\varphi=1,25$) kell rendelni, szemben az általános állékonyság vizsgálatával, ahol csak a nyírószilárdsághoz ($\gamma_c=\gamma_\varphi=1,35$). Valószínűleg eljárhatunk úgy is, hogy a kritikus réteg karakterisztikus (névleges) vastagságával és térfogatsúlyával számolunk, s amennyiben az 1,35-nél nagyobb biztonságot ad, amit az állékonyság tekintetében úgyis elvárunk, akkor a felúszással szemben is megvan az 1,25 biztonság.

A fejezet zárásaként még egyszer hangsúlyozzuk azt, hogy a végeselemes eljárásokkal végzett állékonyságvizsgálatok rámutatnak a kritikus tönkremeneteli képre, azaz megadják, hogy az adott szerkezet szempontjából mely teherbírási határállapot a kritikus. A síkalapozást illetően például az Eurocode 7 is kimondja, hogy amennyiben az analitikus módszer nem alkalmas a tervezési határállapot vizsgálatára, akkor „ajánlatos numerikus eljárásokat alkalmazni a legkedvezőtlenebb törési mechanizmus meghatározására”.

2.3. Kockázatkezelés és optimalizálás a végeselemes modellezés segítségével

A geotechnikai szerkezetek számos, más mérnöki szerkezetekhez képest jóval több és nagyobb kockázatot tartalmaznak, s ezek kezelése komoly kihívás. A tervezők nagyfokú találmányossággal, körültekintő elemzésekkel felelhetnek meg ennek, mikor bőséges technológiai és szerkezeti eszköztárból választhatják ki az optimális megoldást. Ehhez a végeselemes modellezés nagy segítséget jelenthet, vele a kockázatok világosan azonosíthatók, részletesen elemezhetők, a csökkentésük módja kimunkálható, illetve az optimális megoldások kiválasztásában a változatok szimulációjára jó lehetőséget ad.

A kockázatok számos forrásból eredhetnek, mint például a geotechnikai adottságok változékonysága, a talajfizikai paraméterekben rejlő bizonytalanságok, az alkalmazott számítási modell egyszerűsítései, a kivitelezési eljárások (ütemezés, talajjavítás) hatásai stb. A vizsgált terület alapos geotechnikai feltárása, az anyagmodellek helyes megválasztása, a talajfizikai paraméterek adekvát vizsgálatokon alapuló felvétele, a vizsgálatok számának növelése, a tervezési egységek megválasztása stb. segíthet a kezelésükben. A végeselemes eljárások ezeket az ún. érzékenységvizsgálatokkal támogathatja. Ennek lényege, hogy a számítási modell egyes input adatait (rétegadoatok, anyagjellemzők, számítási fázisok, stb.) változtatjuk, s elemezzük ezek hatását az eredményekre.

Érdeemes részletesen vizsgálni azon paraméterek változásának hatását, melyek a vizsgálatok szerint bizonytalanok, s így dönteni lehet például az adott paraméter alaposabb, igényesebb kiegészítő vizsgálatáról vagy óvatosabb, a szélső értékkel való figyelembe vételéről. Az is jó döntés lehet, hogy a talajparaméterek alapján több tervezési egységre bontjuk a projektet, így a nagy hatású paraméterek szélső értékeit csak tényleges előfordulási helyükön, nem a projekt egész területén vesszük figyelembe. Ehhez persze az szükséges, hogy a talajparaméterek térbeli változásait tisztázzuk.

A sajátos veszélyek azonosítását is megkönnyíti a végeselemes modellezés, pl. egy rétegződésbeli anomália, egy lokális gyenge talajparaméter, egy hibás cölöp, egy talajjavítási hiány stb. hatását jól lehet elemezni vele. Hasznos eszköz az új építmények és építési

folyamatok térbeli kihatásának felmérésére, aminek alapján a talajvizsgálatok és az esetleg szükséges óvintézkedések, illetve a monitoring térbeli kiterjesztéséről lehet dönteni.

Érzékenységvizsgálat célja lehet, hogy a szerkezeti elemek valóban szükséges méreteit megállapítsuk, vagy közel azonos kihasználtságukat elérjük, hogy a szerkezet használhatóságát, élettartamát ne egyetlen elem kritikus részének megfelelése szabja meg. Ehhez többféle szerkezeti kialakítás komplex vizsgálatára is szükség lehet, melynek alapján a szerkezet optimalizálható, a műszaki, gazdaságossági és környezetvédelmi szempontból legmegfelelőbb megoldás kiválasztható. Ugyanez áll az építési eljárásokra, pl. egy töltés lépcsős építésének a megtervezésére, a lépcsők megengedhető magasságának, a szükséges és elégséges konszolidáció idő meghatározására.

Egy végeselemes modell ad biztos alapot a monitoring megtervezéséhez és folyamatos értékeléséhez. Az első információk alapján a modell javítható, s így a prognózis pontosítható, az esetleg szükséges óvintézkedésekről, a gazdaságos módosításokról az MSZ EN 1997-ben is ajánlott megfigyeléses módszer jegyében dönthetünk. Így a végeselemes modellezés a monitoringgal együtt a kockázatkezelés és optimalizálás alapvető eszköze lehet.

2.4. Modellezés dokumentálása

A biztonság és a használhatóság igazolása során tett feltételezéseket, adatokat, számítási módszereket és eredményeket geotechnikai tervezési beszámolóban kell rögzíteni. Mindezeket úgy kell dokumentálni, hogy a számítások mások számára is érthetők, ellenőrizhetők és reprodukálhatók legyenek.

Az Eurocode-7 előírási szerint az alábbi témakörökkel kell foglalkozni:

- az építési helyszín és környezetének ismertetése,
- a talajviszonyok leírása,
- a tervezett építmény leírása beleértve a hatásokat is,
- a talaj- és kőzetjellemzők tervezési értékei, beleértve a szükség szerinti indoklásukat
- az alkalmazott szabványok és előírások jegyzéke
- a hely alkalmasságára vonatkozó nyilatkozat tekintettel a tervezett építményre és az elfogadható kockázatra
- a geotechnikai tervezési számítások és rajzok
- az építés közben ellenőrizendő, megfigyelést igénylő vagy fenntartást követelő tételek jegyzéke.

Az 1. mellékletben közreadjuk a Német Geotechnikai Társaság (DGGT) munkacsoportja által kidolgozott mintadokumentációt, mely a tartalmat illetően iránymutatóként szolgálhat. A számításokat összefoglaló dokumentum tartalmával kapcsolatosan az alábbiakra hívjuk fel a figyelmet:

Elsőként szükséges rögzíteni a kiindulási adatokat és a vizsgálat célját. Ennek keretében be kell mutatni a projekt főbb jellemzőit, az együttműködő társtervezőket, a felhasznált dokumentumokat, szabványokat, a rendelkezésre bocsátott alapadatokat.

Be kell mutatni az alkalmazott szoftvert és a számítási eljárást. Ismertetni kell a bemenő adatokat (geometria, anyagjellemzők, terhek, számítási lépések stb.) és azok felvételének megalapozottságát. Ennek keretében foglalkozni kell a geometriai modell megalkotásánál tett egyszerűsítésekkel értékelve azoknak a modell eredményeire gyakorolt hatását.

Be kell mutatni a talajmodellt (talajrétegződés, anyagmodell, anyagmodell paraméterek) ki-
térve a választás háttérére, a paraméterek felvételének módjára, az azokban rejlő bizony-
talanságokra, a talajvízviszonyok elemzésére. Ismertetni kell a modellben szereplő szerke-
zeti elemeket és azok paramétereinek indoklását. Rögzíteni kell az analízis során figye-
lembe vett terheket, azok eredetét és nagyságát. Be kell mutatni a számításához használt
végelelemes hálót. Össze kell foglalni a számítási lépéseket, melynek keretében meg kell
adni az egyes lépésekben szimulált változásokat, az azokhoz rendelt időintervallumot.

Általánosságban igazolni kell, hogy az alkalmazott számítási eljárás, szoftver, a felvett
geometriai modell, végelelemes háló az adott példa megoldására alkalmas, így a futtatások
eredményei használhatók.

A főbb számítási eredményeket az elején megfogalmazott cél szempontjából kell be-
mutatni, értelmezni és értékelni. Áttekintő értékelést kell adni a modellezési eredmények
használhatóságáról, megbízhatóságáról, az eredmények hasznosításáról. Az eredmények
alapján a szükséges következtetéseket, megállapításokat meg kell tenni. Szükség esetén a
további számítások elvégzésére javaslatot kell megfogalmazni.

A geotechnikai dokumentációban ki kell térni a kivitelezés alatti megfigyelés és moni-
toring feladatokra. Az előbbi célja, hogy a terv készítésekor tett feltételezéseket (pl. talajré-
tegződés) ellenőrizni lehessen, míg az utóbbi feladata a szerkezet várt viselkedésének el-
lenőrzése.

A geotechnikai tervezési beszámolóban a szöveges munkarészek mellett ábrák, diag-
ramok, képek segítsék az értelmezést, értékelést.

Dr. Mahler András, Dr. Szilvágyi Zsolt

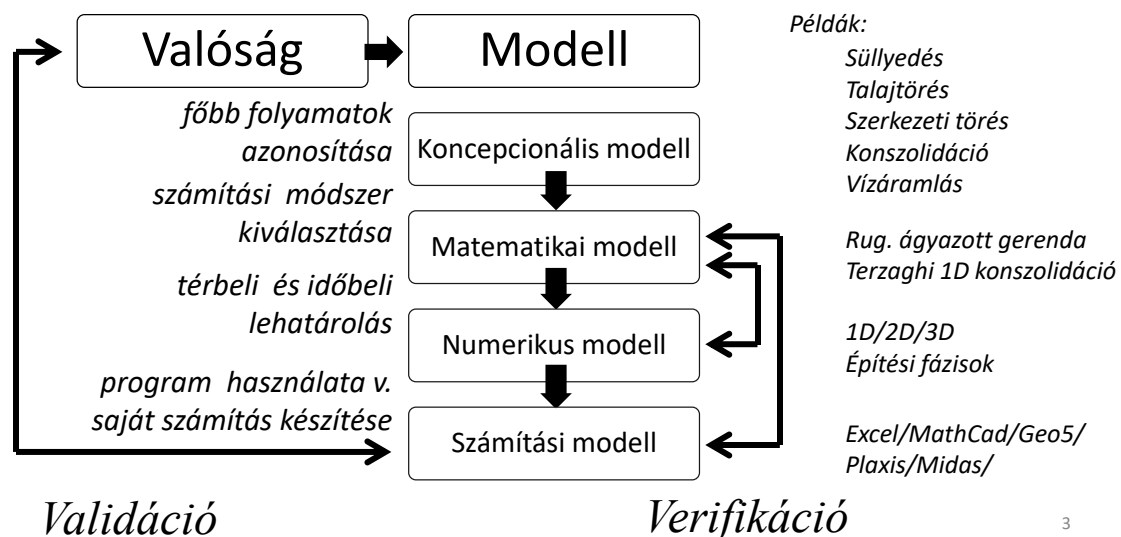
3. A végelelemes modellezés alapjai, lehetőségei

3.1. Modellalkotás folyamata

A geotechnikai modellezéshez a vizsgált rendszer viselkedését részletesen ismerni kell. Csak ekkor tudjuk ugyanis azonosítani azokat a tényezőket, amelyeknek szerepelniük kell a modellünkben. Ezek:

- a rendszer saját jellemzői (geológiai, mechanikai, szivárgási jellemzők stb.),
- a modelltől elvárt követelmények (vizsgálandó határállapotok),
- a kivitelezési körülmények (technológia, építésütemezés).

Olyan modellt kell tehát alkossunk, amely a vizsgált rendszert a modellezési feladattal szemben támasztott elvárásainkkal összefüggésben képes megfelelő pontossággal leírni. A modellezés folyamata a 3.1. ábrálátható lépésekre bontható, melynek jobb oldalán egy-egy geotechnikai vonatkozású példát is megjelenítettünk.



3.1. ábra: Modellezés folyamata

Az első lépés a komplex fizikai valóság leképezése koncepcionális modellbe. Ennek célja a rendszer főbb folyamatainak, jellemzőinek azonosítása és a valóság reprodukálása oly módon, hogy e folyamatok és jellemzők az egyszerűsítések ellenére érvényesek maradjanak. Ekkor kell pl. tisztázni, hogy kell-e modellezni az időbeliséget vagy a vízmozgást.

A második lépés a koncepcionális modell átalakítása matematikai modellé. Ebben matematikai formában írjuk le az azonosított folyamatokat, pl. differenciálegyenletekkel a kontinuum egyensúlyát vagy anyagmodellekkel a feszültségek és az alakváltozás kapcsolatát. Legtöbbször természetesen meglévő matematikai leírásmódok közül választjuk ki az adott feladathoz alkalmazhatót.

A harmadik lépés a matematikai modell átültetése egy numerikus modellbe, amely gyakran számítógépen egy szoftver kiválasztásával valósul meg. Ehhez a probléma térbeli és időbeli lehatárolása szükséges (mértérfelvétel, információgyűjtés az építésütemezésről).

Az utolsó lépés a numerikus modellből egy számítási modell létrehozása, amely egy szoftver vagy szoftvernyelv használatával történik.

Ha a geotechnikai feladatot végeselemes vagy más numerikus modellezéssel szeretnénk megoldani, fontos kiemelnünk még két feladatot, melyet a modellezés során el kell végezni: ezek a verifikáció és a validáció. A verifikáció annak igazolása, hogy a matematikai modell megfelelően van átültetve a numerikus modellbe és az adott szoftver programnyelvére. A validáció pedig annak igazolása, hogy a számítási modell tartalmaz minden szükséges jellemzőt, amely a valóságos rendszer viselkedésének leírásához kell. Ezáltal igazoljuk, hogy a modell eredményei a valóságos helyzetre is érvényesek. A verifikációt legtöbbször az alkalmazott szoftver forgalmazói végzik el, és erről a szoftver dokumentációjában beszámolnak. Ehhez alapfeladatok vagy jól dokumentált esettanulmányok más módszerekkel nyert eredményeit vetik össze a saját szoftverjükben készített modell eredményeivel.

A validáció a szoftver használójának a feladata és ennek során ki kell térni:

- a modellméret felvételére,
- az anyagmodell megválasztására,
- a kezdeti állapot leírására,
- az eredmények értékelésére.

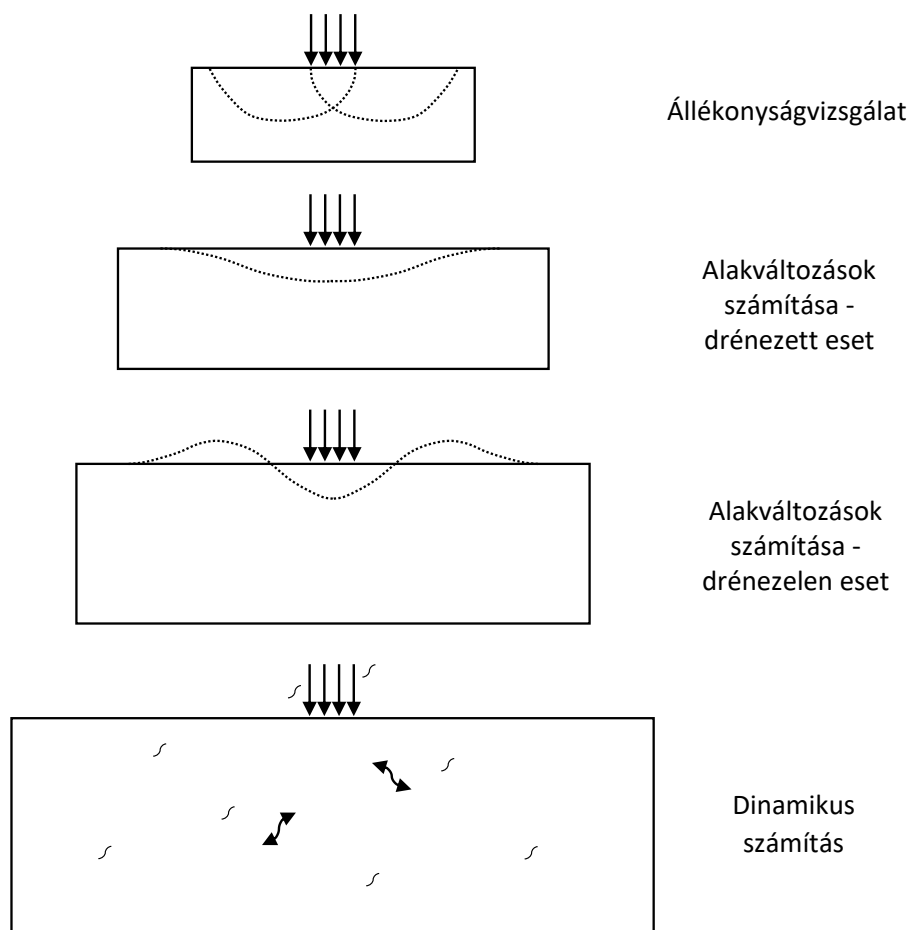
Ezek a témakörök, amelyeket lépésről-lépésre megvizsgálva azonosíthatjuk, és esetleg csökkenthetjük a modellezésben rejlő hibákat.

A modell méretének felvételekor az első lépés a térbeli, síkbeli vagy lineáris modell közötti választás. Ide tartoznak továbbá a geometriai egyszerűsítések, a modell peremfeltételeinek és az építési folyamatok modellezésének részletei. A geometriai egyszerűsítés legfontosabb területe a geotechnikai rétegmodell felvétele (rétegek száma, vastagsága, változékonysága stb.). Ebben a lépésben különösen fontos az esetleges bizonytalanságok azonosítása, és helyes ezek ismeretében több modellt használni és eredményeiket összevetni. A peremfeltételeket a modellezni kívánt problémával összefüggésben kell felvenni. Ellenőrizni kell, hogy a modell peremén feltételezett perem-elemek (vonali menti támaszok, szivárgást gátló perem, energiaeinyelő perem stb.) kihatással vannak-e a modell főbb eredményeire, és a modell méretét addig kell növelni, amíg a peremfeltételek már nem befolyásolják azokat. Általánosságban igaz, hogy ehhez az egyszerűbb modellezési feladatoktól a bonyolultabbak felé haladva (állékonyság, süllyedés drénezett állapotban, süllyedés drénezetlen állapotban, dinamikus számítás) egyre nagyobb modellre van szükség (3.2. ábra).

Az anyagmodellezés témaköre kulcsfontosságú, ezért ezt a 4. fejezetben részletesen külön tárgyaljuk.

A kezdeti állapot felvételéhez tartozik a modellezési terület kiindulási állapotát leíró mennyiségek azonosítása (pl. előterheltség, pórusvíznyomás és pórusvíznyomás-többség, feszültség szint, tömörség) és a várható terhelések jellemzőinek azonosítása (terhelés sebessége – drénezett vagy drénezetlen viselkedés).

A számítási fázisok megadásakor a tényleges építési fázisokhoz való igazodást kell szem előtt tartani. Emellett tudni kell, hogy nem célszerű túlzottan nagy feszültségváltozást okozó lépéseket egyetlen fázisban futtatni, pl. mély munkagödör kiemelésekor legalább a tényleges ütemezésnek megfelelő fázisra bontsuk a folyamatot, és még ezen túl is, inkább vékony, 1-2 m vastag rétegek deaktiválását rendeljük csak egy-egy fázishoz. Hasonló megfontolások érvényesek egy töltésépítés modellezésére, a validációnak ekkor feladata a tényleges építési ütemezéssel való összevetés.

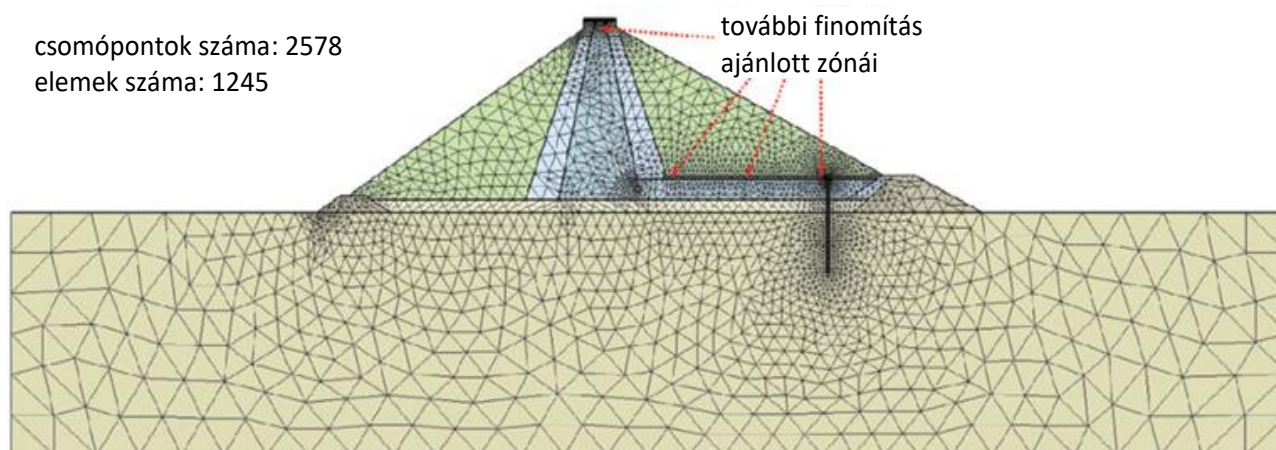


3.2. ábra: Modellméret különböző számításokhoz

A validáció utolsó lépése az eredmények körültekintő értékelése. A geotechnikai végeselemes szoftverek egyik legnagyobb előnye, hogy a számított alakváltozásokat, feszültségeket rendkívül sokféleképpen és részletesen le lehet kérdezni. Az eredmények közül a legfontosabb az elmozdulások értékelése. Ezeket tudjuk ugyanis összevetni előzetes várakozásainkkal, monitoringmérésekkel, tapasztalati értékekkel vagy egyszerűsített számítások eredményeivel. Az értékelésnek foglalkoznia kell egyrészt az elmozdulások értékével, másrészt a kapott elmozdulásmező egészével. Az elmozdulásokon túl, természetesen a többi állapotjellemzőt is értékelhetjük, hasznos lehet pl. a szerkezetekből lekérdezhető nyomtatói ábrák vizsgálata, a talajban ébredő főfeszültségek irányának értékelése vagy konszolidációszámítás esetén a teherfelvitel nyomán képződött pórusvíznyomás-többlet eloszlásának vizsgálata.

Fontos lépés az eredmények értékelésekor a hálósűrűség ellenőrzése. A hálóméret és az elemek darabszáma megfelelő, ha az első számítás végrehajtása után, egy sűrűbb

hálón újra lefuttatva a számítást az eredményekben nem tapasztalunk érdemi változást. A háló túlzott sűrítésével ugyanakkor óvatosan kell bánni, mert az elemek számának növelésével a csomóponti szabadságfokokat is növeljük, és ezzel a számítás időigénye is nő. Fontos ezért a hálósűrűséget a szerkezetekhez igazítani, és csak ott indokolt kisebb elemeket, azaz sűrűbb hálót alkalmazni, ahol az a vizsgált probléma szempontjából fontos. A modell peremei felé haladva fokozatosan nőhet az elemméret, amint például azt a 3.3. ábra érzékelteti.



3.3. ábra: Árvízvédelmi gát végeleemes hálója

Az esetleges modellezési hibák kiszűréséhez érdemes végiggondolni a modellezés folyamatát és az egyes lépésekben elkövethető hibák elkerülését ellenőrizni. A leggyakoribb hibák a tapasztalatok szerint a következők:

- input hiba, pl. geometriai adatbevitel vagy mértékegység hibája,
- hálózási hiba, pl. túl lapos elemek, amelyek numerikus instabilitáshoz vezetnek,
- hiba a peremfeltételekben, pl. dinamikus számításban fix, energiavisszaverő peremek alkalmazása,
- az iterációs eljárás hibái, pl. elégtelen lépésszám,
- alkalmazott módszerek, elméletek, anyagmodellek korlátai,
- szoftveres hiba,
- kiértékelési hiba, pl. téves eredménykomponens használata.

A felhasználói hibák csökkentésének egyszerű módja a mintapéldákon való gyakorlás, vagy amiként a külföldi szakirodalom tárgyalja: *a benchmarking*. A legtöbb szoftver fejlesztői rendelkezésre bocsátanak mintapéldákat, melyeket részletesen kidolgoznak és dokumentálnak, így ezeket tanulmányozva, végigcsinálva a modellezés megtanulható, fejleszthető. A *benchmarking* további célja a szoftver alkalmasságának igazolása mellett az anyagmodellek mélyebb megismerése, a modellezés korlátainak a felismerése.

3.2. Modellezés szintjei

A geotechnika hagyományos eszköztárában számos méretezési, tervezési eljárás van, ezek mind valamilyen idealizált, egyszerűsített talajviselkedés modellezésén alapulnak. A legegyszerűbb ilyen eljárások akár kézi számítással is elvégezhetők, és régóta jelen vannak a geotechnikai gyakorlatban. Ilyenek például a határegyensúlyi állapotokhoz tartozó számí-

tások: rézsúállékonyság, támfalra ható földnyomás, síkalap teherbírása vagy az egyszerűsített alakváltozásszámítások, például a síkalapok süllyedésének becslése. A számítógépek elterjedésével megjelentek olyan szoftverek, amelyek ezen analitikus eljárások használatát megkönnyítik, felgyorsítják, ezáltal hétköznapi felhasználásukat könnyebbé teszik. Ezek a szoftverek nagyon hasznosak, de továbbra is magukban hordozzák az analitikus megoldásokból származó korlátokat, és nehezen, csak leleményes fogásokkal használhatók összetett problémák megoldására.

Számos olyan geotechnikai feladat van, melyek megoldásához az egyszerűsített analitikus eljárásoknál bonyolultabb számítások szükségesek. Ennek számos oka lehet, ilyen például, hogy

- a talaj viselkedését a szerkezet merevsége, illetve elmozdulásai is befolyásolják;
- a geometria viszonyok nagyon összetettek;
- a különböző geotechnikai szerkezetek egymásra hatása jelentős;
- a vízmozgások vagy pórusvíznyomás-változások számítása is szükséges.

Ilyen esetekben a gyakorlatban jellemzően valamilyen numerikus eljárást, legtöbbször végeselemes modellezést használunk. Különbséget kell tenni azonban a tartószerkezeti végeselemes és a geotechnikai végeselemes számítások között. Az előbbi esetben általában csak a szerkezet viselkedése számítható a véges elemek módszerével és a talaj/szerkezet-kölcsönhatás csak egyszerűsített módon (pl. rugalmas támaszként) jelenik meg, az utóbbi esetben viszont az érintett talajtömeg viselkedésének számítása is a véges elemek módszerével történik. A jelen anyag elsősorban utóbbira fókuszál, de röviden kitérünk a rugalmas ágyazás Winkler-féle elvére épülő számításra is.

A mindennapos gyakorlatban az összetettebb talaj-szerkezet kölcsönhatási problémák esetén (pl. lemezalapok vagy munkatérhatároló szerkezetek méretezésére) elterjedten használjuk ezt az elvet. Ebben a talaj megtámasztó-terhelő hatását, a talaj/szerkezet-kölcsönhatást rugókkal vesszük számításba. A leggyakrabban az eredeti Winkler-féle rugómodellt használjuk, mely szerint egy pontban kialakuló elmozdulás az ott működő feszültség függvénye, azaz

$$e_i = \frac{\sigma_i}{c_i} \quad (3-1)$$

ahol e_i az adott pont elmozdulása,
 σ_i az adott pontban fellépő feszültség,
 c_i az ágyazási tényező, a rugóállandó.

A munkatérhatároló szerkezetek vagy lemezalapok statikailag határozatlanok, sokféle talpfeszültségeloszlás mellett is teljesülhetnek az egyensúlyi követelmények. Ezért az egyensúlyi egyenletek mellett alakváltozási követelményeket is meg kell fogalmazni, például a lemezalapok esetében azt, hogy a tartó deformációs vonalának azonosnak kell lennie a talajfelszín terhelés okozta süllyedési vonalával, hiszen ez a feltétele a folytonos érintkezésnek, a kölcsönhatásnak. Az előbbi függ a felszerkezetről átadódó tehertől, a szerkezet hajlítási merevségétől és a keresett talpfeszültségtől, míg a talaj felszín alakja a talpfeszültség mellett a talaj alakváltozási jellemzőitől, az összenyomódó réteg vastagságától, a hártármélységtől. A Winkler-elv hiányossága az, hogy a képlet szerint a felszín egy pontjának

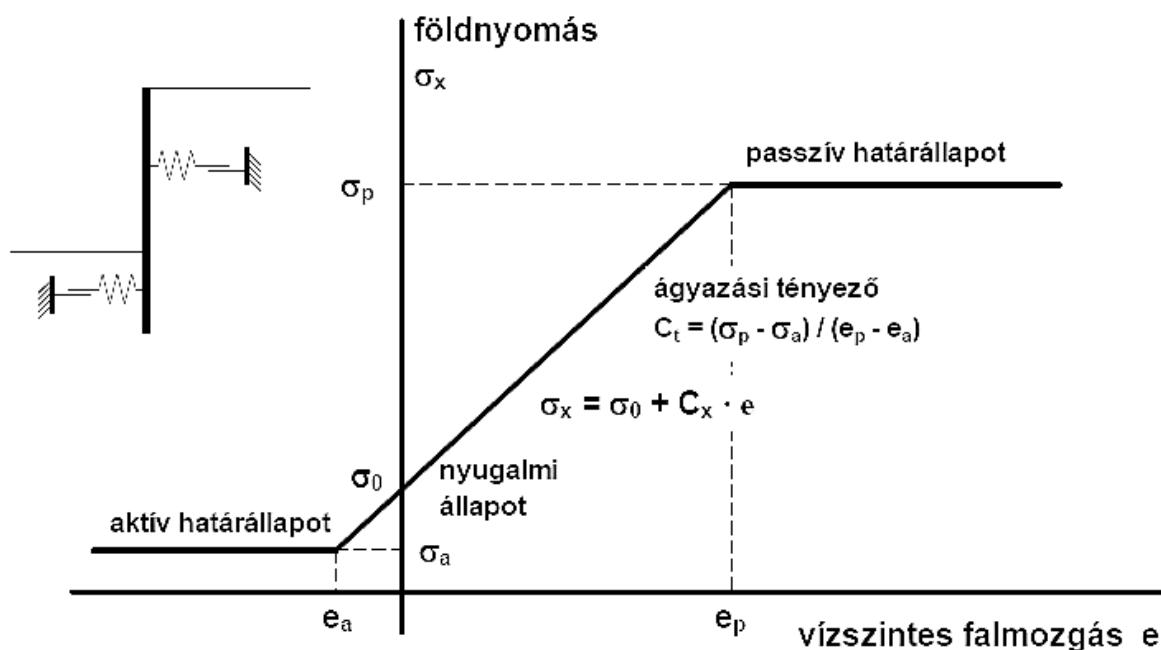
az elmozdulása csak az ott működő feszültség függvénye, miközben tudjuk, hogy az függ a környező terhelésektől is.

Ezek szerint az ágyazási tényező (rugóállandó) nem konstans érték, függ a környező talaj alakváltozási paramétereitől, a kapcsolódó szerkezet hajlítási merevségétől, az alap és a terhelés kiterjedésétől, s különös esetben a terhelés időtartamától is. Kis kiterjedésű alaptest (terhelés) mélységi hatása is csekély, s csak ezért ilyen esetben a felső zóna javításával, cseréjével az ágyazási tényező értéke javítható. Ugyanakkor a nagy kiterjedésű lemezalapok lehatása mélyebb, s az alakváltozásokat nem csak az alap alatt közvetlenül elhelyezkedő rétegek adják, hanem a mélyebb rétegek összenyomódása is. Itt kell megemlíteni, hogy rövid lefolyású terhelések kötött talajkörnyezetben annak konszolidációja révén nem okoznak olyan mértékű süllyedést, mint a hosszú távon fennálló, állandó jellegű terhek. Ebből fakadóan egy kötött talajra támaszkodó szerkezet méretezéséhez a rövid és hosszú távú viselkedésre vonatkozóan eltérő ágyazási tényezőt helyénvaló felvenni.

A hazai tervezési gyakorlatban lemezalapok méretezésére a tervezők előszeretettel használják az Axis VM szoftvert, míg munkatérhatárolások méretezésére a Geo5 szádfal-ellenőrző modulját. Mindkét szoftver a Winkler-féle rugalmas ágyazás elvét alkalmazza. Bár a jelen anyagnak nem célja a rugalmas ágyazás elvén történő méretezés részletesebb bemutatása, néhány ezzel kapcsolatos gondolatot érdemes megfogalmazni:

- a talajban ébredő feszültségek nem változhatnak korlátlanul: mind a lemezalapok mind a munkatérhatároló szerkezetek esetében figyelembe kell venni, hogy róluk húzás nem adódhat a talajra,
- a munkatérhatároló szerkezetek esetében a falra ható földnyomás nem csökkenhet az aktív földnyomás alá, és nem lehet nagyobb, mint a passzív földnyomás (3.4. ábra),
- az elmozdulás-feszültség összefüggést legtöbbször bilineáris kapcsolattal érdemes leírni: az előbb említett korlátokig és utána is lineáris összefüggést feltételezünk, ami a legtöbb esetben jó közelítést ad, de bizonyos esetekben összetettebb rugókarakterisztikát érdemes megadni,
- a két szoftver önmagában nem alkalmas a konszolidáció folyamatának lekövetésére, a felhasználó feladata, hogy a rövid távú (drénezetlen) vagy hosszú távú (drénezett) viselkedést szimuláló rugalmas támaszt állítson be,
- összetett problémák (pl. kombinált lemez és cölöpalapozás) esetén célszerű a számítást különböző feltételezésekkel elvégezni (pl. lágyabb cölöptámasz és merevebb altalaj ágyazás és ennek a fordítottja), mivel a rugóállandó nem vitathatatlanul értelmezhető talajparaméter.

Mint korábban is említettük a geotechnikai végeselemes szoftverekben a szerkezetek viselkedésének leírására korlátozott lehetőségek állnak rendelkezésre, és ugyanez igaz a „szerkezetes” szoftverek esetében a talajviselkedésre is. Ilyenkor a modellezés pontosítását javíthatja, ha a szerkezet számításához a talaj/szerkezet-kölcsönhatást külön, geotechnikai végeselemes szoftverrel vizsgáljuk, és a szerkezet modelljében a rugókarakterisztikát ennek eredményei alapján adjuk meg.



3.4. ábra: Rugókarakterisztika

3.3. A végeselemes számítás alapjai

A véges elemek módszerét (VEM) a mérnöki tudományok számos területén használják. Alapelve, hogy a vizsgálandó szerkezeteket, kontinuumokat kisebb részekre – véges elemekre – bontja, és a vizsgálandó fizikai problémát leíró parciális differenciálegyenletek numerikus megoldásával ezek jellemző pontjaira határozza meg a mechanikai állapot jellemzőit (feszültségek, alakváltozások, elmozdulások). A módszert előszeretettel alkalmazzák mechanikai, termodinamikai, áramlási vagy elektromágneses folyamatok modellezésére. A geotechnikai gyakorlatban a legfőbb felhasználási területe a mechanikai viselkedés modellezése, de használatos még a talajban bekövetkező vízmozgások vagy hőtranszport folyamatok számítására is. A felhasználását az korlátozhatja, hogy – lévén kontinuummechanikai módszer – a talajban előforduló diszkontinuitások (pl. repedések) hatását közvetlenül nem vagy csak közvetve lehet benne figyelembe venni.

A végeselemes számítása az alábbi főbb lépésekből épül fel.

Az első lépés a geometriai finitizálás, azaz a vizsgált tartomány felosztása véges elemekre. A kereskedelmi forgalomban elérhető szoftverek ezt automatikusan elvégzik a felhasználó által megadott paraméterek alapján. A véges elemek alakja, méretei, más néven a hálósűrűség, jelentősen befolyásolhatja a számítási eredményeket. A lehetőségekhez mérten kerülendő a nagyon eltérő oldalhosszú vagy nagyon hegyesszögű elemek használata. A túl durva háló (kis elemszám) túlzott teherbírást vagy kisebb alakváltozásokat eredményez, a háló fokozatos sűrítésével (az elemszám növelésével) viszont ezek egy végső értékhez konvergálnak. Azért, hogy a háló megfelelően sűrű legyen a vizsgálati cél szempontjából fontos részein, de az elemszám – és ezáltal számítási idő – ne növekedjen túlzottan nagyra, célszerű lokálisan sűríteni azt. Különösen térbeli modell esetén hasznos a modellgeometria egyszerűsítése (éles sarkok, vékony rétegek kerülése), ami egyrészt megkönnyíti a hálógenerálást, másrészt lerövidíti a számítási időt.

A számítás második lépése a függvénytér finitizálása. A végeselemes számítás során a szoftver az állapotjellemzőket (pl. elmozdulás) diszkrét pontokra határozza meg. A pontok közötti értékek az ún. bázisfüggvények segítségével interpolálhatók, a leggyakrabban erre polinomiális függvényeket használnak a szoftverek. Ezek felhasználói szinten közvetlenül nem jelennek meg, de a felhasználó által kiválasztott elemtípustól függenek: nagyobb csomópontszámú elemekhez az interpoláció magasabb fokú függvényekkel valósul meg, kisebb csomópontszámú elemekhez egyszerűbb bázisfüggvényt használ. Ez utóbbi esetben kisebb elemméret szükséges, hogy az előbbiéhez hasonló pontosságú eredményt kapjunk.

A diszkretizációt és a bázisfüggvények kiválasztását követően következik az egyes elemek mechanikai (vagy pl. áramlástani) viselkedését leíró mátrixok összeállítása. Mechanikai vizsgálat esetén ez a használt anyagmodell által definiált merevségi és alakváltozási mátrixok előállítását jelenti, melyet a szoftverek maguk elvégeznek.

A számítás következő lépésében az elemek mátrixaiból összeáll az egész feladat mátrixegyenlete (pl. az elemi merevségi mátrixokból a szerkezet merevségi mátrixa). Fejlett anyagmodellek esetén a merevségi mátrix elemei nem konstansok, azok minden számítási lépcsőben újra és újra meghatározásra kerülnek.

A probléma egészét leíró egyenletrendszer megoldására számos lehetőség áll rendelkezésre. A direkt módszerek helyett a geotechnikai végeselemes szoftverek általában az iteratív eljárásokat használják. Az iterációs eljárás fajtája, illetve a számítás paraméterei alapján keresi a szoftver az egyenletrendszer megoldását. Ezek a szoftverek felhasználói felületén a standardként beállítottakhoz képest módosíthatók, de ezzel óvatosan kell bánni. A szoftver az egyenletrendszer megoldásaként az elsődleges változóknak, pl. mechanikai vizsgálat esetén a csomóponti elmozdulásoknak a kitüntetett pontokhoz tartozó értékeit határozza meg. Az elsődleges változókból származtathatók a másodlagos állapotjellemzők, pl. mechanikai vizsgálat esetén az alakváltozások és a feszültségek. Ezt követően az állapotjellemzők a bázisfüggvényekkel bármely további pontra kiszámíthatódnak, illetve az alapjellemzőkből további szofisztikált állapotjellemzők is számíthatódnak.

3.4. Mechanikai viselkedés végeselemes modellezése

A mechanikai viselkedés modellezése a következő egyenletek alapján történik:

- *egyensúlyi egyenletek*: a véges elemre ható erők akkor vannak egyensúlyban, ha azok eredője zérus, ami a térbeli esetben hat ismeretlennel és három egyenlettel írható le,
- *kompatibilitási egyenletek*: a folytonos anyagnak a számítás során folytonosnak kell maradni, azaz a modellben az elemek között nem alakulhatnak ki hézagok vagy átfedések, ami matematikailag az alakváltozások és elmozdulások közötti összefüggések felírásával hat egyenlettel és kilenc ismeretlennel kezelhető,
- *konstitutív (kapcsolati, fizikai) egyenletek*: a feszültség és alakváltozás kapcsolatát megadó egyenletek, melyek lineárisan rugalmas viselkedés esetén további hat egyenletet jelentenek, s a nemlineáris anyagmodellek használatakor a feszültség- és az alakváltozás-növekményekre vonatkoznak: $\Delta\sigma = [D] \cdot \Delta\varepsilon$.

A hagyományos, lineárisan rugalmas talajviselkedést feltételező (pl. süllyedésszámítás) vagy erőegyensúlyt vizsgáló (pl. rézsűállékonysági vizsgálat) számítási módszerekben a kezdeti feszültségállapot közvetlenül nem jelenik meg. A fejlett anyagmodellekkel dolgozó

végelelemes számításokban viszont a kezdeti feszültségállapot és a feszültség- illetve alakváltozás-történet fontos szerepet játszik, mivel ezek figyelembe veszik a talaj előtörténetét. Ezek definiálása elengedhetetlen a megfelelő analízishez, emiatt a vizsgálandó folyamatokat különböző építési fázisok segítségével szükséges megadni. A kezdeti feszültségek számítására az alábbi lehetőségek állnak rendelkezésre:

- *nyugalmi földnyomás megadása*: a talajban ébredő függőleges és vízszintes feszültségeket (melyek egyben főfeszültségek) a mélységből, a talajrétegek térfogatsúlyából és nyugalmi földnyomási tényezőiből (K_0) számítja a szoftver,
- *gravitációs terhelés*: az alakváltozások és belső feszültségek meghatározása úgy történik, mintha az önsúly egy külső terhelés lenne, s több lépcsőben való felhordásának hatására alakul ki a kezdeti feszültség- és alakváltozás-mező, melynek elmozdulásait a további számítási lépések előtt ki kell nullázni,
- *feszültségmező megadása*: a kezdeti főfeszültségek irányának és mértékének felhasználói megadása akkor lehet célravezető, ha az előbbiek szerinti meghatározásuk nehezen kezelhető modellméretet igényelne, ugyanakkor a kezdeti feszültségek modellen belüli változása csekély (pl. egy nagyon nagy mélységben vezetett alagút).

A kezdeti feszültség meghatározásának alapparamétere a nyugalmi földnyomás tényezője (K_0), ez normálisan konszolidált talajokhoz Jáky képletével állítható elő. A kezdeti feszültségállapot másik fontos paramétere a talaj előterheltsége, ennek mértéke definiálható az előterhelő feszültség vagy a túlkonszolidáltsági viszonyszám segítségével. Az előterheltség nem csak a kezdeti feszültségállapotot (K_0 értékét) változtatja meg, hanem a fejlettebb anyagmodellekben az alakváltozások számításában is szerepet is játszik.

Ismeretes, hogy rézsús terep vagy ferde rétegződés esetén a főfeszültségek iránya megváltozik, így a K_0 értékekkel meghatározott feszültségmező kiegyensúlyozatlan lesz. Ez egy „nulladik” számítási lépcső segítségével orvosolható: ebben a szoftver kizárólag a kiegyensúlyozatlan erők – mint „külső” erők – okozta alakváltozásokat és az ezzel együtt járó feszültség-átrendeződést számítja. A számításunk következő lépéseként ezeket az elmozdulásokat is ki kell nullázni.

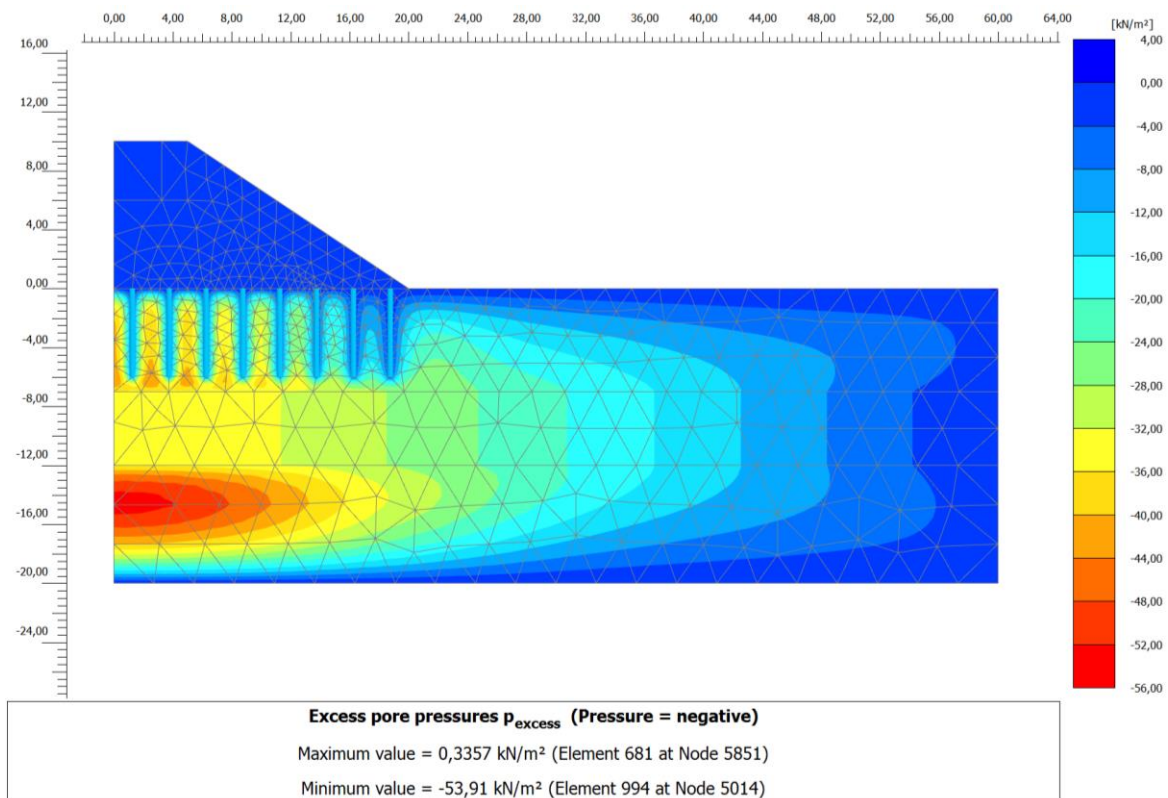
A kezdeti állapot meghatározását követően végezhető el a konkrét geotechnikai probléma modellezése. Tekintettel arra, hogy a talaj szilárdsága és alakváltozásai a folyamatra jellemző feszültségpálya függvényei, ezért a modellezés során is teljes terheléstörténeteket indokolt figyelembe venni. A sorrendiségen túlmenően szempont lehet a folyamatok időbelisége is. Ha nem akarunk az építési fázisokhoz számításigényes, időlépcsőket használó kalkulációt végezni, akkor az időbeliség közelítő figyelembe vétele is lehetséges drénezett vagy drénezetlen talajviselkedés feltételezésével. Ez a hazai gyakorlatban leggyakrabban használt Plaxis szoftverben a következőképpen definiálható.

Drénezett (drained) esetben a külső hatások a talajban csak hatékony feszültségeket generálnak, többlet-pórusvíznyomás nem keletkezik. Ez tehát jól leírja a talaj hosszú távú viselkedését, azt az állapotot amikor az elsődleges konszolidáció már lejátszódott.

Drénezetlen (undrained) esetben a talaj térfogata a terheléskor állandó marad, és a külső teher többlet-pórusvíznyomást (vagy szívást) okoz. Ebben az esetben felmerül annak a kérdése, hogy milyen módon célszerű a talajjellemzőket definiálni, s erre több lehetőség is rendelkezésre áll:

- undrained A: a legvalóságosabb számítási mód, mert a szoftver a hatékony feszültségekkel dolgozik, amihez a hozzájuk tartozó nyírószilárdsági és alakváltozási jellemzőket adjuk meg, s ebben – mivel a víz a talajhoz viszonyítva szinte végtelen merevségű (pontosabban nagy a kompressziós (bulk) modulusa) – a teherfelvitelkor a térfogatváltozás nulla, s többlet-pórusvíznyomásokat keletkeznek.
- undrained B: az előzőhöz hasonlóan az alakváltozásokat a hatékony feszültségekből számítjuk, amihez a hatékony feszültségekhez tartozó alakváltozásokat kell megadni, a nyírószilárdság viszont zérus belső sűrűlási szöggel (φ_u) és a drénezetlen nyírószilárdsággal (c_u) definiálható, amely relatíve könnyen meghatározható (pl. CPT eredményekből), viszont tudvalevően c_u értéke függ a törési folyamathoz vezető feszültségpályától is, így értéke valójában nem tekinthető konstansnak,
- undrained C: a talajviselkedést jelentősen leegyszerűsítő módon a teljes feszültségeken alapuló analízishez a drénezetlen alakváltozási jellemzők és a c_u nyírószilárdság megadása szükséges, ami azzal jár, gyakorlatilag elveszik minden, a fejlett anyagmodell által kínált lehetőség.

A végeleemes számítás előnye, hogy akár több időlépcső is alkalmazható, így – nagyobb számítási idő árán – nyomon követhető, hogy a talaj hogyan és mennyi idő alatt jut el a kezdeti (drénezetlen) állapotból a drénezett végállapotba vagy, hogy egy köztes időállapotig milyen mértékű elmozdulások jönnek létre. A konszolidáció számítása során a terhelést követő állapotban kialakuló többlet pórusvíznyomás leépülése a peremfeltételek és a rétegek átteresztőképességei alapján tranziens vízmozgásként számítható. Így a konszolidációs idő mellett a süllyedés/idő-összefüggés is meghatározható, s mód van konszolidációgyorsító szerkezetek (pl. függőleges szalagdrén vagy kavicscölöp) figyelembe vételére is. Egy ilyen számítás többlet pórusvíznyomási ábráját mutatja a 3.5. ábra.



3.5. ábra: Többlet pórusvíznyomás ábrája egy konszolidációszámítás közbenső lépésében

A geotechnikai végelelemes analízis gyakori célja még az állékonyságvesztéssel szembeni biztonság vizsgálata. A szoftverek általában a biztonságot a tényleges és a stabilitáshoz legalább szükséges nyírószilárdság (abelső súrlódási szög tangense, illetve a kohézió) hányadosaként értelmezik:

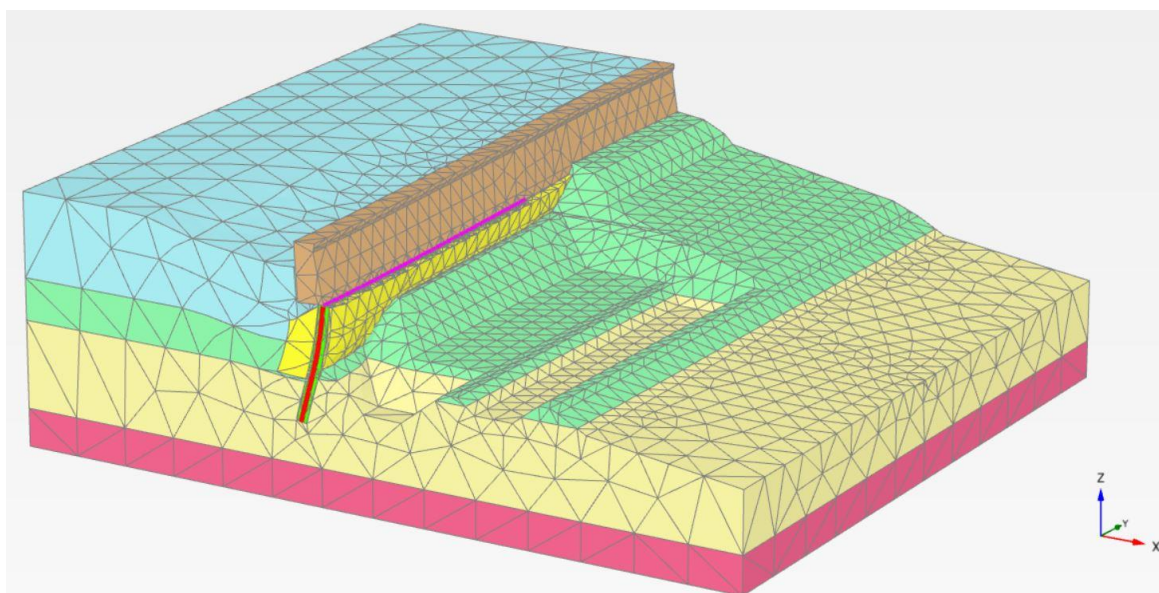
$$V = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_R} = \frac{c}{c_R} \quad (3-2)$$

A fentiek szerinti csökkentő tényezővel mindaddig változtatja a szoftver a modellben szereplő anyagok nyírószilárdságát,

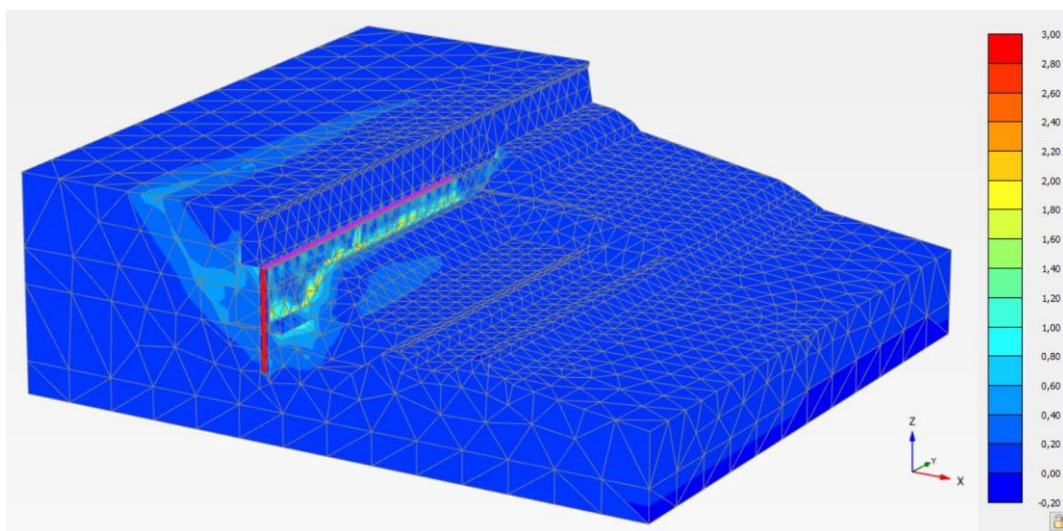
$$\tan \phi_R = \frac{\tan \phi}{V}, \quad c_R = \frac{c}{V} \quad (3-3)$$

amíg a mozgások nem növekednek korlátlanul. A csökkentő tényező maximuma adja az állékonysági biztonságot, amelynek legalább a szabványban a nyírószilárdságra előírt parciális tényezők ($\gamma_\phi = \gamma_c = 1,35$, $\gamma_{cu} = 1,5$) értékét el kell érnie.

Az eljárás előnye, hogy az állékonyságvizsgálatokban figyelembe vehetők különböző megtámasztó szerkezetek is, pl. cölöpfal, talajszeg, talajhorgony stb., így komplex problémákra is jól használható. Egy ilyenre látható példa a 3.6. és 3.7. ábrákon, melyben egy szilárdított talajból, cölöpfalból és súlytámfalból álló szerkezet állékonyságát kellett meghatározni egy lokális földkiemelést követően. A végelelemes számítás további előnye, hogy a talaj húzási tönkremenetelét is figyelembe lehet venni, így – a határegyensúly elve alapján végzett számításokkal ellentétben – kötött talajokra sem becsüli túl a biztonságot.



3.6. ábra Térbeli állékonyságvizsgálat: Deformálódott hálózat ábrája tönkremenetelkor



3.7. ábra Térbeli állékonyságvizsgálat: Nyírási alakváltozások ábrája tönkremenetelkor

3.5. Vízmozgások végeleemes modellezése

A végeleemes szoftverek a számítást a Darcy-törvény, valamint a potenciáláramlás alapegyenlete alapján végzik. A folyadékmozgás sebességét a Darcy-törvény határozza meg, mely többdimenziós esetben a következő formában írható fel:

$$\{v\} = -[k] \cdot \{\nabla h\} \quad (3-4)$$

ahol: $\{v\}$ a szivárgási sebességkomponensek vektora;
 $[k]$ az átteresztőképességi együtthatókat tartalmazó mátrix;
 h a nyomásmagasság (potenciál).

A „hagyományos” számításokkal ellentétben a végeleemes számításban figyelembe vehető, hogy a talaj átteresztőképessége a telítettség függvényében változik. Ennek megadása a telítetlen talajok szakirodalmából megismerhető különböző módszerekkel lehetséges. A vízmozgás folytonosságát a potenciáláramlás alapegyenlete (folytonossági egyenlet) biztosítja. Ennek fizikai jelentése, hogy (amennyiben a víz összenyomódását elhanyagolhatóan kicsinynek tekintjük) egy adott térfogatú talajprizmába egységnyi idő alatt be- és kiáramló víz (térfogat) mennyiségek különbsége megegyezik a talajban lévő víz térfogatának a változásával. A folytonossági egyenlet a következő alakban írható fel:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} - Q = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (3-5)$$

itt: v_x, v_y és v_z a szivárgás sebességének x, y és z irányú komponensei,
 Q a befolyó vagy kifolyó vízmennyiség,
 ε_v a víz térfogati részaránya,
 t az idő.

A vízmozgások modellezésekor – az átteresztőképesség minél körültekintőbb megállapítása mellett – a legfontosabb a megfelelő peremfeltételek megadása. Ezek lehetnek állandók, így állandósult vízmozgáshoz tartozó áramképet lehet meghatározni, de lehetséges időben változó peremfeltételek melletti tranziens vízmozgások számítása is. Ez lehetőséget

ad arra is, hogy a vízmozgás hatására változó pórusvíznyomás-viszonyok és az emiatt megváltozó hatékony feszültségeket a mechanikai viselkedés számításában is figyelembe vesszük, ami sok esetben alapvető fontosságú lehet. Ilyen mérnöki problémák lehetnek például a következők:

- a munkagödörhatárolások számítása, ahol a pórusvíznyomás viszonyoknak általában jelentős hatása van a határoló szerkezetek elmozdulásainak és igénybevételeinek alakulására,
- az árvízvédelmi töltések geohidraulikai vizsgálata egy adott árhullám hatására, amivel meghatározható az időben változó áramkép, és nyomon követhető pl. az állékonyságuk változása,
- a konszolidációs folyamatok számítása a magas töltések, de különösen a hídfők esetében az építésütemezés tervezéséhez és annak figyelembevételéhez, hogy ezek miként hatnak a környező geotechnikai szerkezetekre (pl. a negatív köpenysúrlódás a cölöpökön).

3.6. Síkbeli és térbeli végeselemes számítások

Egészen a 2010-es évekig a végeselemes modellezés geotechnikai alkalmazásai kétdimenziós modellekre szorítkoztak. A térbeli 3D modelleknek a társterületekhez viszonyítva későbbiek mondható megjelenése elsősorban a talajkörnyezet, mint modellezendő kontinuum méreteiből adódott, a térbeli modellek több 10 vagy akár 100 ezres elemszámokkal egészen a közelmúltig csak szuperszámítógépekkel voltak kezelhetők. Az asztali számítógépek (és ezzel párhuzamosan a piaci szoftverek) fejlődésével azonban egyre összetettebb térbeli modellek válnak kezelhetővé, de az időfüggő folyamatok, összetettebb állékonyságvizsgálatok igényei még ma is meghaladják az átlagos számítógépes kapacitásokat.

A síkbeli és térbeli modellek közötti különbségek áttekintéséhez először a síkbeli 2D modellek egyszerűsítő feltételezéseit kell áttekinteni.

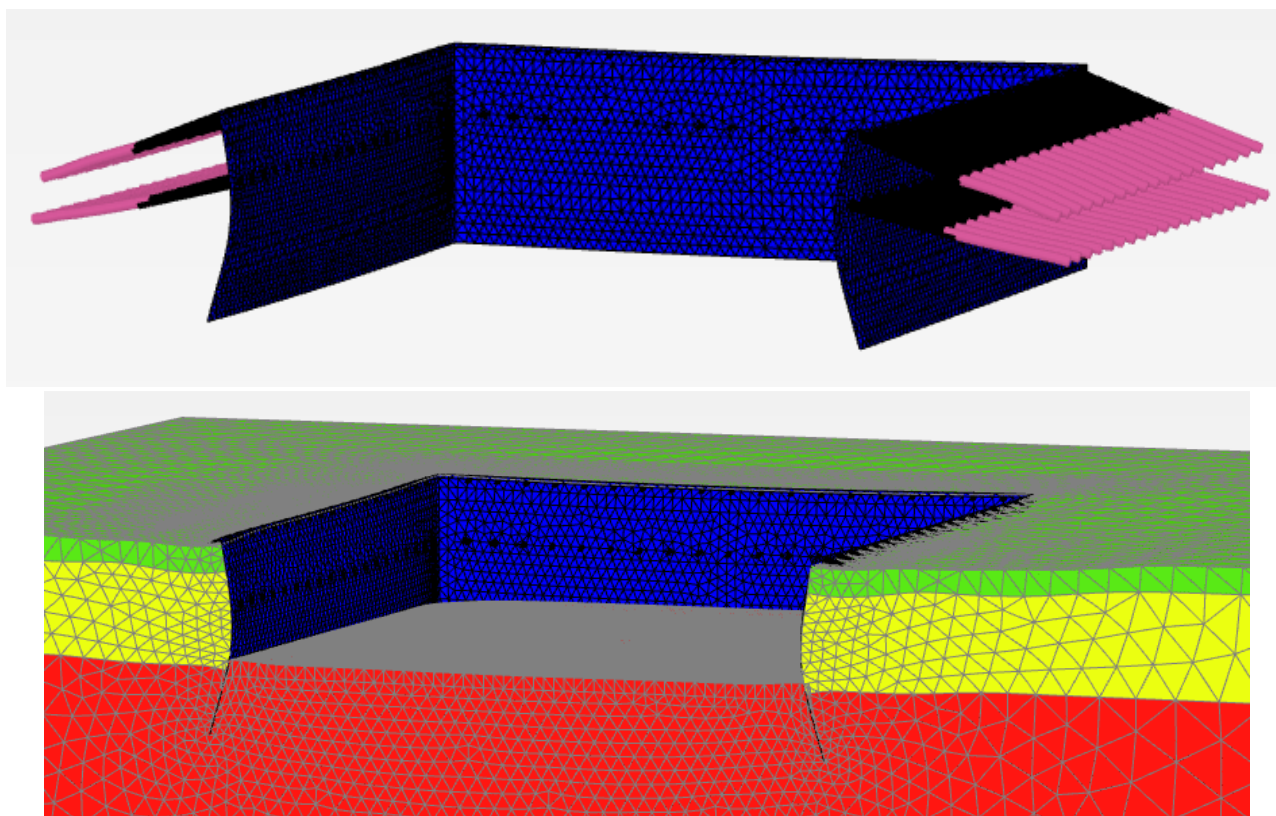
Sík alakváltozási állapotú (plane strain) modellek alkalmazása helytálló, ha a vizsgált szerkezet geometriája olyan, hogy egyik irányú kiterjedése sokkal nagyobb, mint a másik kettőé, és geometriája, anyagjellemzői, terhelési viszonyai ebben az irányban nem változnak. Kiragadhatjuk a jellemző keresztirányú metszetet a hosszú szerkezetből, és azt e síkra vonatkozóan vizsgálhatjuk, a hosszabb kiterjedés irányában viszont az alakváltozásokat elhanyagolhatónak tekintjük e vizsgált síkban bekövetkező alakváltozásokhoz képest. Ez a modellezés alkalmazható hosszú támfalak, munkatérhatárolások, töltések, hosszabb sáv-alapok és alagutak esetén.

Tengelyszimmetrikus feszültségállapotú (axisymmetric) modellek függőleges és kör-szimmetrikus terhelésű és geometriájú szerkezetek esetén lehetnek pontosak. Ekkor egy sugárirányú metszetet kiragadva hozhatjuk létre kétdimenziós modellünket, azzal a feltételezéssel, hogy a szerkezetben csak sugár- és szimmetriatengely-irányú alakváltozások keletkeznek. A modell jól alkalmazható köraknák, silók, kör alakú lemezalapok, kör keresztmetszetű cölöpök, vagy gyűrű alakú szekrényalapok vizsgálatára.

A térbeli modellek legfontosabb előnyei és a 2D modellekhez viszonyított többlet lehetségeségei általánosságban az alábbiak:

- valós geometriai viszonyok modellezése – pl. pilléralapozás, munkatérhatárolások sarok közeli zónái, hídfők, térben lejtő talajrétegződés stb.,
- valós terhelési geometria modellezése – pl. toronydaru jelenléte munkatérhatároló fal mellett, pilléralap vízszintes terhelése, stb.
- térbeli szerkezeti elemek közvetlen modellezése – pl. sarokdúcuk, talajhorgonyok, pilléralapok közötti talpgerendák, stb.,
- talajviselkedés térbeli leírása – pl. térbeli átboltozódás munkaterek sarkainál, vízszintesen terhelt cölöpök passzív földnyomása, anizotróp talajviselkedés leírása.

A térbeli modellezésre is képes szoftverek és hardverek megjelenésével lehetővé vált a síkbeli modellek vázolt, sok esetben túlzott egyszerűsítést jelentő közelítéseinek meghaladása. Bár a nagyobb projektek esetében egyre gyakoribb a 3D számítások ipari alkalmazása, fontos tudni, hogy az új modellezési opció számtalan olyan modellezés-technikai kérdést vet fel, melyek jelenleg még aktuális kutatási projektek témáját adják. Elképzelhető azonban, hogy néhány éven belül a jelentősebb hazai beruházások alapvető megrendelői elvárása lesz a síkbeli modellekkel nem vizsgálható feladatok térbeli szimulációja. A 3.8. ábra egy 3D modellezés lehetőségeit érzékelteti.



3.8. ábra: Munkatérhatároló szerkezet háromdimenziós modellje

Dr. Mahler András

4. A talajkörnyezet modellezése

4.1. Áttekintés

A geotechnikai végeselemes modellezés célja a valóságban lejátszódó folyamatok szimulációja. A számítás minőségét alapvetően a modellalkotás, valamint a választott anyagmodell, illetve annak paraméterei határozzák meg. A jelen fejezet arra próbál iránymutatást adni, hogy egy adott geotechnikai probléma esetén miként lehet a megfelelő anyagmodelleket kiválasztani, s ezekhez milyen paraméterek meghatározása szükséges. Ennek során a következőket kell mérlegelni:

- mi a végeselemes vizsgálat célja, milyen eredmények meghatározása kívánatos?
- a modellezendő folyamatok során miként változik a talaj feszültségállapota?
- melyek a vizsgálandó talaj mechanikai viselkedésének lényegi jellemzői?

Egy megfelelő anyagmodell jól leírja a talajviselkedés kulcsfontosságú jellemzőit, s ez természetesen mindig összefügg a vizsgálandó problémával. Mindemellett nem célszerű olyan anyagmodellt használni, amely az indokoltnál bonyolultabbá teszi a számítást.

A talajviselkedés leírását célzó anyagmodellek egyik közös jellemzője, hogy a talaj nyírási tönkremenetelét is vizsgálják, s erre a legtöbbször a Mohr-Coulomb törési feltételt alkalmazzák. Az alapvető különbség az egyszerűbb és fejlettebb anyagmodellek között a talaj alakváltozásainak számításában van. Míg a legegyszerűbb modellek lineáris feszültség/alakváltozás-összefüggést használnak, addig a fejlettebbekkel lehetséges az olyan különleges tulajdonságok számításba vétele, mint az alakváltozási jellemzők feszültségfüggősége, az eltérő merevség a tehermentesítés illetve elsődleges terhelés esetén. A rendelkezésre álló számos anyagmodell közül a jelen anyagban a hazai gyakorlatban leginkább használtakra fókuszálunk, a három leggyakrabban használt modellt részletesebben, s egy, a töltésalapozások modellezéséhez használatos anyagmodellt röviden mutatunk be.

Mohr-Coulomb (MC) anyagmodell alakváltozási paraméterként a vizsgálandó folyamatra vonatkoztatott rugalmassági (vagy összenyomódási) modulus és Poisson-tényező adható meg, azaz a valós viselkedés jelentős egyszerűsítésére van szükség. Olyan esetekben célszerű használni, mikor kizárólag a talajban kialakuló nyírási tönkremenetel (pl. rézsúállékonyság, stabilitásvesztés), illetve az ezzel szembeni biztonság a meghatározandó eredmény, és a számított elmozdulások kevésbé lényegesek, vagy amikor a számítási idő csökkentése elengedhetetlen, s elfogadható, hogy az alakváltozási eredmények kevésbé pontosak. A szakirodalom szerint a várható feszültségváltozásokhoz illeszkedő paraméterválasztás esetén a monoton tehernövekedés okozta alakváltozások vonatkozásában is reális eredményeket hozhat. Kőzetek, erősen túlkonszolidált talaj jellemzésére is használható, ha az a modellezendő feszültségváltozások során túlkonszolidált marad.

Felkeményedő talaj (Hardening soil, HS) anyagmodellje már a deformációk sokkal pontosabb számítását teszi lehetővé, képes figyelembe venni az összenyomódási modulus feszültségfüggését, a deviatorikus viselkedést, illetve különbséget tesz az elsődleges terhelés és a tehermentesítés-újraterhelés között. Népszerűségét növeli, hogy paramétereit a hagyományos ödométeres és triaxiális vizsgálat alapján megadhatók. Jól használható olyan feladatokban, amelyekben a talajdeformációk meghatározása az elsődleges cél.

HSS (Hardening Soil Small) anyagmodell a felkeményedő talaj modelljének továbbfejlesztett változata. Az arra vonatkozóan említettek túl képes figyelembe venni, hogy a kis alakváltozások tartományában a talaj jóval merevebb. Használata indokolt lehet dinamikus vizsgálatokban, de statikus számítások esetén is hasznos lehet, mert pontosabb eredményeket ad a modellezett folyamatok által kevésbé befolyásolt területekre (pl. süllyedésszámításban a határmélység alatti talajdeformációk).

Puha talaj (Soft-Soil) modell nagy kompresszibilitású, normálisan konszolidált, puha kötött talajok vizsgálatára ajánlott anyagmodell, mely a feszültség és alakváltozás közötti szemilogaritmikus kapcsolatot követi le. Továbbfejlesztett változata a kúszást is kezeli az alakváltozás és az idő összefüggésének szintén szemilogaritmikus leírásával

4.2. A lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny anyag Mohr-Coulomb modell

A gyakorlatban és sok szoftverben Mohr-Coulomb-nak nevezett anyagmodell valójában a lineárisan rugalmas és tökéletesen képlékeny anyagi viselkedés leírása. A Hooke-törvény és a Coulomb-féle törési feltétel figyelembe vételére képes, miszerint a talaj nyírószilárdságának kimerüléséig lineárisan rugalmas módon viselkedik, majd képlékennyé válik. A képlékenyedés (folyás) határfelülete ebben a modellben állandó, a képlékeny alakváltozások ezt nem befolyásolják.

A törési feltétel a talajmechanikából jól ismert összefüggéssel definiálható:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \quad (4-1)$$

ahol τ a talaj nyírószilárdsága a vizsgált síkon
 σ a vizsgált síkon működő hatékony normálfeszültség,
 φ a talaj belső súrlódási szöge
 c a talaj kohéziója.

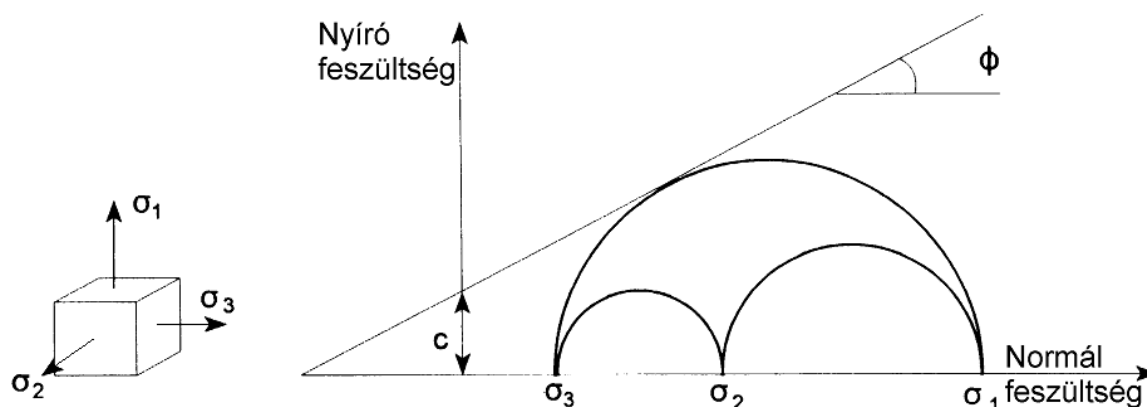
A feltétel által meghatározott egyenes, illetve síkok a 4.2. ábra és 4.2. ábrán láthatóak. Ha a kontinuum egy pontjának feszültségállapotát leíró pont a főfeszültségi koordináta-rendszerben a Mohr-Coulomb feltétel által megadott gúlán belül helyezkedik el, a talaj rugalmasan viselkedik, a kialakuló alakváltozások reverzibilisek, nincs különbség a tehermentesítés és az elsődleges terhelés között. (4.3. ábra).

A rugalmas alakváltozásokat a Hooke-törvény szerint a következő összefüggéssel számítjuk:

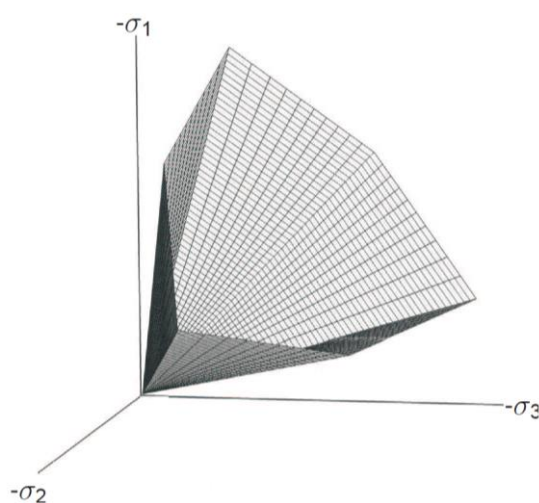
$$\underline{\underline{\dot{\sigma}}} = \underline{\underline{D}}^e \cdot \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e \quad (4-2)$$

ahol $\underline{\underline{\dot{\sigma}}}$ a hatékony feszültségek növekménye,
 $\underline{\underline{D}}^e$ az anyag (rugalmas) merevségi mátrixa,

$\underline{\xi}^e$ a fajlagos alakváltozások növekménye.



4.1. ábra: A Mohr-Coulomb törési feltétel ábrázolása a σ - τ koordináta rendszerben



4.2. ábra: A Mohr-Coulomb törési feltétel ábrázolása a főfeszültségi koordináta rendszerben

A törési felület tehát a hagyományos talajmechanikában is használt módon a belső súrlódási szög (φ) és a kohézió (c) segítségével adható meg, s a számítási módszer függvényében használhatók a hatékony nyírószilárdsági paraméterek (φ' és c') vagy a talaj drénezetlen szilárdsága ($\varphi_u \approx 0$ és c_u).

A plasztikus alakváltozások pontos figyelembe vétele céljából egy további paraméter a dilatációs szög (ψ) megadása is szükséges. Ennek segítségével figyelembe vehető a tömör vagy előterhelt talajokra jellemző, a nyírási tönkremenetelkor bekövetkező dilatáció (térfogat-növekedés). A dilatáció meghatározható közvetlen nyírásvizsgálat eredményeiből az alábbi képletek segítségével:

$$\psi = 1,25 \cdot (\varphi_p - \varphi_c) \quad \text{sík alakváltozási állapot modellezéséhez} \quad (4-3)$$

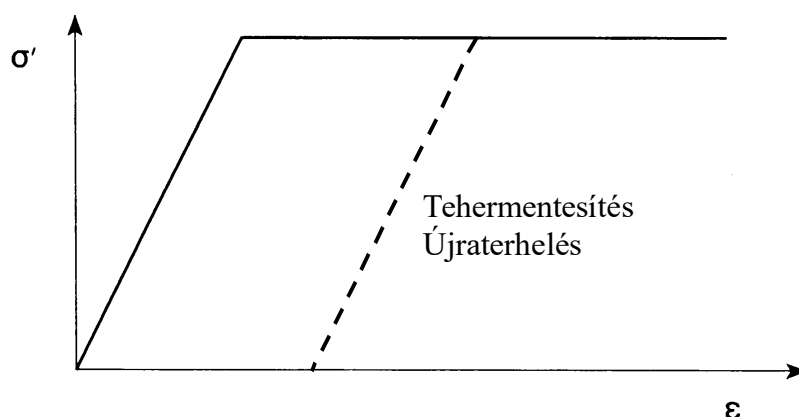
$$\psi = 2,0 \cdot (\varphi_p - \varphi_c) \quad \text{triaxiális kompressziós terhelés modellezéséhez} \quad (4-4)$$

ahol φ_p a belső súrlódási szög csúcsértéke,
 φ_c a belső súrlódási szög reziduális értéke.

Jellemző értékei tömör homok esetén $\psi = 15^\circ$, laza homok esetén $\psi < 10^\circ$, normálisan konszolidált agyag esetén $\psi = 0^\circ$.

A Coulomb-feltétel szerint a kohéziós talajokban matematikailag húzófeszültségek is felléphetnek. Közismert azonban, hogy a talaj csak igen csekély mértékű húzószilárdsággal rendelkezik, ezért célszerű ennek korlátozása. Az anyagmodell ennek megfelelően rendelkezik egy további paraméterrel ez pedig a talaj húzószilárdsága (σ_t), mely alapbeállításként $\sigma_t = 0$, de ettől eltérő érték is megadható.

A törési feltétel által meghatározott síkokon belül a talaj rugalmasan viselkedik, ennek számítása a rugalmas alakváltozási jellemzőkkel, a rugalmassági modulussal és a Poisson tényezővel történik.



4.3. ábra: Az anyagmodellre jellemző feszültség-alakváltozás összefüggés

A Mohr-Coulomb anyagmodell bemenő paraméterei tehát:

- E rugalmassági tényező [kPa],
- ν Poisson tényező [-],
- φ belső súrlódási szög [°],
- c kohézió [kPa],
- ψ dilatációs szög [°],
- σ_t húzószilárdság [kPa].

A hagyományos geotechnikai gyakorlatban a rugalmassági modulust ritkábban használjuk. Konstans értékkel történő megadását nehezíti, hogy nagyságát a feszültség szint, feszültségtörténet és az alakváltozási tartomány is befolyásolja. Használata akkor vezethet az alakváltozások tekintetében is relatíve megbízható eredményekhez, ha az adott körülményeknek megfelelő rugalmassági modulust használunk. Nehézséget okozhat, hogy ez egy talajrétegen belül is változhat: nagyobb mélységben a talaj merevebben viselkedik, rugalmassági modulusa nagyobb. Ennek közelítő figyelembe vételére megoldást jelenthet mélységgel növekvő rugalmassági modulus megadása, így ez a hatás valamelyest kezelhető bonyolultabb, nagyobb számítási időigényű anyagmodellek használata nélkül is.

Az anyagmodell gyakorlati alkalmazhatóságát megkönnyíti, hogy ez az összenyomódási modulusból (E_{oed}) megadható. A rugalmassági és összenyomódási modulus összefüggése ugyanis az alábbi képlettel leírható:

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu) \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad (4-5)$$

A modell egyszerűségéből adódóan kevésbé számításigényes, ezért nagy elemszámú számításokban is jól használható. Tipikus felhasználási területei a következők:

- *állékonyságvizsgálatok*: ezekben a kialakuló mozgások mértéke érdektelen, a várt eredmény a kritikus csúszólap helyzete, illetve az állékonyságvesztéssel szembeni biztonság értéke, melyeket az anyagmodell típusa kevésbé befolyásolja, minthogy a törési kritérium a fejlettebb anyagmodellekben is hasonló,
- *előzetes futtatás*: összetettebb, nagyobb számításigényű modelleket célszerű lehet előzetes tájékozódásként egy gyors futtatás, mellyel kiszűrhetők a modell durvább hibái (pl. peremfeltételek, építési lépcsők stb.), vagy felmérhető, hogy a modell a tapasztalatoknak lényegileg megfelelő eredményeket ad-e, s ezért a pontosabb számítás elindítható,
- *monoton tehernövekedés vizsgálata*: ha a talajban nincs tehermentesülés, a talajviselkedés ezzel az anyagmodellel is jól közelíthető, de ehhez szükséges, hogy az alakváltozási paraméterek a releváns feszültség szint(ek)hez megfelelően legyenek megadva (pl. mélységgel növekvő rugalmassági modulus),
- *dinamikai vizsgálatok*: ezek a jelenleg jellemző harver-kapacitások mellett fejlettebb anyagmodellel csak nagyon egyszerű és kisméretű modelleken futtathatók, ezért a gyakorlatban a legtöbb ilyen számítás lineáris anyagmodellel valósul meg.

Az anyagi viselkedés egyszerűbb, számítási szempontból kedvezőbb figyelembe vételének természetesen hátrányai is vannak, melyek következőkben foglalhatók össze:

Nem veszi figyelembe az elsődleges terhelés és a tehermentesítés-újraterhelés közti különbséget. A valóságban a talaj összenyomását követően a tehermentesítéskor nem áll vissza az eredeti állapot, hiszen a szemcsék átrendeződtek, a tehermentesítés csak kis mértékű expanziót okoz. A Mohr-Coulomb modellel e folyamat nem szimulálható megbízhatóan, a konstans rugalmassági modulus miatt a teljes tehermentesítés hatására ugyanolyan mértékű expanzió alakul ki, mint amekkora a kompresszió volt az elsődleges terhelés hatására. Pl. egy munkagödörkiemelés vizsgálatakor e modellel a fenékszint emelkedésére irreálisan nagy értékek adódnak, így a határoló szerkezet mozgásai sem gondolhatók reálisnak.

Nem veszi figyelembe a feszültség szint, illetve az alakváltozásszint hatására módosuló talajmerevséget. Az önsúlyfeszültségek hatására a talajok mélyebben merevebbé válnak, s ott egy új terhelésből keletkező feszültségek egyébként is kisebbek, ezért sokkal kisebb alakváltozások keletkeznek. A hagyományos süllyedésszámításokba ezért vezették be a határmélységet, úgy tekintve, hogy az az alatti alakváltozásokat már elhanyagoljuk. Ezt érvényesíteni kell a Mohr-Coulomb modellel végzett számításokban is, ennek megfelelően kell a modellezendő terület alul lehatárolni.

4.3. Felkeményedő talaj HS anyagmodellje

4.3.1. A modell alapjai

A felkeményedő talaj (Hardening soil – HS) anyagmodell alapvetően abban különbözik a Mohr-Coulomb modellel, hogy az ún. folyási felülete nem egyezik meg a törési felülettel, hanem az „alatt” van, azaz eszerint képlékeny alakváltozás a törési állapot elérése előtt is létrejöhét, s a képlékeny alakváltozások hatására a folyási felület is változik. A folyási felü-

leten belül – azaz olyan feszültségtartományban, amely kisebb, mint a talajt korábban összenyomó legnagyobb feszültségek – viszont már csak rugalmas alakváltozások alakulnak ki, ez a tehermentesítés-újraterhelés folyamatának felel meg. Ha a feszültségállapotot jelölő pont kilép a folyási felületen kívülre, akkor a rugalmas alakváltozás mellett képlékeny (maradó) alakváltozások is keletkeznek, azaz elsődleges terheléskor nagyobb alakváltozások lesznek.

A felkeményedést, illetve a rugalmas zóna változását legszemléletesebben egy átlagos normálfeszültség (p') – deviátorfeszültség (q) koordináta rendszerben lehet bemutatni (4.4. ábra). A p' és q értékek a főfeszültségek ismeretében a következők szerint határozhatók meg:

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (4-6)$$

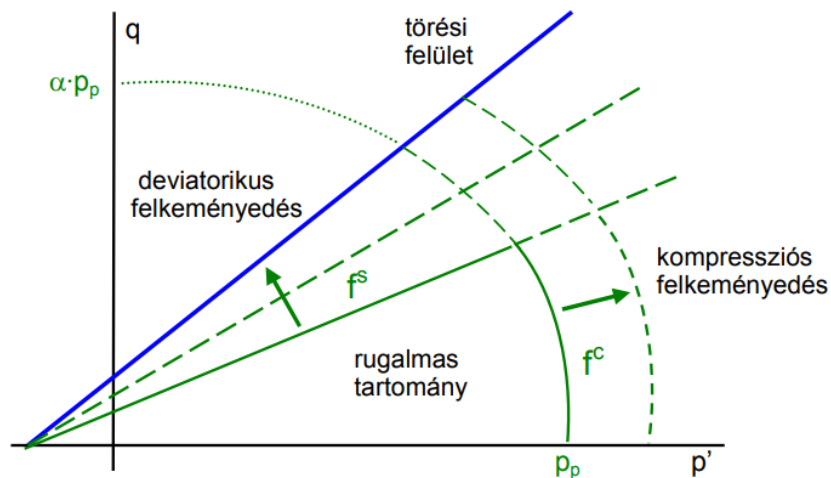
$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4-7)$$

Egy normálisan konszolidált talaj feszültségállapotát jellemző pont éppen a folyási felületen van, mert az aktuálisan működő átlagos normálfeszültségnél és deviátorfeszültségnél nagyobb terhelésnek még nem volt kitéve. Ha ehhez az állapothoz képest csökkentjük az átlagos normálfeszültséget és/vagy a deviátorfeszültséget, azaz tehermentesítjük a talajt, akkor a feszültségállapotot jellemző pont a rugalmas tartományban marad, a talajban csak rugalmas alakváltozások (lazulások) alakulnak ki. A feszültség ismételt növelésének hatására az alakváltozás mindaddig rugalmas marad, míg a feszültségállapotot jellemző pont a rugalmas tartomány határát el nem éri, másképpen fogalmazva a feszültség szint nem haladja meg a kiindulási állapotot. Ha a (deviatorikus vagy átlag-) feszültségeket ezen túlmenően növeljük akkor már plasztikus (maradó) alakváltozások is kialakulnak. Természetesen azzal, hogy a talajt a korábbinál nagyobb deviatorikus vagy átlagfeszültségnek tesszük ki, megnöveljük a rugalmas tartomány határát, amit minden esetben a korábban az adott pontban működő legnagyobb feszültség határoz meg.

A modell kétféle felkeményedést vesz figyelembe. A kompressziós felkeményedés azt jelenti, hogy az átlagos normálfeszültség növekedésével a merevség is növekszik. Ez a talajmechanikából jól ismert jelenség: az ödométeres vizsgálattal meghatározott összenyomódási modulus a feszültség szint emelkedésével növekszik. A másik felkeményedési jelenség a nyírési (deviatorikus) felkeményedés. Ez annyiban különbözik az előzőtől, hogy egy elsődleges deviatorikus (pl. triaxiális) terhelésnél – a töréshez közeledve – lágyabb viselkedést eredményez, ugyanakkor a folyási felületet kitolva növeli a rugalmas viselkedés merevebb alakváltozási tulajdonságú tartományát. Belátható tehát, hogy a rugalmas és képlékeny zóna határát jelentő folyási felület a feszültségtörténet függvénye, emiatt a feszültségtörténet megfelelő figyelembe vétele alapvető fontosságú. (Általánosságban is elmondható a fejlett anyagmodellekre vonatkozóan, hogy a végállapot számítása helyett a talajban végbemenő folyamatok modellezésével szimulálásával írják le a talajviselkedést.)

A HS anyagmodell tehát realiztikusabb talajviselkedés leírására képes, jól alkalmazható mind puha, mind kemény talajokra, bár ez utóbbiak esetében kiemelten fontos a feszültségtörténet megfelelő figyelembe vétele. A gyakorlatban elért népszerűségét annak

köszönheti, hogy megbízhatóan visszaadja a talajviselkedés fő karakterisztikáit, miközben paraméterei a szokásos laboratóriumi vizsgálatokból viszonylag könnyen meghatározhatók.



4.4. ábra: A HS-modell törési és folyási felületei

Hátrányaként az említhető, hogy a kis ($\varepsilon < 10^{-2}$) alakváltozásokat jelentősen túlbecsüli. Ez például süllyedésszámításoknál túlzott mértékű elmozdulást eredményezhet a határmélység alatti tartomány alakváltozásának irreális értékéből fakadóan, ezért kiemelt fontosságú az alsó modellhatár helyes megválasztása. Ciklikusan ismétlődő terhelés hatására a talaj lineáris rugalmas viselkedést mutat, nem veszi figyelembe a hiszterézises viselkedést és a halmozódó alakváltozásokat. Az anyagmodell korlátja, hogy a nagyon puha talajok esetében (ha a következőkben ismertetendő paraméterekre igaz, hogy E_{oed}^{ref} jelentősen kisebb, mint az E_{50}^{ref}) numerikusan instabillá válik, ilyen esetekben célszerű lehet áttérni a puha talaj (Soft-Soil) anyagmodelljének használatára.

4.3.2. A HS-modell paraméterei és konstitutív összefüggései

A HS anyagmodell is a Mohr-Coulomb törési feltételt veszi figyelembe, azaz a talaj szilárdsága a következő paraméterek megadásával definiálható.

- φ belső súrlódási szög [°],
- c kohézió [kPa],
- ψ dilatációs szög [°],
- σ_t húzószilárdság [kPa]

Az alakváltozási jellemzők megadásához viszont öt különböző paraméter szükséges: ezek egy ödométeres, valamint egy konszolidált-drénezett (CD) triaxiális kísérlet eredményei alapján vagy tapasztalati képletekkel vehetők fel. Ezek jelölését és szerepét az alábbi felsorolásban foglaljuk össze:

- E_{50}^{ref} az elsődleges deviatorikus terhelés okozta alakváltozás rugalmassági modulusa,
- E_{oed}^{ref} az elsődleges kompresszió okozta alakváltozás ödométeres modulusa,
- m a modulusok feszültségfüggését leíró hatványfüggvények kitevője,
- E_{ur}^{ref} , ν_{ur} a tehermentesítés-újraterhelés okozta alakváltozások rugalmassági modulusa és Poisson tényezője.

A jelölések felső indexében látható „ref” megnevezés arra utal, hogy ezek egy referenciafeszültségre vonatkoznak, tekintettel arra, hogy a modellben a talajmerevség feszültségfüggő. Bemenő adatként általában a $p_{ref}=100$ kPa vonatkozó értéket adjuk meg.

A deviátorfeszültség változásának hatására bekövetkező alakváltozásokat a modell egy hiperbolával közelíti (4.5. ábra) Ennek egyenlete a következő:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (4-8)$$

ahol: ε_1 a triaxiális vizsgálat során tapasztalható tengelyirányú alakváltozás,
 E_i a triaxiális vizsgálatnál meghatározott q - ε görbe kezdeti meredeksége:

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f}$$

q a deviátorfeszültség ($q = \sigma_1 - \sigma_3$),
 q_a a hiperbola aszimptotája.

A képlet meghatározásához szükséges E_{50} paraméter a törést előidéző devátorfeszültség feléhez tartozó húrmodulus (4.5. ábra). Ennek értéke a kisebb főfeszültség függvénye, amit a következő összefüggés ír le:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p_{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (4-9)$$

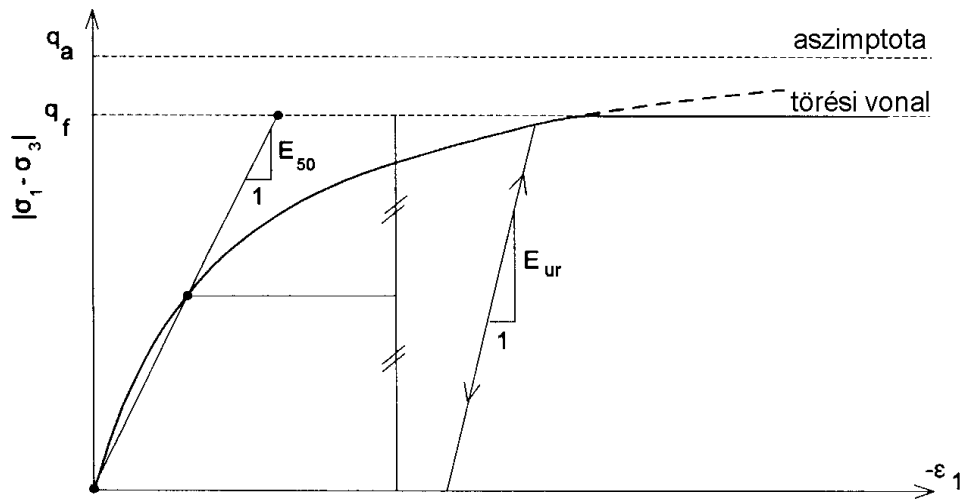
ahol E_{50} a σ_3' hatékony feszültséghez tartozó húrmodulus,
 E_{50}^{ref} a referencia feszültséggel megegyező hatékony cellanyomás mellett meghatározott E_{50} ,
 φ a talaj belső súrlódási szöge,
 c a talaj kohéziója,
 p_{ref} referenciafeszültség (100 kPa),
 m a feszültségfüggés hatványkitevője.

A numerikus stabilitás végett a hiperbola vízszinteshez tartó szakaszát a modellben egy vízszintes helyettesíti, azaz a deviátorfeszültség további növekedése nélkül korlátlan alakváltozások alakulnak ki. A hiperbola aszimptotája (q_a) nagyobb, mint a talajtöréshez tartozó deviátorfeszültség (q_f), a két érték arányát az R_f arányszám adja meg: $R_f = q_a/q_f$. Az arányszám értéke általában $R_f=0,9$ értékben adható meg.

A tehermentesítési és újrateherelési folyamatokban a modell szerint kizárólag rugalmas alakváltozás alakul ki, amihez egy másik, szintén feszültségfüggő modulus tartozik:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p_{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (4-10)$$

A tehermentesítés-újrateherelési modulus értéke általában az elsődleges terheléshez tartozó E_{50} modulus értékének 3-5-szöröse (4.5. ábra).

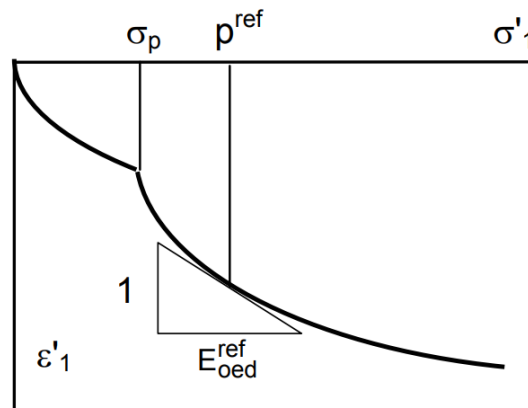


4.5. ábra: CD triaxiális vizsgálat q - ϵ görbéjének közelítése hiperbolával

Közismert tény, hogy ha egy talajmintára ödométeres feszültségi és alakváltozási állapotban fokozatosan növekvő normálterhelést adunk, akkor a feszültség-alakváltozás összefüggés (a kompressziós görbe) nem lineáris, azaz az összenyomódási modulus (E_{oed}) a feszültség szinttel változik. Ez a változás egy hatványfüggvénnyel írható le, ezt alapul véve az anyagmodell az összenyomódási modulus változását a következő összefüggés segítségével határozza meg (4.6. ábra):

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot ctg\varphi + \sigma'_1}{c \cdot ctg\varphi + p_{ref}} \right)^m \quad (4-11)$$

- ahol: E_{oed} az adott feszültség szintre vonatkozó összenyomódási modulus,
 E_{oed}^{ref} az E_{oed} referenciaértéke: a kompressziós görbe érintőjének meredeksége a referencia feszültségnél,
 φ a talaj belső súrlódási szöge,
 c a talaj kohéziója,
 σ'_1 a hatékony első főfeszültség,
 p_{ref} referenciafeszültség (100 kPa),
 m a feszültségfüggés hatványkitevője.



4.6. ábra: Kompressziós görbe leírása

Természetesen a modellezett folyamatok során a talajban az ödométerestől eltérő feszültségállapot is kialakul, ezeket a szoftverek a deviatorikus és az ödométeres összefüggések kombinációjával kezelik.

A modell felhasználóbarát tulajdonsága, hogy paramétereit közvetlenül a laboratóriumi vizsgálatok alapján felvehetők, amihez jól használható a Plaxis szoftver SoilTest modulja is.

A belső súrlódási szög és kohézió közvetlen nyírókísérlet vagy triaxiális vizsgálat végeredményei. A dilatációs szög meghatározása már nem ilyen egyszerű, az előbbi vizsgálatokból csak úgy állapítható meg, ha nagyon nagy elmozdulásokat is el tudunk érni. Ennek híján a 4.2. fejezetben ismertetett képletekre támaszkodhatunk. A talaj húzószilárdságát javasolt elhanyagolni, mert talajban kialakuló valós húzófeszültségek az alakváltozás mértékétől erősen függenek, és ennek figyelembe vételére ez az anyagmodell nem képes.

Az alakváltozási tulajdonságok közül a legegyszerűbben az E_{oed}^{ref} értéke határozható meg szokványos ödométeres vizsgálatokkal. Az E_{50}^{ref} értékének meghatározása egy referencia feszültséggel egyező oldalnyomás mellett végzett CD triaxiális vizsgálat alapján lehetséges, de ebben az alakváltozásokat nagyon pontosan (lokálisan, mérőbéllyeggel) kell mérni. Jelentősebb beruházás esetén elvárható, hogy ilyen vizsgálat is készüljön, kisebb projektek esetén viszont ezen paraméter általában becsléssel vehető fel. Ha más adat nem áll rendelkezésre, akkor az $E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref}$ összefüggés használható.

A tehermentesítés-újraterhelés folyamatára jellemző E_{ur}^{ref} modulus szintén CD triaxiális vizsgálat segítségével határozható meg úgy, hogy a tengelyirányú terhelés működtetésekor egy tehermentesítési-újraterhelési ciklust is beiktatunk. Ha ilyen vizsgálat elvégzésére nincs lehetőség, az E_{ur}^{ref} értéke az alábbi képlettel becsülhető: $E_{ur} = (3 \div 4) \cdot E_{oed}$.

Az m hatványkitevő a kompressziós görbe adataira, vagy – ha rendelkezésre áll – a különböző σ_3' feszültségekkel elvégzett triaxiális kísérletek eredményeire illeszthető egyenletből határozható meg. A szakirodalomban számos ajánlás található: a szemcsés talajok esetében általában $m = 0,5$, kötött talajok esetében $m = 0,7-1,0$ értékek vehetők fel.

4.4. A felkeményedő talaj kis alakváltozásokra kiterjesztett HSS modellje

A HS anyagmodell a tehermentesítés-újraterhelés feszültségzónájában ideálisan rugalmas viselkedést feltételez. A valóságban azonban a rugalmas viselkedés, csak nagyon kis alakváltozás-tartományban igaz; az alakváltozások növekedésével a talaj merevsége csökken. A HSS anyagmodell a HS anyagmodellt bővíti ki e viselkedés leírásával.

A merevség nemlineáris csökkenését általában a logaritmusos léptékben ábrázolt nyírási alakváltozás függvényében szokták ábrázolni, ez az ún. leromlási görbe (4.7. ábra). Ezen az ábrán láthatók a tipikus geotechnikai szerkezetek esetében jelentkező alakváltozás-tartományok, illetve a talajvizsgálathoz használatos mérési módszerek határai.

A leromlási görbét az anyagmodell egy hiperbolikus függvénnyel írja le:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 0,385 \cdot \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad (4-12)$$

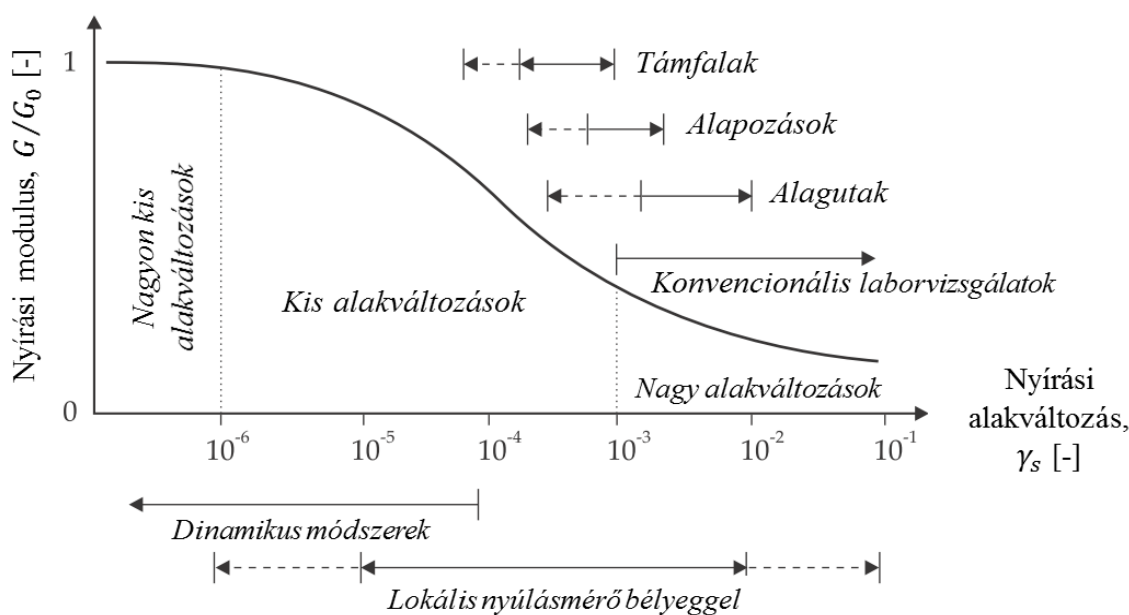
ahol: G egy adott alakváltozási szinthez tartozó nyírási modulus,

- G_0 a nyírési modulus maximális értéke,
- γ a nyírési alakváltozás,
- $\gamma_{0,7}$ a nyírési alakváltozás ott ahol a nyírési modulus a maximális érték 72,2%-ra csökken ($G = 0,722 \cdot G_0$)

Ennek az összefüggésnek köszönhetően a maximális nyírési modulus (G_0), illetve a $\gamma_{0,7}$ ismeretében a nyírési modulus bármely tetszőleges alakváltozás-szinthez meghatározható. A javasolt görbe alsó szakaszát már nem tekintjük érvényesnek, ezért a modellben szerepel egy alsó korlát: a nyírési modulus nem csökkenhet a tehermentesítési-újraterhelési folyamatokra jellemző nyírési modulus (G_{ur}) alá.

A tehermentesítés-újraterhelés hiszterézisének jellemzőit Masing (1926) a következőképpen fogalmazta meg:

- a feszültség-alakváltozás görbe kezdeti érintője megegyezik a kezdeti terhelésével,
- a tehermentesítés-újraterhelés görbéjének alakja megegyezik a kezdeti görbéével, de mérete kétszer akkora.

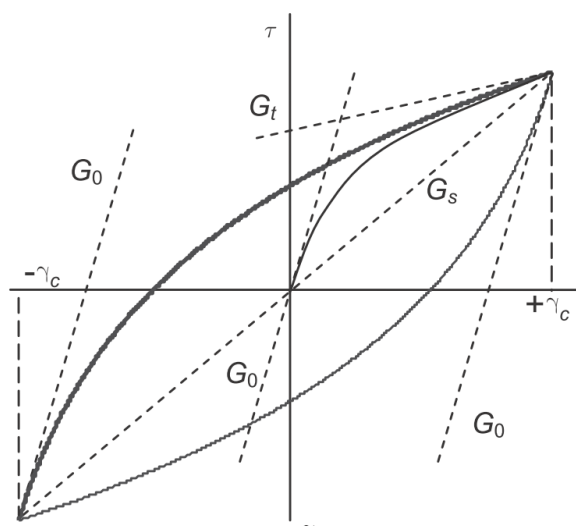


4.7. ábra: A nyírési modulus változása a nyírési alakváltozás szerint

A HSS modell is a Masing szabályt követi (4.8. ábra), csak az elsődleges terhelésnél jelentősebb merevségcsökkenést vesz figyelembe. Az anyagmodell a hiszterézis révén figyelembe vesz egyfajta anyagi csillapítást is.

A HSS modell használata tehát a HS modellnél bemutatott paraméterek mellett két másik – a kis alakváltozások tartományában jelentkező merevségnövekedés leírására szolgáló – bemenő adat megadását igényli:

- G_0^{ref} nagyon kis alakváltozási tartományhoz tartozó referencia-nyírési modulus [kPa],
- $\gamma_{0,7}$ az az alakváltozási küszöbérték, aminél a $G = 0,722 \cdot G_0$.



4.8. ábra: A nyírási modulusok értelmezése

A kis alakváltozási tartományra jellemző nyírási modulus a gyakorlatban dinamikus nyírási modulusként is ismert. Ennek oka, hogy a merevségnövekedés leírt jelensége a talajdinamikában már régóta ismert, és a G_0 paraméter meghatározása is dinamikus vizsgálatokkal lehetséges. Tekintettel arra, hogy a G_0 paraméter nagyon érzékeny a talaj szerkezetében bekövetkezett változásokra is, ezért a legmegbízhatóbban helyszíni mérésekkel határozható meg. Ezek alapelve, hogy a talajra jellemző nyíróhullám-terjedési sebességet (v_s) mérik, és ebből számítják – a talaj térfogatsűrűségének (ρ) ismeretében – a G_0 értékét az alábbi összefüggés szerint:

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \quad (4-13)$$

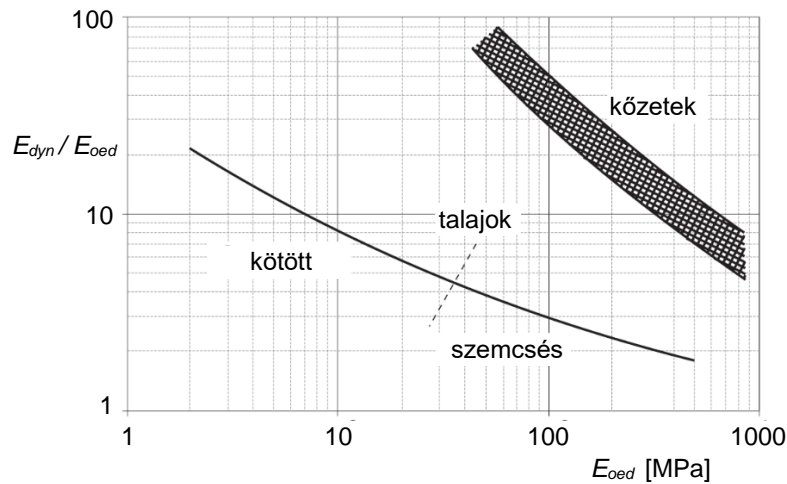
A hazai gyakorlatban több geofizikai módszer is elérhető a helyszíni v_s /mélység-profil meghatározására, ilyen például a Downhole vagy Crosshole vizsgálat, a szeizmikus CPT, vagy felszíni szeizmikus mérések. A szakirodalomban számos tapasztalati összefüggés található a G_0 értékének becslésére, ezek általában egy ismertebb talajjellemző (pl. hézagtenyező, CPT csúcsellenállás stb.) alapján adják meg a G_0 közelítő értékét. Az egyik legelterjedtebb összefüggés Alpan (1970) diagramja (4.9. ábra), amely a statikus és a dinamikus rugalmassági modulus közötti összefüggést mutatja. A statikus rugalmassági modulus HSS anyagmodell paramétereinek közül a plaxis E_{ur}^{ref} -fel tekinthető egyenértékűnek, míg a dinamikus a kis alakváltozások tartományára jellemző rugalmassági modulusnak (E_0) felel meg.

A G_0 paraméter – csakúgy mint a HS modell főbb alakváltozási paramétereinek – a feszültség-szinttel változik. Ezt a szoftver az E_{50} és az E_{ur} paraméterekéhez hasonlóan írja le:

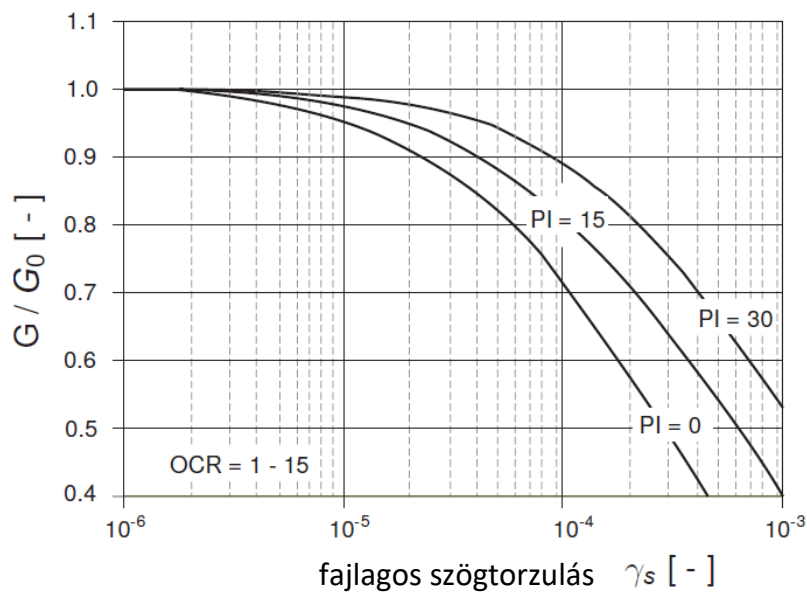
$$G_0 = G_0^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p_{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (4-14)$$

A kis alakváltozási tulajdonságok leírására szolgáló másik paraméter a leromlási görbe alakját meghatározó $\gamma_{0,7}$. Ez dinamikus laboratóriumi vizsgálatokkal (resonant column, torziós nyírás, dinamikus triaxiális vizsgálat) vagy tapasztalati képletek segítségével határozható meg. A nemzetközi szakirodalomban sokféle talaj leromlási görbéje megtalálható, ezek segítséget nyújthatnak a paraméter kiválasztásában. Általánosságban elmondható, hogy a

görbe alakját erősen befolyásolja a plaszticitási index, ezzel kapcsolatban a leginkább elterjedt ábrát (4.10. ábra) Vucetic és Dobry (1991) publikálta. Szemcsés talajok esetén a talaj tömörségének hatása csekélyebb, itt elsősorban a feszültszint a meghatározó feltétel.



4.9. ábra: Statikus és dinamikus ödométeres modulus aránya



4.10. ábra: Leromlási görbe változása a plaszticitási index függvényében

A HSS anyagmodell általánosságban jól leírja a talajok viselkedését, így a legtöbb probléma megoldására jól használható. Orvosolja a HS modell azon gyengeségét, hogy az a határmélység alatti zóna összenyomódását túlbecsüli, azaz a HSS modell használatakor a modellméret csak kevéssé befolyásolja a számított eredményeket. A hazai gyakorlat még kevéssé használja a modellparaméterek közvetlen meghatározását lehetővé tevő dinamikus talajvizsgálatokat, de lehet támaszkodni az említett tapasztalati összefüggésekre. A tapasztalat azt mutatja, hogy a HSS anyagmodell használata (a kis alakváltozásokra jellemző nagyobb merevség figyelembe vétele) még ezekkel is sokkal valósághűbb eredményekhez vezet. A számítás megbízhatósága már akkor is sokat javul, ha – konkrét mérési eredmények hiányában – konzervatívan becsüljük a G_0 és $\gamma_{0,7}$ paramétereket.

A HSS anyagmodell nem javasolt nagyon puha talajokra a HS anyagmodell ismertetésekor említett ok miatt. Tekintettel arra, hogy az anyagmodell figyelembe vesz egyfajta hiszterézist a tehermentesítés-újraterhelés folyamatában, használata csillapítás figyelembe vételét is jelenti a ciklikus vagy dinamikus vizsgálatokban. A tapasztalat azt mutatja, hogy kis alakváltozások esetén a talaj csillapító hatása jelentősebb, ezért célszerű valamilyen viszkózus csillapítás figyelembe vétele is. Nem lehetséges továbbá a HSS anyagmodellel a ciklikus terhelés hatására kialakuló halmozódó talajdeformációk számítása.

4.5. Puha talaj SS modellje

Az előzőekben ismertetettek szerint a HS, illetve a HSS anyagmodell nagyon puha talajok esetén numerikus problémákat okoznak. Ilyen talajok modellezésére dolgozták ki a CAM-CLAY modell alapján a puha talaj (soft soil, illetve soft soil creep) anyagmodelleket. A különbség a két modell között az, hogy utóbbi képes a talajok másodlagos összenyomódásának (kúszásának) a figyelembe vételére is.

A törési állapotot ez a modell is az előzőekhez hasonlóan a Coulomb-féle törési feltétel szerint kezeli, s ugyanúgy adja meg a talaj nyírószilárdságát.

Az anyagmodell különböző alakváltozási jellemzőkkel számol az elsődleges terhelés, illetve a tehermentesítés-újraterhelés leírására, és a talaj merevségét az átlagos normálfeszültség függvényében határozza meg. Az ödométeres feszültség-alakváltozás kapcsolatot szemilogaritmikus összefüggéssel adja meg (4.11. ábra). Az elsődleges terhelésre vonatkozóan a képlet:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (4-15)$$

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

A tehermentesítés és újraterhelés esetén az összefüggés:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (4-16)$$

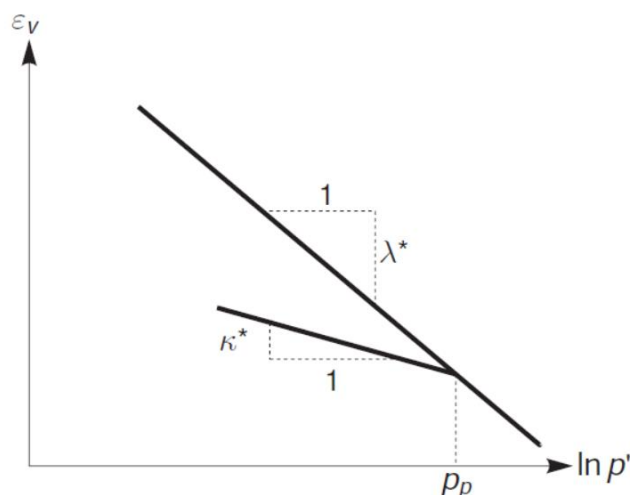
ahol: ε_v^e a fajlagos rugalmas térfogatváltozás p' átlagos normálfeszültség esetén,
 ε_v^{e0} a fajlagos rugalmas térfogatváltozás kezdeti értéke p^0 kezdeti átlagos normálfeszültség esetén,
 κ^* a módosított duzzadási index.

A merevségi jellemző – mint látható – nem az ödométeres modulus, hanem a módosított kompressziós, illetve duzzadási index. Ezek az eredeti indexekből számíthatók:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad (4-17)$$

$$\kappa^* = \frac{2 \cdot C_s}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad (4-18)$$

ahol C_c az „eredeti” kompressziós index,
 C_s az „eredeti” duzzadási index,
 e a talaj hézagtenyezője.



4.11. ábra: Az $\ln p'$ - ε_v kapcsolat az SS-modellben

A C_c és C_s indexeket a szokványos ödométeres vizsgálatból, a kompressziós görbe $\lg \sigma' - e$ ábrázolásával, a görbeszakaszok egyenesekkel való közelítésével lehet megállapítani.

A p' számításához szükség van a K_0 tényezőre, mely beadható önálló paraméterként, vagy számítható a Jáky-féle $K_0 = 1 - \sin \varphi$ képletből. A PLAXIS szoftver kézikönyvének ajánlása szerint a két index aránya 2,5-7,0.

A soft soil modell bővítése a soft soil creep anyagmodell a másodlagos összenyomódás figyelembe vételére is képes, melynek időfüggését szintén szemilogaritmikus $\varepsilon_v = f(\ln t)$ összefüggéssel írja le. Terjedelmi okok miatt a részletes számítási eljárást itt nem ismertetjük, az megtalálható a Plaxis kézikönyvekben. A számítás bemenő paramétere a μ^* módosított kúszási index, mely az ismert C_α kúszási indexből az alábbi képlettel számítható:

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad (4-19)$$

Dr. Szilvágyi Zsolt

5. Szerkezetek modellezése

Szerkezetek modellezésére a geotechnikai végeselemes szoftverekben két lehetőség van.

- a szoftverben felkínált speciális elemek (szerkezeti elemek) alkalmazása, melyek közös jellemzője, hogy a mechanikai viselkedés modellezésére szolgáló statikai végeselemes szoftverekben gyakran használt egyszerűsítéseket alkalmazza,
- a szerkezeteket teljes geometriával szerepeltetjük a modellben és a talajrétegek modellezéséhez hasonlóan, a szerkezet anyagának megfelelő anyagmodellt rendeljük hozzájuk (pl. lineárisan rugalmas anyagmodell egy vasbeton sávalaphoz).

A szerkezeti elem használatakor a geometriai és az anyagjellemzőket kell megadni. Két dimenziós modellben pl. egy geometriai vonallal, mechanikailag húzott/nyomott és hajlított gerendával modellezhetünk egy vasbeton falat (pl. plate elem a Plaxisban). Ennek előnye, hogy kevesebb szabadságfokot „fogyasztunk” a szerkezetekre, több marad a talajra, illetve gyorsabb lehet a számítás, továbbá könnyen lekérdezhető a számított szerkezeti igénybevételek. Különösen nagyméretű szerkezetek esetén viszont indokolt a teljes szerkezeti geometria modellezésére, mert azok a talajtömegek viselkedését a méretükkel is befolyásolják, nem csak a merevségükkel.

A következőkben röviden áttekintjük, milyen szerkezeteket modellezhetünk a Plaxis szoftverben elérhető elemekkel, s rámutatunk, mikor érdemes a szerkezeteket ezek helyett teljes geometriával szerepeltetni. Külön nem részletezzük, de itt megjegyezzük, hogy a legtöbb szerkezeti elem esetén van lehetőség anizotróp viselkedés modellezésére is.

5.1. Fal, lemez modellezése

Fal elemet (*plate*) használhatunk keskeny vasbeton szerkezetek modellezésére (fal, földém, alaplemez, sávalap, munkatér határoló szerkezet stb.), melyek jelentős hajlítási merevséggel és normálmerevséggel rendelkeznek. Az elem Mindlin-féle lemezelmélet szerint működik, 2D-ben a csomópontok kétirányú eltolódása és a modellezési síkon belüli elfordulása megengedett. 2D modellben egy geometriai vonalra, 3D modellben pedig egy felületre definiálhatjuk ezt az elemet. Paramétereit (2D modellben):

- EI (kNm²/m) a hajlítási merevség, melyben E (kN/m²) az anyag Young-modulusa, I (m⁴) pedig a keresztmetszet inerciája,
- EA (kN/m) a normálmerevség, ahol A (m²) a keresztmetszeti terület,
- ν (-) a Poisson tényező,
- w (kN/m/m) a térfogatsúly.

Alapértelmezésben a szoftver lineárisan rugalmas anyagmodellt kínál föl, elérhető azonban lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny anyagmodell is, illetve megadható a nyomaték-görbület összefüggés több egyenessel is. Ezek a modellek a bonyolultabb anyagi viselkedést is képesek követni, így pl. a vasbeton keresztmetszet berepedését, a vasalás

megfolyását stb. Talajban lévő szerkezeti elem modellezésekor (résfal, szádfal stb.) beállítható, hogy a szoftver talpellenállást figyelembe vegyen-e vagy sem. Szádfal modellezésekor számottevő talpellenállásra nem számíthatunk, résfal esetén azonban igen, így ennek megadása indokolt lehet.

Két falelem összekötésekor a kapcsolódási pontban alapértelmezésben sarokmerev kapcsolatot feltételez a szoftver. A csomóponti merevség azonban egy külön elemmel (*connection*) tetszőleges értékre állítható, így akár tökéletesen csuklós kapcsolat is modellezhető, valamint multilineáris rugalmas-képlékeny viselkedés is definiálható.

Cölöpfalak 2D modellezésekor az 1 m széles sávra jutó hajlítási- és normálmerevséget kell megadnunk a fal elem anyagmodelljében.

Fontos megjegyezni, hogy fal elemek Plaxisban alapértelmezésben teljesen vízáteresztők, szivárgási feladatok modellezése esetén határfelületi elemeket alkalmazhatunk a vízzáróság modellezésére.

A fal elem speciális változata az alagút elem (*tunnel*). Mechanikai viselkedésük megegyezik, az alagút elem definiálásakor azonban bonyolultabb, íves geometria is modellezhető. Az alagút elem beépített határfelületi elemmel rendelkezik. Részletesebb használatára ebben az anyagban nem térünk ki.

5.2. A talaj és a szerkezetek érintkezésének modellezése

A talaj és a szerkezet közötti az érintkezésnél jelentkező közvetlen nyírási kölcsönhatás modellezésére határfelületi elemet (*interface*) kínálnak a szoftverek. Ez az elem 2D modellben vonalra, 3D modellben felületre definiálható.

Alapértelmezésben az elem paraméterei a környező talaj anyagparamétereitől függenek, de hozzárendelhető az interface elemhez külön anyagmodell is. Az első esetben az R_{inter} szorzóval a talaj szilárdságának %-os arányát rendelhetjük az interface elemhez. Szerkezet mellett használva ezt az elemet a szerkezeti felület és a talaj összekapcsolódásától, együttdolgozásától függően kell beállítani R_{inter} értékét:

- szádfal és szemcsés talaj esetén ajánlatos a 0,5 érték, azaz a talaj nyírószilárdságnak fele működhet az elemben,
- helyszínen betonozott cölöp és szemcsés talaj esetén pedig akár 1,0 is lehet, azaz teljes együttdolgozást is feltételezhetünk,
- 0,4 alatti érték alkalmazását a Plaxis fejlesztői nem javasolnak a numerikus stabilitás megtartása végett.

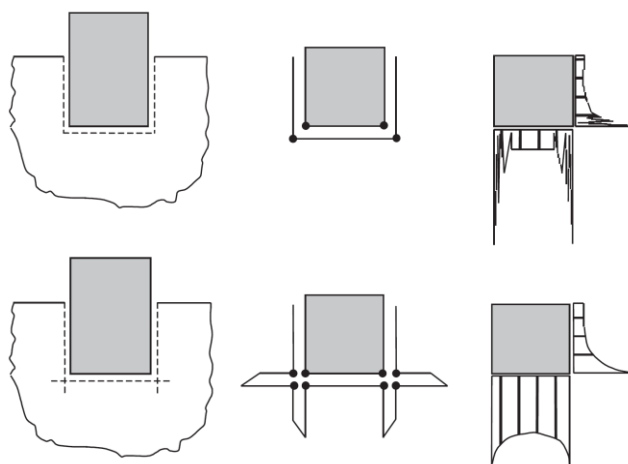
Egy szerkezeti elem két oldalához külön is hozzárendelhető az interface elem. Alkalmazhatunk ilyent két talajréteg közötti határvonalon is, pl. egy alsó kötött talajréteg felszínének leromlását modellezhetjük vele, ebben az esetben elég a geometriai határvonal egyik oldalára definiálni az elemet.

Merev talajjal érintkező szerkezetek szélein vagy cölöpcsúcsok körül a számítások gyakran abnormális feszültségcsúcsokat mutatnak ki. E probléma kezelésére a lokális hálosűrítés mellett javasolható a határfelületi elemeket a sarokponton/cölöpcsúcsra a talaj felé

(a geometriától függően 0,2-1,0 méterrel) túlhúzni. Ezáltal a határfelületi elem – az itt egyébként a valóságban is kialakuló – lokális képlékeny zónákat tudja modellezni és pontosabb feszültségeloszlást, stabilabb számítást kaphatunk.

Szivárgási feladatok modellezésekor fontos beállítani a határfelületi elemek vízzáróságát, teljesen vízzáró vagy teljesen áteresztő viselkedést is megadhatunk.

Dinamikus számítás esetén a modell szélein energiaelnyelő peremfeltételként definiálhatunk speciális határfelületi elemeket, hagyományos, „statikus” számítás esetén erre nincs szükség.



5.1. ábra: Merev szerkezet sarokpontja körüli feszültségcsúcs kezelése határfelületi elemmel

5.3. Cölöp, talajszeg modellezése

Az egyedi cölöpök/talajszegek modellezésére használható szerkezeti elem a 2D és a 3D Plaxis szoftverben is elérhető (*embedded beam row* 2D-ben, *embedded beam* 3D-ben). A 2D modellben nyilvánvalóan nem követhető le az egyedi cölöp körüli tényleges feszültség- és alakváltozáseloszlás. Az *embedded beam row* elem ugyanakkor egy jó közelítése lehet a cölöpfal tényleges viselkedésének, míg 3D-ben az elemparaméterek körültekintő meghatározásával az *embedded beam* elem alkalmas lehet az egyedi cölöpök körüli állapotok korrekt modellezésére is. Mindkét elem Mindlin elmélettel leírt nyomott-hajlított szerkezet. 2D-ben beállítható a modellezési síkra merőleges kiosztás és speciális határfelületi elemekkel veszik figyelembe e síkon kívüli merevséget. A *plate* elemmel ellentétben tehát az elem csomópontjai nem közvetlenül a talaj csomópontjaival érintkeznek, hanem ezek a köztes határfelületi elemek közvetítik a feszültségeket/alakváltozásokat. A szoftver ugyanakkor a talajban a cölöp geometriájával azonos felületen (illetve térfogatban) csak rugalmas alakváltozásokat feltételez.

A cölöp vagy talajszeg készítését a szoftver nem képes modellezni, ezért csak olyan szerkezetek modellezésére ajánlják ezt a két elemet, amelyeknél a készítés talajkörnyezetre gyakorolt hatása csekély. Ez igaz lehet bizonyos típusú fúrt cölöpökre, további megfontolások szükségesek azonban talajkiszorításos cölöpök modellezésekor a készítés talajtömörítő hatására vonatkozóan. A főbb paraméterek 2D-ben:

- E (kN/m²) a szerkezet anyagának Young modulusa,
- γ (kN/m³) a térfogatsúly,
- A (m²) a keresztmetszeti terület,

- I (m⁴) a keresztmetszet inerciája,
- $L_{spacing}$ (m) a modellsíkra merőleges kiosztás,
- T_{skin} (kN/m) a fajlagos köpenymenti ellenállás függőleges irányban,
- T_{lat} (kN/m) a fajlagos köpenymenti ellenállás keresztirányban,
- F_{max} (kN) a talpellenállás.

Az elem specialitása, hogy a fajlagos palástellenállások és a talpellenállás input paraméterek. Ezek értékét és a palástellenállás eloszlását külön számításból vagy próbaterhelésből lehet meghatározni. A palástellenállás eloszlása tetszőlegesen megadható tengelyirányban és keresztirányban is konstans, a mélységgel lineárisan változó vagy más függvényvel. Alapértelmezésben az elemhez lineárisan rugalmas anyagmodellt rendel a szoftver, de javasolt inkább a lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny modell használata. Multilineáris anyagmodell is definiálható, és megadható a palástmenti ellenállás a környező talaj nyírószilárdságának függvényében is. Fontos megjegyeznünk, hogy a merevség ebben az esetben sem definiálható, azaz nem adható meg vízszintes és függőleges erő-elmozdulás (p - y és p - z) görbékkel, az a cölöphossz, a keresztmetszeti geometria és anyag, a teherbírás és a környező talajréteg merevségének függvénye. Megjegyezzük még, hogy a keresztirányú (egy függőleges cölöp esetén tehát vízszintes) köpenymenti ellenállás alapértelmezésben végtelen értékűre van állítva.

A cölöp- vagy szegelemet *plate* elemhez kapcsolva meg kell adni a cölöp/talajszeg és a lemez kapcsolatának merevségi viszonyait (csuklós, merev vagy rugalmas), alapértelmezésben a szoftver teljesen merev kapcsolatot feltételez.

5.4. Geoműanyag modellezése

Geoműanyagokra is elérhető szerkezeti elem Plaxis szoftverben (*geogrid*). Ez az elem nem rendelkezik hajlítási merevséggel, csak normálmerevséggel, és csak húzóerőt képes felvenni. Az elemhez rendelt anyagmodell alapértelmezésben lineárisan rugalmas, de definiálható lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny modell is, ajánlatos ezt használni. Az elem paraméterei a rugalmas-képlékeny anyagmodell és 2D modell esetén:

- EA (kN/m) a normál merevség,
- N_p (kN/m) a szakítószilárdság.

Fontos megjegyezni, hogy a geoműanyag és a környező talaj közötti kölcsönhatások pontos lekövetéséhez a Plaxis fejlesztői *updated mesh* típusú futtatást javasolnak. A hagyományos számítási módokban a kis alakváltozások elméletéből indul ki a legtöbb geotechnikai végelelemes szoftver, ami azt jelenti, hogy a geometria változásának hatását az egyensúlyi feltételekre elhanyagoljuk. Ez a legtöbb esetben megfelelő közelítés, ha az elmozdulások aránylag kicsik. Olyan esetekben azonban, melyekben nagy alakváltozások várhatók, illetve a geoműanyagokkal erősített talajtömegek modellezésekor a kis alakváltozások elmélete nem ad elég pontos eredményt. Ez a számítás bonyolultabb a hagyományosnál, nagyobb a számítási igénye is, és tulajdonképpen a kontinuum modellezésére használt végelelemes módszer alkalmazási határát bővíti ki. Fontos azonban megjegyeznünk, hogy a Plaxisban elérhető *updated mesh* számítási mód sem alkalmas olyan problémák, folyamatok teljes modellezésére, ahol jelentős képlékeny alakváltozás lép fel, pl. előre gyártott cölöp leverése, alagút homlokfalának állékonyságvesztése stb. Ilyen problémák modellezésére más numerikus módszerek használhatók.

5.5. Dúc, horgony modellezése

Dúccokat a szoftverben az *anchor* vagy a *fixed end anchor* elemekkel modellezhetünk. Horgonyok szabad szakaszát szintén az *anchor* elemmel vehetjük figyelembe. Ez a húzott-nyomott elem csak a végpontjain kapcsolódik a modell további csomópontjaihoz, ami megfelelő feltételezés dúcokra vagy olyan horgonyrúdra, mely nem érintkezik a fúróluk falával, és ott érdemi erőátadás nincsen. A *fixed end anchor* csak annyiban különbözik az *anchor* elemtől, hogy az egyik végpont a modellen kívüli csomópont is lehet. Alapértelmezésben lineárisan rugalmas anyagmodellt ajánl a szoftver, de javasolt a lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny modell használata. Az *anchor* elem paraméterei rugalmas-képlékeny modell esetén:

- EA (kN) a normálmerevség,
- $L_{spacing}$ (m) a kiosztás elemtávolság),
- $F_{max,tens}$ (kN) a képlékeny határerő húzásra,
- $F_{residual,tens}$ (kN) a reziduális húzóerő képlékenyedés után,
- $F_{max,comp}$ (kN) a képlékeny határerő nyomásra,
- $F_{residual,comp}$ (kN) a reziduális nyomóerő képlékenyedés után.

Az elemekben van lehetőség előfeszítés beállítására is. Az injektált szakaszt *geogrid* elemmel vagy *embedded pile* elemmel modellezhetjük, a paramétereket pedig a geometriai és anyagjellemzők mellett próbaterhelés alapján javasolt felvenni.

5.6. Egyéb szerkezetek modellezése

További speciális elemeket is kínál a szoftver, ilyenek a víztelenítés modellezéséhez használható *well* (kút) illetve *drain* elemek. A *well* elemmel víztelenítő kutat, vagy pontszerű vízforrást modellezhetünk, paraméterei:

- Q_{well} (m³/nap/m) a leszívott vagy befolyó vízhozam,
- h_{min} (m) a legnagyobb leszívás szintje.

A *drain* elem drének modellezésére használható, egyedüli paramétere, hogy a víztelenítés gravitációsan vagy vákuumos leszívással valósul-e meg.

Támszerkezetek modellezésére a szoftver nem kínál szerkezeti elemeket. Ezeket az előbb említett elemek kombinálásával modellezhetjük, figyelembe véve a szerkezeti elemek mechanikai jellemzőit és kapcsolatait vagy a talajra bemutatott egyszerűbb anyagmodelleket alkalmazhatunk a modellen a teljes szerkezeti geometriát figyelembe véve, pl. 2D-ben egy súlytámfal-szerűen viselkedő gabionfal globális viselkedésének modellezésére. Ez utóbbi esetben a belső állékonyságot általában külön módszerrel kell kimutatni.

Más esetekben is előfordulhat, hogy érdemes a szerkezetet nem az előre definiált szerkezeti elemekkel definiálni, hanem a szerkezeti geometriát kontinuumként modellezni. Gyakori példa cölöpök tényleges 3D modellezése, amelyet a szakirodalom részletesen tárgyal (*volume pile modeling – embedded pile modeling*). Ebben az esetben, a 3D modellen a cölöp geometriájának megfelelő hengert hozunk létre és a cölöp anyagát lineárisan rugalmas anyagmodellel vesszük figyelembe. E modellezési technika hátránya, hogy a cölöpben ébredő szerkezeti igénybevételeket (egy folyóméterre jutó hajlítónyomaték vagy nyíróerő) közvetlenül nem kapjuk meg, csak a cölöp végelemeiben ébredő feszültségeket.

Javasolható, hogy ilyenkor a cölöpöt modellező henger tengelyében egy „vékony és gyenge” húzott-nyomott és hajlított gerendaelemet definiáljunk (*weak beam method*). Anyagának megadásakor a cölöp hajlítási és normálmerevségét egy kellően nagy konstanssal, pl. 10^6 -nal osztva kell megadni. Így a cölöpben lévő gerendaelem a cölöp mechanikai jellemzőit érdemben nem befolyásolja, viszont a gerenda elemből lekérdezhetők az igénybevételek, melyeket beszorozva a konstanssal a tényleges igénybevételeket kapjuk.

Lődör Kristóf, Dr. Móczár Balázs

6. Cölöppel gyámoltott lemezalap vizsgálata

6.1. Bevezetés

A következőkben a cölöppel gyámoltott lemezalapok végelelemes modellezési lehetőségeit mutatjuk be egy mintapéldán keresztül. „Felvezetésképpen” a gyámoltás nélküli lemezalapokról is szót ejtünk, illetve zárásként az alaplemezzel össze nem kapcsolt merev oszlopszerű talajjavítást, a „rigid inclusion” néven ismert megoldást is tárgyaljuk.

A lemezalapok méretezésére elterjedten használjuk a Winkler-féle rugómodellre épülő rugalmasan ágyazott gerendák számítását. Ahogy a 3.2. fejezetben összefoglaltuk ennek lényegét, a talaj viselkedését rugókkal írjuk le, és a lemez, valamint a vele érintkező talaj egy közös pontjának függőleges elmozdulása és a pontban működő függőleges feszültség hányadosa az ott érvényes rugóállandó. Bemutattuk, hogy a rugóállandó (rugókarakterisztika) értéke függ a terhelés méreteitől és eloszlásától, az altalaj alakváltozási jellemzőitől és a határmélységtől. Ebből adódik, hogy a rugómerevség (ágyazási tényező) nem talajjellemző, nem állandó érték.

A lemezalap süllyedésének megbízható számítása közismerten nehéz feladat, pontossága kétséges. A talaj összenyomódásának rugalmasságtani alapon való meghatározása csak erős közelítés lehet, és az elméleti összefüggések csupán megszorítások mellett érvényesek. A derékszögű négyyszög alaprajzú alaptestek alatt keletkező feszültségek számítására többféle elméletet is használ a gyakorlat, ezek részletes ismertetésére terjedelmi okokból itt nem kerül sor. Csak annyit említünk, hogy kisebb alaptestek esetén leggyakrabban a karakterisztikus pont alatti feszültséget Kany diagramjával számítjuk, míg nagyobb kiterjedésű alaptest egy tetszőlegesen megválasztott pontja alatti feszültség mélység szerinti változását Steinbrenner diagramjának és a szuperpozíció elvének alkalmazásával becsülhetjük. Hangsúlyozni kell a határmélység felvételének nehézségeit is, mellyel még a későbbiekben foglalkozunk.

A hazai tervezési gyakorlatban lemezalapok méretezésére az Axis VM szoftvert használják a tervezők, de használatosak más hasonló szoftverek is. Ezekben a szerkezettervező szoftverekben a komprimált talajösszletet felületi ágyazási együtthatóval tudjuk helyettesíteni, mely természetesen lépcsősen változó értékű is lehet. Egyértelmű, hogy a számítás, az alapozásméretezés kulcsa az ágyazási együttható minél pontosabb meghatározása. Tekintettel arra, hogy a süllyedések a talpfeszültségeloszlástól függenek és viszont, az ágyazási tényezőt hagyományos módszerekkel csak iteratív úton lehet meghatározni. Egy feltételezett talpfeszültségeloszlásból becsülni kell a várható süllyedéseket, ezekből ágyazási tényezőt kell felvenni, s el kell végezni a gerenda vagy lemez számítását. Ennek eredményeiből ki kell venni a talpfeszültségeket, azokkal újabb süllyedésszámítást kell végezni, s ezekből új ágyazási tényezőket lehet meghatározni stb. Ezt addig kell ismételni, míg a feltételezett és az eredményül kapott talpfeszültségeloszlás lényegileg azonos nem lesz. Ez

egy bonyolultabb épület esetében igen hosszadalmas lehet, ráadásul a szerkezetet érintő minden kisebb változás a terhelés és emiatt az ágyazási tényező változásával is járhat. Léteznek közelítő képletek is, de azok csak egyszerűbb körülményekre, egyenletes terhelésű építményekre és homogén altalajra adnak a valóshoz közeli eredményt.

Végelelemes szoftverek segítségével a teljes szerkezet és a talajkörnyezet együttesen modellezhető, így megfelelő (talaj)modellezés esetén pontosabb eredményt kaphatunk. Ugyanakkor a mai gyakorlatban a számítógépkapacitások és a projektek időbeli lefutása nem teszik lehetővé ilyen „együttes” 3D-modellek futtatását, a geotechnikai szoftverekben a felszerkezet egyszerűsítésére van szükség, a szerkezeti szoftverekben a talaj rugókkal való helyettesítése alkalmazható.

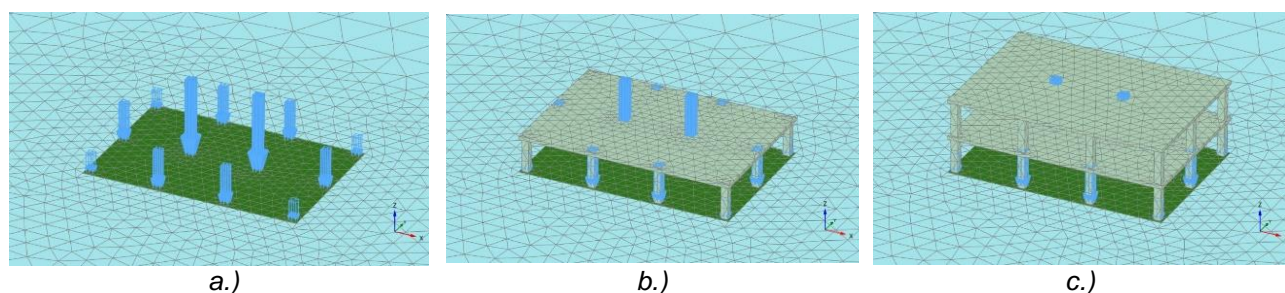
A geotechnikai szoftverek alkalmazása esetén sok esetben a felszerkezet csak mint terhelés jelenik meg az alapozási szerkezeten (vb. lemezen), pedig annak merevségét a számításokban célszerű figyelembe venni. 3D modellezéskor – a számítógépkapacitáson túl – nincsenek korlátjaink sem a terheléeloszlást, sem az alapozási szerkezet geometriáját illetően sem. Ezekkel a geotechnikai szoftverekkel azonban magas árak miatt hazánkban még csak kevés cég rendelkezik, s egy ilyen modell összeállítását, a számítások elvégzését és azok részletes értékelését a jelenlegi piaci ütemtervek sem mindig teszik lehetővé. 2D modellezés esetén már számos egyszerűsítéssel kell élnünk (elsősorban a szerkezet merevségének és a terheléeloszlásnak a tekintetében), ami természetesen a számítás pontosságának a rovására megy.

6.2. Mintapélda input adatainak ismertetése

A következőkben egy egyszerű példán bemutatjuk a lemezalap geotechnikai tervezési lehetőségeit 2D és 3D Plaxis modellezéssel. A mintapéldában egy 13x19 méter alapterületű vasbetonvázas épület 60 cm vastag, térszínre helyezett alaplemezét vizsgáltuk. A felszerkezetet alaprajzilag 6x6 m-es raszterben összesen 4x3 db 0,6x0,6 m keresztmetszetű pillér, magasságilag 3 méterenként 30 cm vastag 2 vb. födém alkotta. A teljes felszerkezet terhét – SLS teherként feltételezve – 140 kPa-ra becsültük (beleértve a lemez önsúlyát), melyből – a többtámaszúsítás hatását elhanyagolva – a közbenső pilléren kb. 5040 kN, az oldalfeület mentén levőkre 2520 kN, míg a sarokpontokon 1260 kN adódik. A terheket egy lépcsőben működtettük, a vizsgálódás során a teherfelvitel és a konszolidáció hatását jelen mintapéldában nem elemeztük (mely kérdéskörre később röviden visszatérünk).

Vizsgáltuk a szerkezeti merevség hatását is három különböző modellel. Elsőként a lemezalapra a felszerkezet nélkül csak a pontszerű terhet helyeztük rá (külön egyenletesen megoszló terhet a lemezen nem vettünk figyelembe), majd a modellbe beépítettük egy, illetve két szintet, hogy azok merevségének kihatását is figyelembe vegyük. Ezt szemlélteti a 6.1. ábra.

Mind az alaplemezt, mind a felszerkezetet térfogatelemekkel modelleztük. A térfogatelemként modellezett alaplemezbe az igénybevétel, illetve az elmozdulás adatok kinyerhetősége végett plate elemet definiáltunk, melynek merevségét a vasbeton alaplemez merevségének 1/1.000.000-od részére csökkentettük, vastagságát a lemezével azonosnak vettük fel, valamint térfogatsúlynak 0,001 kN/m³-t adtunk meg. Ezzel a modellezési technikával a plate elem inerciája és területe megegyezik az alaplemezével. Az így kapott (kinyert) igénybevételeket 1.000.000-val felszorozva megkapjuk a tényleges értékeket.





6.1. ábra: Lemezszerkezet 3D modellezése

Alaplemez (a.); alaplemez 1 szint felszerkezettel (b.); alaplemez 2 szint felszerkezettel

A példában az altalaj normálisan konszolidált (homokos) iszap volt, melynek tulajdonságait részletes laboratóriumi (szilárdsági és alakváltozási), valamint CPT és sCPT vizsgálatok alapján viszonylag pontosan meg lehetett határozni. Kétféle anyagmodellt, a HS és HSS anyagmodelleket használtuk (lásd 4. fejezet). A lemezalap alá egy szemcsés ágyazati réteget is bevittünk modellünkbe, talajvizet viszont nem kellett figyelembe vennünk. A vasbeton szerkezetekre (alaplemez, felszerkezet, cölöp) lineárisan rugalmas anyagmodellt használtunk. A számításban alkalmazott paramétereket a talajra vonatkozóan az 6.1., míg a vasbeton szerkezetekre a 6.2. táblázat foglalja össze.



6.1. táblázat: Talajjellemzők

Talaj megnevezése	Iszap	Szemcsés ágyazat
Talajmodell	HS és HSS	HS
Viselkedés	drénezett	drénezett
Szín		
Nedves térfogatsúly, γ_{unsat} , [kN/m ³]	19,00	20,00
Telített térfogatsúly, γ_{sat} , [kN/m ³]	20,00	20,00
Drénezett triaxiális vizsgálat húr modulusa, E_{50}^{ref} [kPa]	6 000	70 000
Összenyomódási modulus, E_{oed}^{ref} [kPa]	6 000	70 000
Tehermentesítés, újrateherelés húr modulusa, E_{ur}^{ref} [kPa]	18 000	210 000
Hatványkitevő, m [-]	0,75	0,51
Kohézió, c [kPa]	15,00	0
Belső súrlódási szög, φ [°]	24,00	40,00
Dilatációs szög, ψ [°]	0,000	0,000
Nyugalmi földnyomás tényezője, K_0	0,546	0,3572
Nyírási alakváltozás ahol $G=0,722 \cdot G_0, \gamma_{0.7}$ [-]	2×10^{-4}	-
Nyírási modulus maximális értéke, G_0^{ref} [kPa]	75 000	-
Előterheltségi viszonzyszám, OCR	1	1
Előterheltség, POP	0	0

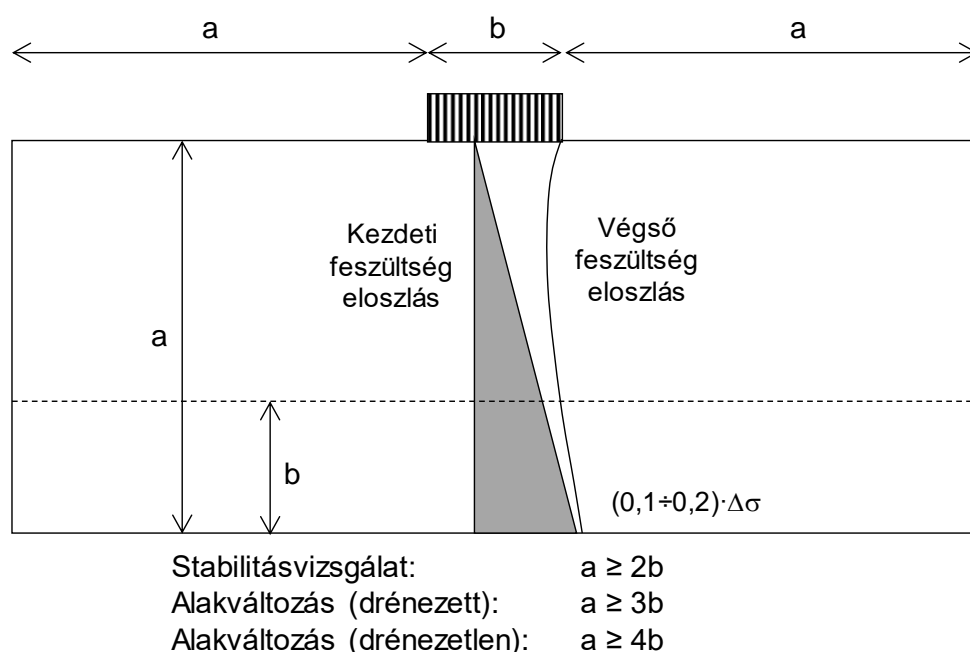
Síkalapozások modellezésekor a Plaxis fejlesztőinek a modell méretére vonatkozó ajánlását a 6.2. ábra mutatja. Eszerint a modell alsó b vastagságú zónájában a valósnál merevebb (pl. a felette levő zóna E_{ur} értékével jellemzett) talajt javasolt számításba venni.

Itt már az alapsíkon fellépő $\Delta\sigma$ feszültségnek csak 10-20 %-a lép fel, ezért a kis alakváltozások tartományában van a talaj, ahol a merevsége nagy. Ez HSS anyagmodell esetén felesleges, hiszen az e hatást önmagában figyelembe veszi.

6.2. táblázat: Szerkezeti anyagjellemzők

Szerkezeti elem megnevezése	Vasbeton alaplemez vasbeton cölöpök	Felszerkezet
Anyagmodell	Lineárisan rugalmas	Lineárisan rugalmas
Viselkedés	vízzáró	vízzáró
Szín		
Térfogatsúly, γ [kN/m ³]	25,00	0,001 (külön súly nincs figyelembe véve)
Rugalmassági modulus, E [MPa]	33 000 000	33 000 000
Poisson tényező, ν [-]	0,20	0,20
Nyírási modulus, G [kPa]	13 750 000	13 750 000
Összenyomódási modulus, E_{oed} [kPa]	36 670 000	36 670 000

A modell méretét a feladatban az ajánlottnál nagyobbra vettük fel: a mélység 50 méter, az alaprajzi méret 100 x 80 m lett, hogy a peremfeltételek semmiképpen se befolyásolják az alakváltozások térbeli változását. A függőleges irányú nagyobb méret így a HS anyagmodellel nyilván a valóságosnál nagyobb süllyedést eredményezhet. Ezért külön elemezni fogjuk, hogy a különböző elveken megválasztott határmélységek miként hatnak a süllyedés mértékére. A később tárgyalandó cölöppel gyámolt lemez modelljében ugyanezt a méretet használjuk.

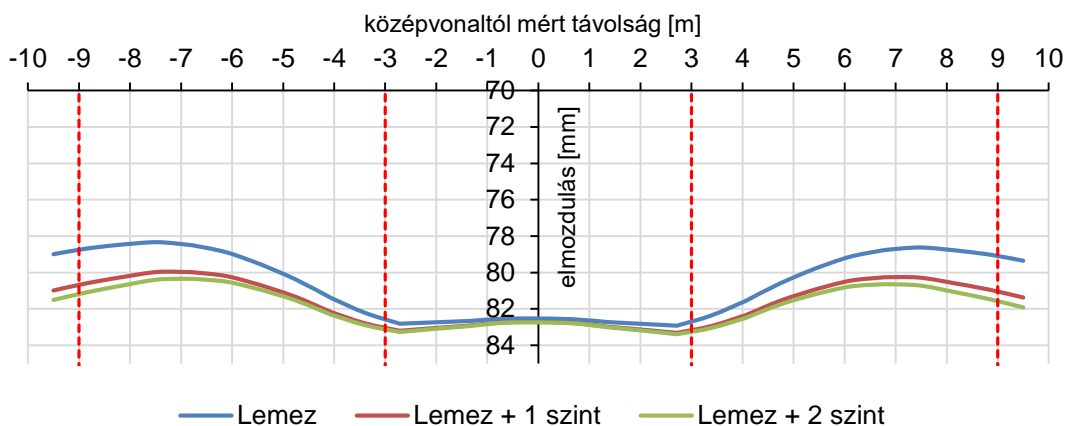


6.2. ábra: Síkalapozás esetén javasolt modellméret

6.3. Lemezalap vizsgálata

6.3.1. A 3D modellezés kritikus részleteinek vizsgálata

A szerkezeti merevség hatását szemlélteti a 6.3. ábra. Az alaplemez hossz tengelyében keletkező elmozdulások láthatók, s megfigyelhető, hogy mindegyik esetben kialakul a hajlékony szerkezetekre jellemző teknő alakú süllyedés. Az elmozdulás az épület közepén nagyobb, a szélek felé csökken, természetesen a piros szaggatott vonalakkal jelölt pillérek koncentrált hatásával együtt. A szerkezeti merevségtől függetlenül közel azonos a maximális süllyedés (kb. 82,5 mm), ugyanakkor a lemezben kialakuló süllyedéskülönbség már 1 szint merevítő hatásának köszönhetően is közel a felére csökken. A csökkenés mértéke természetesen függ a lemez kiterjedésétől és az épületszerkezet elrendeződésétől, merevségtől, illetve a terhelési viszonyoktól is. A felszerkezet a terhelést áthordja a kisebb elmozdulások felé, kiegyenlíti az alakváltozásokat. Ezért lemezalapok esetében a gazdaságosság érdekében semmiképpen sem helyes a felszerkezet merevségének elhanyagolása. Javasolt a merevséget – legalább részben – számításba venni, ami megoldható a felszerkezet egy részének a modellbe való beépítésével (ahogy a példában eljártunk) modellezésével vagy a felszerkezet merevségét az alaplemezben figyelembe véve is.



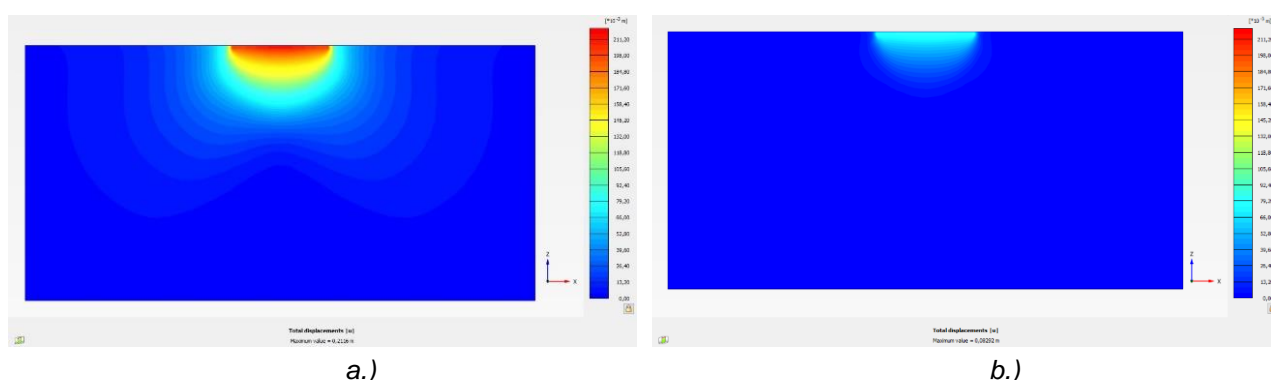
6.3. ábra: Alaplemez süllyedései a hossz tengelyben a szerkezeti merevség függvényében 3D modellezés szerint

A 3D modell hossz tengelyében felvett metszetek HS és HSS anyagmodellekkel nyert elmozdulásait mutatja a 6.4. ábra. Látható, hogy előbbi esetben a lemez alatt a másodikhoz képest még sokkal mélyebben (az elméletileg számolható határmélység alatt) is kialakulnak elmozdulások, ezáltal sokkal nagyobb süllyedés (max. 21 cm) jön létre. HSS talajmodell esetén a lemez alatt már 8-9 méteren is elhanyagolható összenyomódások alakulnak ki, és a maximális süllyedés csak 8 cm. (A két ábrában a színskála azonos).

A 6.3. táblázatban összefoglaltuk az alaplemez 3D modellezéssel kapott legkisebb, legnagyobb és átlagos elmozdulásait. A felszerkezet merevítő hatásának figyelembe vétele nélkül a HS anyagmodellel számítottuk a süllyedéseket az eredetileg felvett nagy modellmélységen kívül négy különböző elven meghatározott határmélység alapján felvett modellmagasságra is, így a következők szerint:

- Jáky-féle közelítő képlet,

- az MSZ EN 1997 által is ajánlott, hazánkban elterjedten használt 20 %-os szabály,
- Széchy-Varga által javasolt, az előbbihez hasonló hasonló 50 %-os ajánlás,
- Jegorov-féle ajánlás, mely szerint kötött talajban a határmélység $2/3 \cdot B$, szemcsés talajoknál $1/2 \cdot B$.



6.4. ábra: Lemez teljes elmozdulási ábrája – HS anyagmodell (a.); HSS anyagmodell (b.)

A táblázatban feltüntettük az így kiadódó határmélységek értékét és az U_{analit} oszlopban dőlt betűvel megadtuk a karakterisztikus pont alatti feszültségekből kiadódó süllyedéseket is, melyeket Kany elmélete alapján 140 kPa-os átlagos talpfeszültségből számítottuk.

6.3. táblázat: Az alaplemez süllyedései 3D modellezés esetén különböző anyagmodellekkel és határmélységgel

Anyagmodell	Határmélység		Számított süllyedések			
	elv	m_0 [m]	U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]	U_{analit} [mm]
HS	-	50,0	197	213	207	-
	Jáky	17,1	170	185	179	200
	20%	10,6	139	151	146	152
	50%	6,7	100	108	105	110
	$2/3 \cdot B$	8,7	124	135	130	133
HSS	-	50,0	77	87	82	-

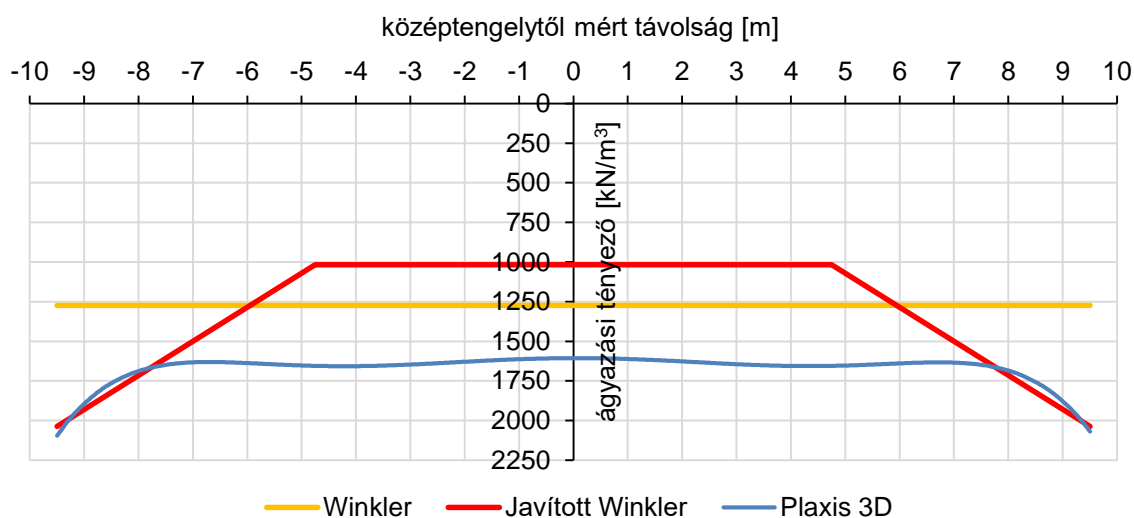
Látható, hogy a legkisebb átlagos süllyedést a HSS anyagmodellel kapjuk (82 mm), míg HS anyagmodell alkalmazása az eredeti modellmérettel lényegesen nagyobb mozgást eredményez (207 mm). A HS anyagmodellel a legkisebb süllyedést az 50 %-os határmélység alapján felvett modellmérettel kapjuk (105 mm). Ekkor a határmélység már csak 6,7 méter, s láthattuk a 6.4. ábra, hogy ennél csak csekély mértékkel mélyebbig mutatott alakváltozást a HSS anyagmodellel végzett számítás. Ha Kany elméletével analitikusan számolunk (az Eoed modulussal), akkor különböző határmélységekre a HS modellel közel megegyező süllyedéseket kapunk. Egyértelmű tehát, hogy HS anyagmodell esetén szükség van a modellezett tér mélységnek megfelelő lehatárolására, de pontosabb süllyedést csak a HSS anyagmodellel kaphatunk. Ezt támasztják alá általánosságban is a süllyedésmérési eredmények, melyek szerint a hagyományos számításokkal a süllyedéseket általában túlbecsüljük. Vannak arra is tapasztalatok, hogy egyszerűbb szerkezetek és jól ismert talajkörnyezet esetén az analitikus módszerek jó becslést adhatnak, de bonyolultabb szerkezetek

és terheléseloszlás, valamint heterogén talajkörnyezet esetén már célszerű 3D modellezést használni, amivel a lokális változások jobban figyelembe vehetők.

A modellezés eredményeiből a szerkezettervező szoftverekhez ágyazási tényezőket állíthatunk elő. A 6.5. ábra háromféleképpen számított értékek változását ábrázoltuk:

- a HSS modellel megállapított talpfeszültség és süllyedés hányadosát (kék szín),
- az analitikus úton, 50 %-os határmélységet figyelembe véve számított konstans ágyazási tényezőt (vagyis 140 kPa/0,11 m – sárga szín),
- ennek javított változatát, a lemez belső felében 0,8-szoros, a széleken 1,6-szeres értékkel figyelembe vett értékeket (piros szín).

A teljes lemez alatt természetesen egy térbeli eloszlást kapnánk, de az átlagértékek jól szimbolizálják a tendenciákat, ezért ezeket vetettük össze. Érzékelhető, hogy a Plaxis eredményből származtatott ágyazási tényező nagyobb, mint az analitikus úton végzett süllyedésszámításból becsült, mivel kisebb a vele számított süllyedés. Ebben az esetben az ágyazási tényező szinte végig konstans, csak a lemez szélein – egy kb. 2 m-es tartományban – növekszik meg, s ott is csak kb. 30%-kal. E példa bemutatja, hogy mind a növekedés mértéke, mind pedig annak alaprajzi kiterjedése jóval kisebb, mint az a szokásosan alkalmazott ajánlásból adódik, s ugyanezt a tendenciát tapasztaltuk más hasonló vizsgálatokban is. Mindezek alapján javasolható, hogy a javított Winkler-féle ágyazathoz képest célszerű egyenletesen terhelt lemezeknél az átlaghoz képest kisebb csökkentéssel végig konstans értéket felvenni, és csak a szélső 10-15 %-os zónában kissé (25-35 %-kal) megnövelni.



6.5. ábra: Ágyazási tényező változása lemezalap esetén

6.3.2. A 2D modellezés alkalmazhatósága

A gyakorlatban egyelőre általában még a kétdimenziós szoftverek használatosak, a geotechnikai tervező irodák többsége ezzel rendelkezik, ezért a következőkben áttekintjük, hogy milyen lehetőségek vannak a lemezalapok kétdimenziós vizsgálatára.

Plaxis 2D végeselemes szoftver alkalmazásával a szerkezeteket vagy tengelyszimmetrikus (axisymmetry) vagy sík alakváltozási állapottal közelítve (plain strain) tudjuk analízálni (lásd 3.6. pont). Alaprajzi értelemben szabályos, négyzethez közeli geometriával rendelkező szerkezeteket tengelyszimmetrikusan célszerű modellezni, ugyanakkor a tervezői

gyakorlatban többnyire más változatos alaprajzi geometriák vizsgálata a feladat, így e modelltípus alkalmazása pontatlansághoz, illetve túlzott mértékű egyszerűsítéshez vezet. Ezekben az esetekben a sík alakváltozási modell alkalmazása mellett dönthetünk. Mindkét esetben – mint látni fogjuk – számos közelítéssel kell élni, s az eredmények értékelésekor ezeket is figyelembe kell venni.

A mintapéldában az alaplemez mérete 13x19 m, s a felszerkezetről átadódó terhelés változó intenzitásúak. Az eltérő méretek miatt síkbeli modellezéskor a hosszabb, illetve a rövidebb oldallal párhuzamosan is vettünk fel egy-egy metszetet. A modell síkjára merőlegesen végtelen hosszúnak tekintendő, így valójában úgy tekinthetjük a modellt, mintha az a vizsgált síkra merőlegesen egy méter hosszú metszetet vizsgálna. Ennélfogva az alaplemezre átadódó terhelés térbeli változékonysága és koncentrálttsága ezen irányba nem vehető figyelembe, a pillérek helyett azok raszterein ekvivalens falakat definiáltunk. Ezek szélességét ($v=6$ cm) úgy határoztuk meg, hogy alapterülete megegyezzen az adott tengelyben található pillérek összes alapterületével. A teherintenzitást úgy választottuk, hogy a pillérek terhét a feltételezett fal mentén egyenletesnek feltételeztük.

A tengelyszimmetrikus modellezésben a szoftver a definiált geometriát a vertikális tengely körül 360° -kal megforgatja, ezáltal az eredetileg téglalap alaprajzú alaptest helyett, egy körlemez generál, melynek sugarát ($r_{ekv}=8,87$ m) úgy határoztuk meg, hogy annak területe a téglalap alaplemezával megegyezzen. A pontszerű terhelés vonalmenti teherként való egyszerűsítése e mintapéldán ugyanakkor nem lehetséges, mivel a két irányban eltérő számú pillérsort tartalmaz a szerkezet. Ilyenkor a terhet egyenletesen megoszló értékkel lehet jellemezni, így e modell lényegében csak a süllyedések nagyságáról adhat tájékoztatást, az alaplemez igénybevételeire ebből nem kaphatunk reális értékeket. A mintapéldában így jártunk el, a teljes alapfelületen 140 kPa nagyságú terhet működtettünk.

A 6.4. táblázatban látható, hogy a HSS anyagmodellt használva az előbbi geometriai modellekkel az átlagos süllyedésre közel azonos eredményeket nyertünk (sík alakváltozási modellben közelítésképpen vehetjük az egymásra merőleges metszetek átlagos süllyedését), de minden esetben nagyobb értéket kapunk, mint a 3D-s modell esetén (82 mm helyett kb. 105 mm). Ezt a térbeli hatás, azaz a feszültségek minden irányban való szétterjedésének elhanyagolása eredményezi. (Hasonló arányokat kaptunk más hasonló szerkezetek vizsgálatakor is.)

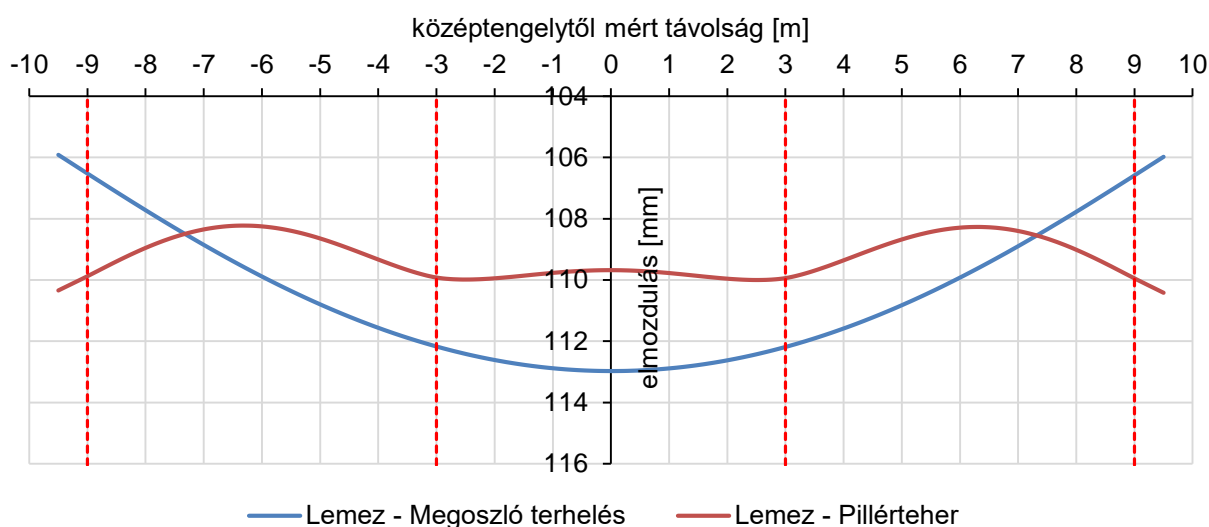
6.4. táblázat: Az alaplemez elmozdulásai 2D modellezés esetén

Anyagmodell	2D modellezési technikák								
	sík alakváltozási modell						tengelyszimmetrikus modell		
	Hosszabb oldal			Rövidebb oldal					
U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]	U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]	U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]	
HSS	110	108	109	101	96	97	108	103	106

Szót kell ejteni a terhelés 2D modellezésben alkalmazott „szétkenésének” a hatásáról is. Ha sík alakváltozási modellezés esetén a pillérek raszterein nem ekvivalens falakat definiálunk, hanem a tengelyszimmetrikus modellezéshez hasonlóan egyenértékű egyenletes

megoszló terhelést működtetünk, akkor az alakváltozási ábra, a görbületek – természetesen – mások lesznek, és ennek jelentős kihatása van az igénybevételekre is. Ezt szemlélteti a következő 6.6. ábra is a hossz tengellyel párhuzamos metszetre. Ezért a lemez igénybevételeinek és görbületinek vizsgálatához mindenképpen a koncentrált sávteher felvétele ajánlott. (Az átlagos süllyedés egyébként közel azonos lett a megoszló terhelésre is.)

Összefoglalva megállapíthatjuk, hogy 2D-ben viszonylag reálisan modellezhetjük az egyszerűbb szerkezeteket, azok viselkedése jól lekövethető, ugyanakkor tudjuk, hogy kissé túlbecsüljük a várható alakváltozásokat. Bonyolultabb szerkezetek és egyenlőtlenebb terhelés eloszlás esetén a 3D adhat gazdaságos és műszakilag kielégítő eredményt.



6.6. ábra: Terhelés felvételének hatása 2D modellezés esetén

6.4. Cölöppel gyámolított lemezalap vizsgálata

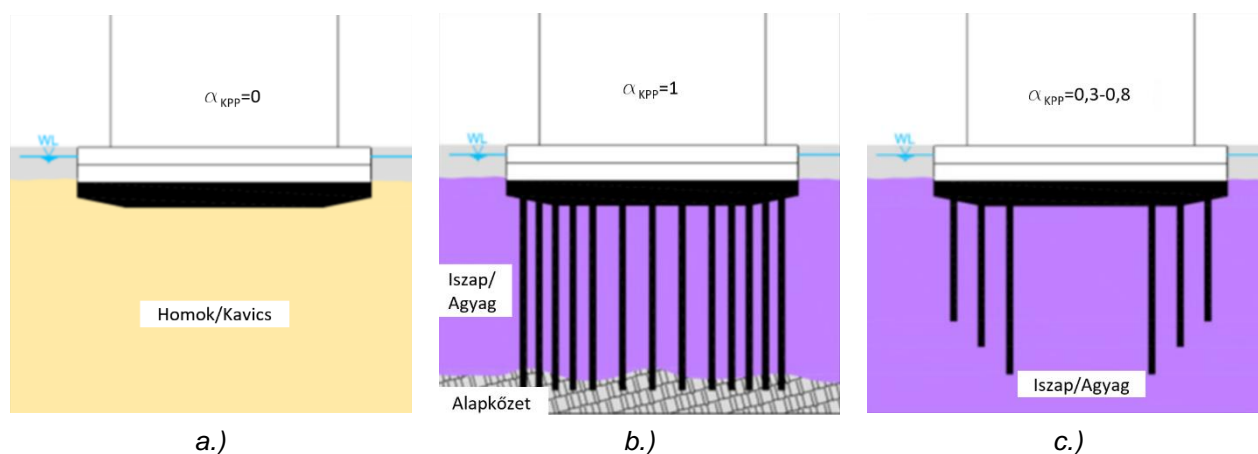
6.4.1. Bevezető

Az előzőekben bemutatott példában pusztán lemezalapot alkalmazva már túlzottan nagy, a használatot veszélyeztető süllyedések adódtak, az elfogadható kb. 5 cm abszolút süllyedés helyett 8,2 cm. Ilyen esetben, vagy ha a maximális süllyedés még megengedhető, de a süllyedéskülönbségek már nem, szükséges a terheket – részben – mélyalapozással továbbítani a talajra.

Hagyományos megközelítésben a pillérek és falak alá cölöpök (esetleg réspillérek) kerülnek, és a terheket teljes egészében a cölöpök viselik. Ha azonban az alaplemez már egy kevésbé összenyomódó, viszonylag jó teherbírású talajra kerül, akkor érdemes figyelembe venni annak teherviselő hatását is. Hatékony a cölöpök használata akkor is, ha csak bizonyos célszerű helyeken alkalmazzuk azokat. A 6.7. ábra ezeket a lehetőségeket szemlélteti, „alapszerveként” bemutatva a (kedvezőbb talajviszonyok esetén alkalmas) „tisztá” lemezalapot.

A cölöpökkel gyámolított lemezalapozások, másnéven kombinált alapozás a következő előnyöket nyújtják:

- fajlagosan kevesebb cölöpre (darabszámban és/vagy hosszban és/vagy átmérőben) van szükség a „tisztá” cölöpalapozáshoz képest, de persze a teherviselésbe bevont vasbeton lemez költségesebb lehet, mint a tiszta cölöpalapozás esetén szokásos, csak a padozat funkcióját ellátó vasbeton lemez,
- a cölöpök csökkentik a lemez igénybevételeit a gyámolítás nélküli lemezalaphoz képest,
- a használhatósági határállapotok könnyebben kielégíthetők a cölöpök süllyedéscsökkentő hatásával,
- a cölöpöknek lehorgonyzó szerepe is lehet, amikor az alaplemezt alulról nagy víznyomás terheli, s ilyenkor helyes kiosztással a lemez ebből adódó igénybevételei is csökkenthetők.



6.7. ábra: Lemezalapozás (a.); Hagyományos cölöpalapozás (b.); Cölöppel gyámolított lemez-alapozás (c.)

A cölöpökkel gyámolított lemezalapotok esetében a cölöpök távolsága (jóval) nagyobb lehet a cölöpcsoportok esetén alkalmazott $(2,5 \div 3,0) \cdot D$ távolságnál, kiosztását optimalizálni kell, amiben nagy segítséget nyújthat a végelelemes modellezés.

Az összetett rendszer egyszerűsített számításakor számos feltevést kell tenni, a cölöpök és a lemez egymásra hatását egyszerűbb analitikus módszerekkel csak erős közelítésekkel, bizonytalan feltevésekkel lehet figyelembe venni. A hazai gyakorlat a szerkezettervező szoftverekkel (leggyakrabban az AXIS WM) a rugalmasan ágyazott lemezhez és cölöpökhöz iterációval felvett ágyazási tényezővel és cölöprugókkal dolgozik. A lemez és a cölöpök alátámasztó hatását tehát egymástól független, különböző merevségű rugókkal modellezzük, amivel a kialakuló cölöp-talaj-lemez kölcsönhatás nem vehető figyelembe. Az eljárás lényege röviden így foglalható össze:

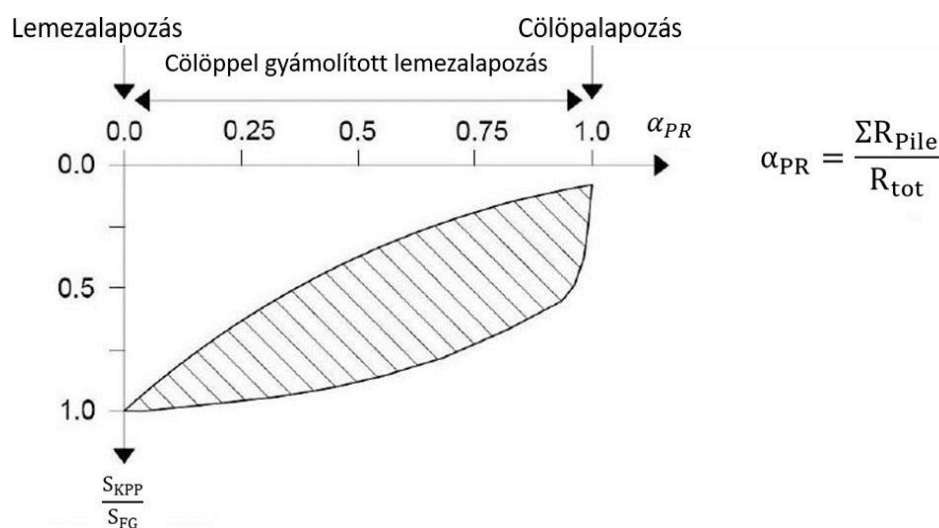
- meghatározzuk a gyámolítás nélküli lemez süllyedését és ágyazási együtthatóját az előző fejezetben vázoltak szerint, s ez utóbbi kerül a teljes lemez alá,
- a cölöpöket csomóponti támaszként modellezzük és egy rugóállandóval, valamint egy határerővel írjuk le (mely utóbbi az EC7 terminológia szerint az R_c nyomási ellenállást jelenti), ezeket próbaterhelési tapasztalatokra támaszkodva vagy tapasztalati mobilizálódási görbéket figyelembe véve állapítjuk meg,
- a lemez ágyazási együtthatóját a cölöpök kedvező és kedvezőtlen közrehatását is figyelembe veendő 30-40 %-ot csökkentve, illetve növelve is végzünk számításokat, s ezekből választjuk ki a cölöpök és a lemezek mértékadó igénybevételeit.

A cölöpöt modellező rugó merevségét a számított cölöpellénállásokból közelítőleg a következők feltételezésével vehetjük fel, hogy

- a palástellenállás (R_s MN) teljes mobilizálódásához szükséges süllyedést (s_s cm) az átmérő 2 %-ával vesszük azonosra, vagy az $s_s = 0,5R_s + s_0$ képlettel számíthatjuk, melyben s_0 fúrt cölöp esetén 0,5 cm, vert cölöp esetén zérus,
- a talpellenállás (R_b MN) teljes mobilizálódásához szükséges süllyedést az átmérő 10 %-ával, a felének kifejlődéséhez szükséges süllyedést az átmérő 3 %-ának megfelelő értékkel fogadjuk el,
- ezekből megszerkeszthetjük a cölöp terhelés-süllyedés ($R - s$) diagramját (külön-külön a két komponensre és az összegükre), s ezt lehet közelíteni a kétparaméteres rugóval az AXIS modellben.

A végelelemes szoftverekkel komplexen tudjuk modellezni a cölöpökkel gyámolított lemezalapot és a talajösszlet együttesének viselkedését. Ezekből kivéve a cölöperőket, a lemezalap talpfeszültségeit és a süllyedéseket a szerkezettervező szoftverek számára elvileg pontosabban tudjuk szolgáltatni a komplex kölcsönhatásokat is magukba foglaló inputokat, a lemez ágyazási együtthatóját és a cölöpök rugóállandóját. Jelenleg Magyarországon a gyakorlatban még nem használatosak az olyan 3D végelelemes szoftverek, melyekkel az alaplemez és a cölöpök tartószerkezeti tervezése-méretezése is közvetlenül elvégezhető.

A cölöpökkel gyámolított lemezalap méretezésében kardinális kérdés a cölöpökre jutó függőleges terhek meghatározása, vagyis annak megállapítása, hogy a teljes terhelésből mekkora a cölöpök és a lemez teherviselési aránya. Ezt szemlélteti a 6.8. ábra. A szakirodalom szerint egy α_{PR} tényezőt vezethetünk be, mely azt adja meg, hogy mekkora a teljes terhelésből (R_{tot}) a cölöpök által viselt teher ($\sum R_{pile}$) aránya. Az ábrán látható, hogy minél nagyobb a cölöpök teherviselési aránya, annál kisebb lesz a gyámolítás nélküli lemezalaphoz viszonyított süllyedés (S_{KPP}/S_{FG}). Egyértelmű, előre általánosan jól definiálható megoldás nincsen, hanem a megengedhető süllyedések tartományában kereshetjük a leggazdaságosabb megoldást adó cölöpkiosztást, átmérőt, hosszt, illetve lemezvastagságot. Így természetesen a modellezés célja a cölöpöket terhelő erőkön kívül a legnagyobb süllyedések és süllyedéskülönbségek, valamint a lemezalapon keletkező igénybevételek meghatározása is, vagyis a műszaki és gazdasági szempontból optimális megoldás keresése.

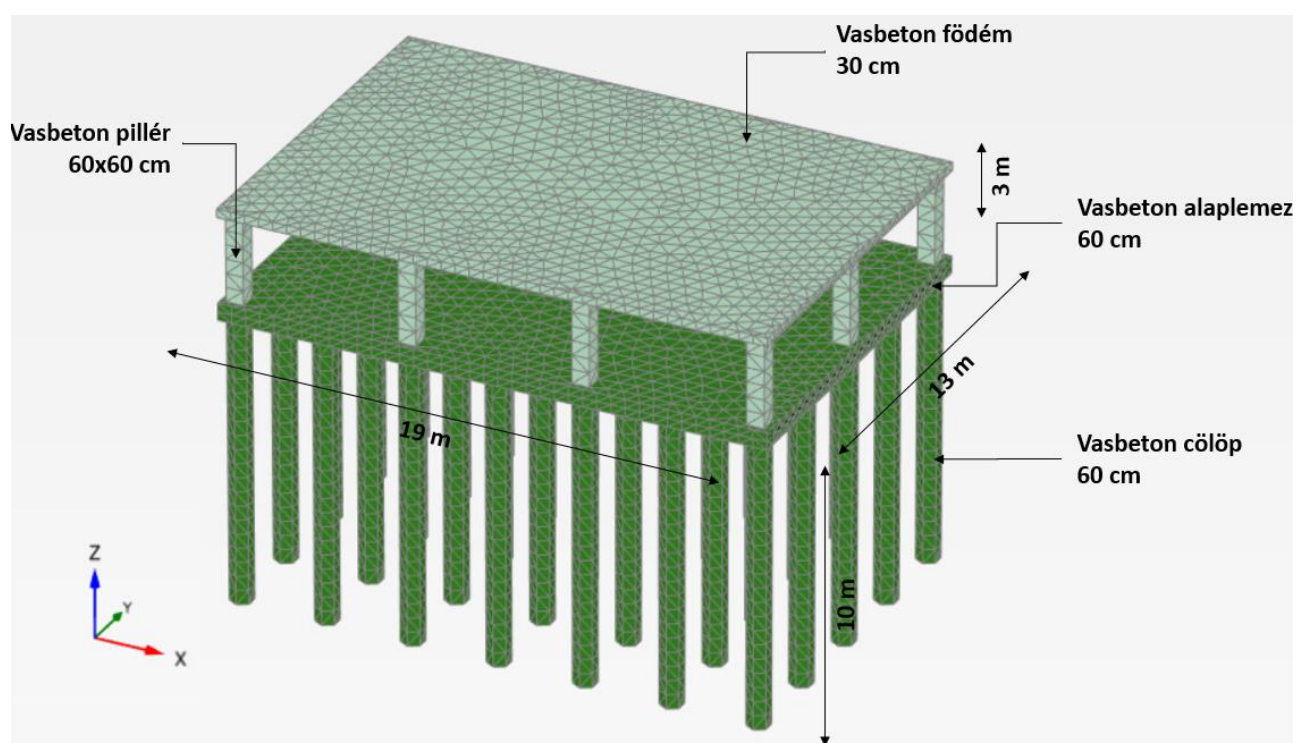


6.8. ábra: A cölöp/lemez kölcsönhatási tényező értelmezése

6.4.2. A mintapélda 3D modellezése és eredményei

A 6.9. ábra látható a vizsgált cölöppel gyámolt lemezalap 3D-s modelljének vázlata. A már korábban bemutatott lemezalap alá két irányban 3 m-es raszterben (tehát minden pillér alá és az osztásközükbe), 10 méter hosszú, 60 cm átmérőjű fúrt (talajhelyettesítéses) cölöpöt helyeztünk a 6.2. táblázatban közölt anyagjellemzőket alkalmazva.

A cölöpök modellezése 3D-ben – a 4.2.1 pont szerint – egyrészt un. volume pile-lal (VP), másrészt un. embeded beam-mel (EB) történhet. Az utóbbihoz az iszap talajra reális, CPT felvehető $\tau_{max}=50$ kPa max. fajlagos palástellenállást rendeltünk. HS anyagmodellel a felszerkezet merevítő hatása nélkül, míg HSS anyagmodellel 1, illetve 2 szint figyelembe vételével is elvégeztük a számításokat. HS talajmodellel csak VP cölöpmodellt használtunk.

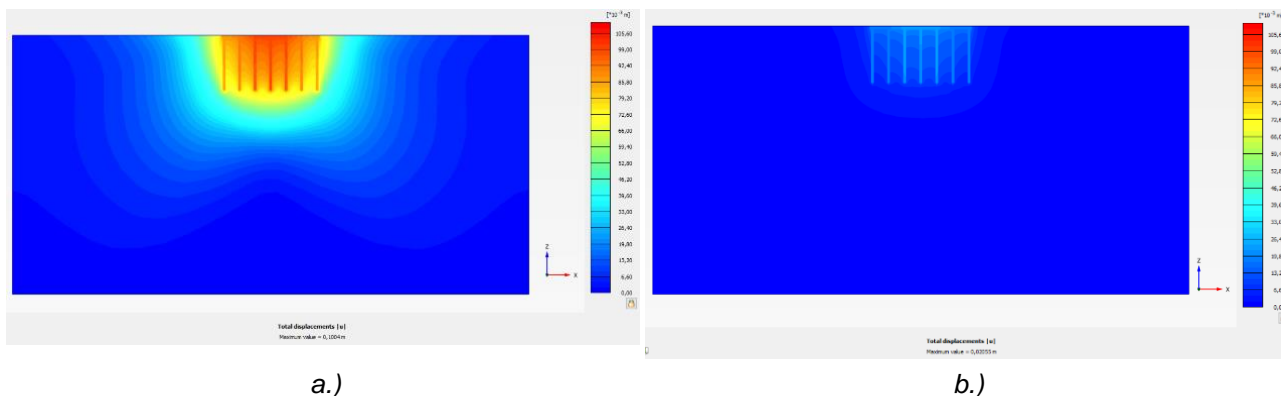


6.9. ábra: A cölöppel gyámolt lemezalap sémája

A 6.10. ábraán látható a hossz tengelyben felvett metszeteken a két anyagmodell esetén kiadódó teljes elmozdulások eloszlása. Ezen jól megfigyelhető, hogy a cölöpök alatt HS anyagmodell esetén (bal oldali ábra) – a gyámoltás nélkül lemezalaphoz hasonlóan – sokkal mélyebben is kialakulnak relatíve nagy összenyomódások, így emiatt jóval nagyobbak (max. 10 cm) lesznek a süllyedések. A HSS modellel (jobb oldali ábra) kisebbek a deformációk és a süllyedés is (max. 3 cm). (Az alakváltozási színskála a két anyagmodell esetében – a lemezalapra bemutatottakhoz hasonlóan – itt is azonos).

A különböző modellekkel számított süllyedéseket a 6.5. táblázat foglalja össze. Megfigyelhető, hogy cölöppel gyámolt lemezalap esetén a felszerkezet merevítő hatása – a vártnak megfelelően – már sokkal kisebb. A VP cölöp- és HS anyagmodellel és a teljes 50 m-es modellmélységgel számolva jóval nagyobb átlagos süllyedést kapunk, mint a HSS modellel (93 mm illetve 17,5 mm). A 20 %-os határmélységgel csak 56 mm-re csökken a süllyedés, ami még több, mint háromszorosa a HSS modellel számított értéknek. (Meg-

jegyezzük, hogy a jelen esetben az 50 %-os határmélységet, mely a gyámoltítás nélküli lemezalapra a végeselemes HSS számításához viszonyítva a legjobb eredményt adta, a modellmélység meghatározására azért nem alkalmaztuk, mert a cölöpcsoport talpsíkján számított átlagos talpfeszültség már kisebbre adódik, mint a hatékony geosztatikai nyomás 50 %-a). E számításokból is – összhangban a gyámoltítás nélküli alaplemezre kapott eredményekkel – az állapítható meg, hogy a HS anyagmodell alkalmazása még a modell méretének a határmélységgel való lehatárolása esetén is túlbecsüli a várható mozgásokat.



6.10. ábra: Cölöppel gyámoltított lemezalapozás teljes elmozdulási ábrája HS anyagmodell (a.); HSS anyagmodell (b.)

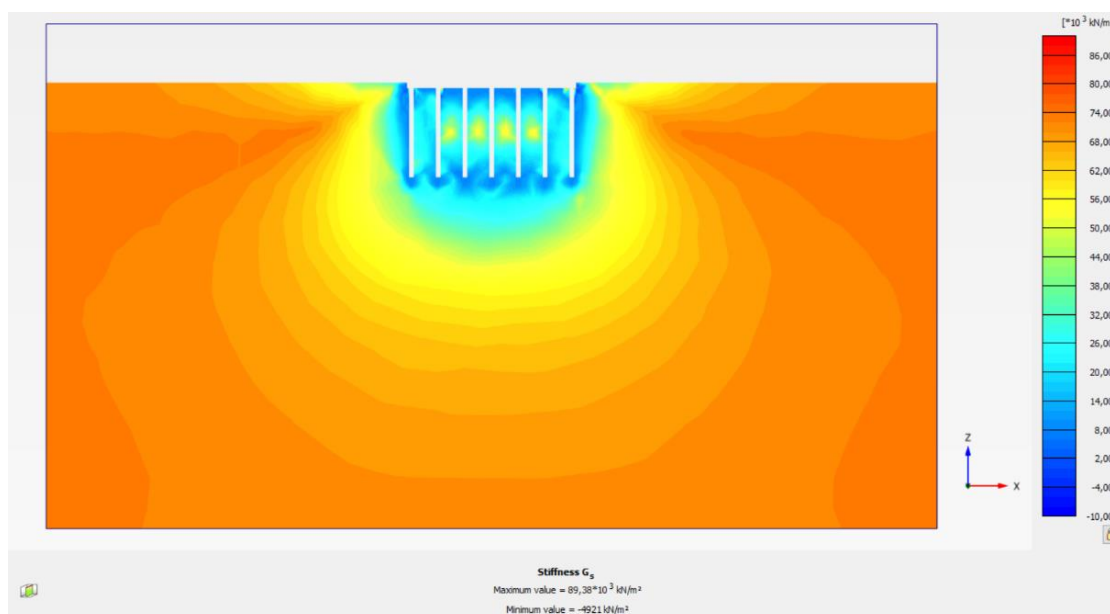
A különböző modellekkel számított süllyedéseket a 6.5. táblázat foglalja össze. Megfigyelhető, hogy cölöppel gyámoltított lemezalap esetén a felszerkezet merevítő hatása – a vártnak megfelelően – már sokkal kisebb. A VP cölöp- és HS anyagmodellel és a teljes 50 m-es modellmélységgel számolva jóval nagyobb átlagos süllyedést kapunk, mint a HSS modellel (93 mm illetve 17,5 mm). A 20 %-os határmélységgel csak 56 mm-re csökken a süllyedés, ami még több, mint háromszorosa a HSS modellel számított értéknek. (Megjegyezzük, hogy a jelen esetben az 50 %-os határmélységet, mely a gyámoltítás nélküli lemezalapra a végeselemes HSS számításához viszonyítva a legjobb eredményt adta, a modellmélység meghatározására azért nem alkalmaztuk, mert a cölöpcsoport talpsíkján számított átlagos talpfeszültség már kisebbre adódik, mint a hatékony geosztatikai nyomás 50 %-a). E számításokból is – összhangban a gyámoltítás nélküli alaplemezre kapott eredményekkel – az állapítható meg, hogy a HS anyagmodell alkalmazása még a modell méretének a határmélységgel való lehatárolása esetén is túlbecsüli a várható mozgásokat.

Egy szint figyelembevételével és a HSS anyagmodellel és EP-cölöpmodellt alkalmazva az elmozdulások kb. 10 %-kal kisebbek lettek, mint a cölöp VP-ként való modellezésével. E különbségben vélhetően a talaj-szerkezet közötti kapcsolat modellezésének van szerepe. Az EP esetén a megadott fajlagos palástellenállással jellemezzük a maximális teherbírást, míg VP esetén a határfelületen tudjuk megadni, hogy a talaj nyírószilárdságának hányadrésze működjön, s a jelen esetben a határfelületi elem redukciós tényezőjét $R_{inter}=1$ értéken hagytuk. Ebben azonban szerepe lehet a végeselemes háló sűrűségének is, mert minél sűrűbb hálót generálunk, annál jobban konvergálnak a kétféle cölöpmodellel számított mozgások. A jelen esetben a futtatási idő csökkentése végett közepes hálósűrűséget használtunk lokális sűrítésekkel, de pár futtatást végeztünk nagyon finom hálóval is. Az utóbbiakkal a számítási idő exponenciálisan nőtt, miközben közel azonos átlagos süllyedéseket kaptunk. Itt ismét hangsúlyozzuk, hogy minden modellezéskor mérlegelni kell, hogy milyen hálósűrűség mellett lesz az eredmény még elfogadható.

6.5. táblázat: Cölöppel gyámolt lemezalozás - Elmozdulási eredmények (3D)

Anyagmodell	Cölöpmodell	Határmélység		Modellezett felszerkezeti szintek								
				0			1			2		
		Elmélet	m_0 [m]	U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]	U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]	U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]
HS	VP	-	50,0	83	100	93	-	-	-	-	-	-
	VP	20%	15,7	48	63	56	-	-	-	-	-	-
HSS	VP	-	50,0	14,6	19,7	17,5	15,2	19,3	17,4	15,5	18,9	17,2
	EB	-	50,0	-	-	-	12,4	17,5	14,9	-	-	-

A 6.11. ábra a talaj nyírási merevségének változását mutatja a modelltéren belül, ahol a sárga szín a nagyobb merevséget, s az anyagmodell tulajdonságaiból eredően kisebb alakváltozást jelent, míg a kék felé haladva a nyírási modulus csökken, az alakváltozások nőnek. Jól megfigyelhető, hogy a cölöpök környezetében nagyobbak a deformációk és kisebb a modulus, míg attól már kis távolságban is jelentősen megnő a modulus, azaz az alakváltozás kisebb.



6.11. ábra: Nyírási merevség változása a modelltéren belül HSS anyagmodell esetében

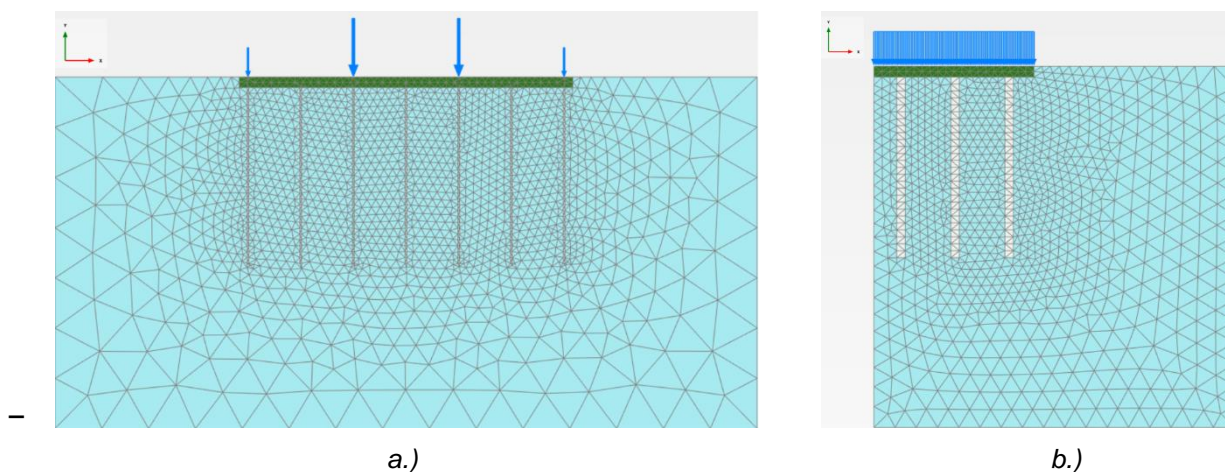
6.4.3. A mintapélda 2D modellezésének néhány kérdése

Természetesen van lehetőség a cölöppel gyámolt lemezalap 2D modellezésére is, de ehhez már sokkal több egyszerűsítéssel kell élnünk a lemezalaphoz képest is. Síkbeli állapotra (Plain Strain) a cölöpöket olyan falelemként lehet modellezni, melynek talpfelülete megegyezik az egyes raszterekben található cölöpök felületének egy folyóméterre jutó értékével. A definiált alapterület így ugyan megegyezik a cölöpökével, azonban a falak palást területe nagyobb, ezáltal a kialakuló palástellenállás is. Ezt a differenciát a határfelületi elem (interface) redukciós tényezőjének (R_{inter}) manuális változtatásával küszöbölhetjük ki. Síkbeli vizsgálatban a cölöpöket ún. „beágyazott gerendasor” (embedded beam row - EBR) elemmel is modellezhetjük, amihez definiálni kell a cölöpök átmérőjét, tengelytávolságát,

melyből a szoftver automatikusan számolja a talpra és a köpenyre a redukciós, csökkentő tényezőket. A jelen példában az utóbbival jártunk el (ld. a 6.12. ábra bal oldala).

A tengelyszimmetrikus (Axisymmetric) modellezéskor a cölöpöket 3 körgyűrű alaprajzú fallal helyettesítettük (lásd szintén a 6.12. ábra). Ezek falvastagságát, valamint a határfelületi elem redukciós tényezőjét iterálással úgy definiáltuk, hogy a falra kiadódó palástellenállás a valós cölöpökre számítható palástellenállással közel azonos legyen, feltételezve hogy a bekövetkező alakváltozási tartományban lényegében csak a cölöpök palástellenállása dolgozik. Meg kell jegyezni ugyanakkor, hogy a tengelyszimmetrikus modell – ahogy gyámolíthatlan lemezalapolozás esetében is – nagyon erős közelítést jelent, az igénybevételeket ezekből nem szabad kivenni. A számítási eredményeket részleteiben itt nem közöljük, csak a végső számításban alkalmazott geometriai adatokat:

- modellgyűrűk sugara: $r_{ekv,1} = 1,50 \text{ m}$,
 $r_{ekv,2} = 4,50 \text{ m}$,
 $r_{ekv,3} = 7,50 \text{ m}$,
- modellgyűrűk falvastagsága: $v_{ekv} = 0,47 \text{ m}$,
- határfelületi elem redukciós faktor: $R_{inter} = 0,55$.



6.12. ábra: 2D modellgeometriák – Embedded pile row (a.); Axisymmetry (b.)

A 2D vizsgálatokhoz már csak a HSS anyagmodellt használtuk, s ennek számítási eredményeit a 6.6. táblázatban foglaljuk össze. A tengelyszimmetrikus esetre úgy is kiszámoltuk a süllyedéseket, hogy a határfelületi elem redukciós tényezőjét 1,0 értéken hagytuk. Látható, hogy éppen az $R_{inter}=1,0$ értékkel nagyjából visszakaptuk a 3D modellel számított süllyedéseket, míg ha a valós viselkedésnek megfelelően valamennyire csökkentettük azt a jelen esetben iterálással megállapított 0,55-ös értékre, akkor már kb. 30 %-kal megnöttek a mozgások. Az EBR esetében természetesen a középtengelyben felvett egymásra merőleges két metszet eltérő eredményt adott (egy valós feladatnál több egymással párhuzamos és egymásra merőleges metszetet is fel kell venni), de összességében elég jól közelíti itt is a 3D eredményeket. A nemzetközi tapasztalatok egyébként azt mutatják, hogy a 3D-hez képest 2D-ben min. 10-30 %-kal nagyobb elmozdulásokat kapunk.

A gyámolítás nélküli lemezhez hasonlóan (lásd a 6.6. ábraán) 2D modellel is megvizsgáltuk, milyen hatása van az elmozdulásokra annak, hogy a terheket nem sávteherként, hanem egyenletesen megoszló teherként vesszük számításba. Ennek eredménye látható a

6.13. ábra. Megfigyelhető, hogy a tehereloszlás hatása már nem olyan jelentős, de a görbületekre, a süllyedéskülönbségekre még így sem jelentéktelen.

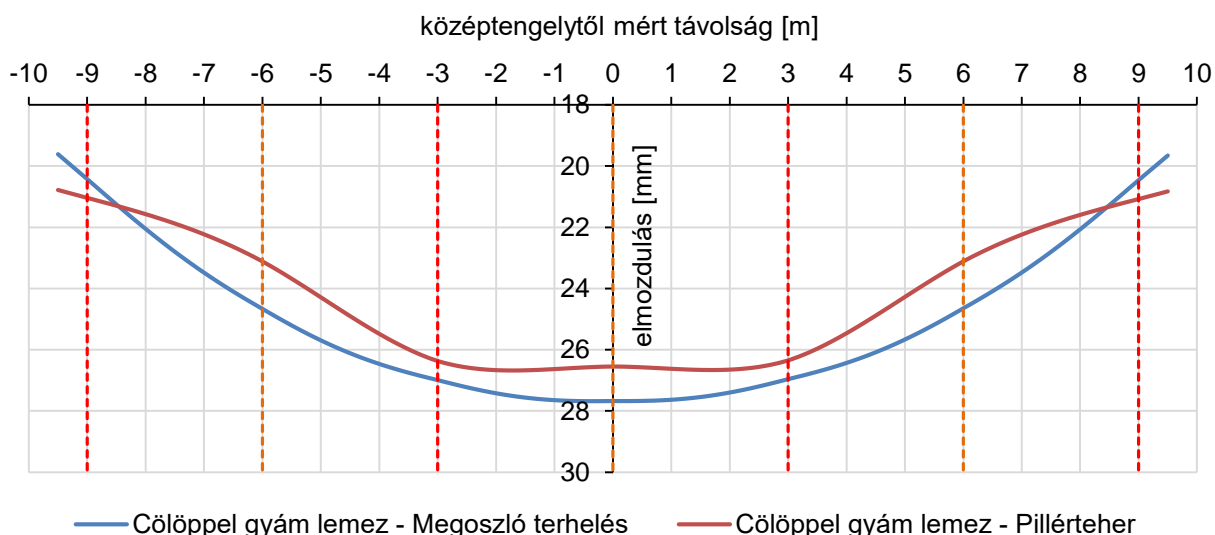
6.6. táblázat: Cölöppel gyámolt lemezalapozás - Elmozdulási eredmények (2D)

Anyagmodell	Cölöpmodell	R_{inter} [-]	2D modellezési technikák								
			sík alakváltozási modell						tengelyszimmetrikus modell		
			hosszabb oldal			rövidebb oldal			U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]
U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]	U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]	U_{min} [mm]	U_{max} [mm]	$U_{\text{átlag}}$ [mm]			
HSS	VP	1,00	-	-	-	-	-	-	18	20	19
HSS	VP	0,55	-	-	-	-	-	-	24	27	26
HSS	EP	-	21	27	24	16	18	17	-	-	-

Megvizsgáltuk 3D modellezéssel azt az esetet is, melyben csak a pillérek alá kerül egy-egy cölöp, vagyis a cölöpraszter is a pillérkiosztáshoz igazodóan 6x6 m. A részleteket mellőzve az eredményt emeljük ki: az átlagos süllyedés (HSS talajmodell, VP, 1 szint szerkezet esetén) nagyjából a kétszeresére, 41 mm-re növekedett. Ennek megfelelően a pillérek alatti cölöpökben is megnövekedett az erő, a köpeny mentén az ellenállás már teljesen mobilizálódott, s a lemez is jobban „dolgozik”, nagyobb feszültséget vesz fel.

A korábban értelmezett α_{PR} tényezők a VP cölöpmodellel végzett analízis után kinyerhető cölöperőkből számolva a kétféle cölöp kiosztásra az alábbiak lettek:

- 3x3 m-es cölöpraszter esetén: $\alpha_{PR} = 0,59$,
- cölöpök csak a pillérek alatt: $\alpha_{PR} = 0,42$.



6.13. ábra: Terhelés felvételének hatása 2D modellezés esetén (cölöppel gyám. lemezalapra)

Megjegyezzük, hogy amikor a cölöpöket EB elemmel modelleztük, akkor a cölöpök teherviselési aránya 10-15 %-kal nagyobbra adódott, és a VP modellhez képest a cölöpök hossza mentén némileg más lett a normálerő és köpenymenti ellenállás változása.

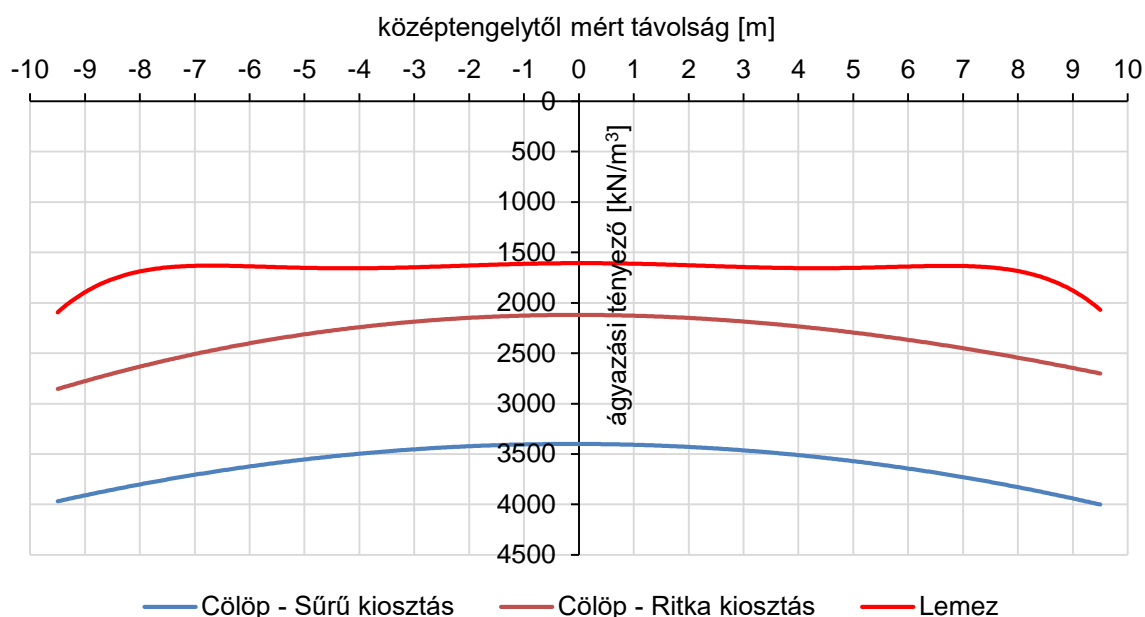
Célszerű egy egyszerű ellenőrzést is végezni arra vonatkozóan, hogy a teljes ellenállás és a teher egyezik-e. Ehhez a lemez alatti talpfeszültséget is ki kell venni a számítási eredményekből, és ha ehhez a feszültséghez hozzáadjuk az összes cölöpben keletkező erőt elosztva a lemez felületével, akkor vissza kell kapjuk a működtetett terhelést. A jelen esetben az így számított ellenállások visszaadták a kb. 140 kPa megoszló terhelést. Javasolt ellenőrizni azt is, hogy az egyes cölöpök terhelés/süllyedés-viselkedése milyen, s az a CPT diagramok és próbaterhelési tapasztalatok alapján számíthatókhhoz miként viszonyul.

6.4.4. Ágyazási tényezők előállítása 3D modellezés alapján

Ha a cölöppel gyámolított lemezalapot esetében a szerkezettervezéshez kívánunk ágyazási tényezőket előállítani, akkor különösen indokolt azt Plaxis modellezéssel megalapozni. Az ezek esetében felmerülő kölcsönhatásokat ugyanis – amint azt már kifejtettük – másként nem tudjuk az ágyazási tényezőkben megjeleníteni, így a 6.4.1. fejezetben vázolt eljárásban sem. Ha modelleztük az előbbieket szerint a problémát, akkor a lemezre vonatkozóan a lemez egyes felületrészeire kiadódó talpfeszültségek és süllyedések hányadosaként elvileg korrektebb ágyazási tényezőt állapíthatunk meg. Megjegyezzük azonban, hogy közvetlenül a lemez alatt, különösen ha az nem térfogati elemként, hanem lemezelemként van modellezve, s a háló nem igazán sűrű, olykor zavarosan változnak a feszültség- és süllyedésértékek, ezért célszerű azokat a lemez alatt 50-60 cm-re vonatkozóan leolvasni. (A mostani példában ilyen nem tapasztaltunk). A 6.14. ábra az ilyen módon a hossz tengely melletti lemezmezőben számított ágyazási együtthatók változását mutatja, mind a 3x3-as, mind a 6x6-os cölöpraszterre, valamint a már korábban közölt gyámolítás nélküli lemezalpra is. (Ezekből az ágyazási tényező szerkezettervező szoftver számára szakaszokban egyenletes értékkel, „lépcsősen” adható meg.) Megfigyelhető, hogy a gyámolítás nélküli lemezalpra adódik a legkisebb ágyazási tényező, és minél sűrűbb a cölöpkiosztás, annál nagyobb a cölöpök közötti lemezfelületek ágyazási együtthatója. Láttuk, hogy a cölöpszám növelésével az α_{PR} tényező is növekszik, azaz a lemez alatti talpfeszültség csökken, ugyanakkor a cölöpök süllyedés-csökkentő hatásának köszönhetően a süllyedések is csökkennek, mégpedig erősebben. Ezért növekszik a lemez ágyazási tényezője. (Megjegyezzük, hogy az ágyazási tényező eloszlása természetesen egy térbeli felületet vesz fel, amelyet lehet közelíteni.)

Számíthatjuk a felületi ágyazással együttműködő cölöprugókat is, hiszen a szoftverből kinyerhetők az egyes cölöpökben működő erők és a hozzájuk tartozó elmozdulások. A mintapéldánkban 3x3-as cölöpraszter esetén a legkisebb cölöprugó a belső cölöpökre adódott kb. 42 MN/m értékre, míg a legnagyobb a sarokcölöpökre: kb. 83 MN/m. A cölöpökben a normálerő egyébként 490-720 kN között változott.

Itt jegyezzük meg, hogy – bár ezzel részletesen nem foglalkozunk – egyes esetekben, nyilvánvalóan elsősorban a kötött talajok esetében, fontos lehet az időbeliség is. A hosszabb konszolidáció miatt az építés közbeni állapotban gyors, lépcsős terhelés hatására kisebb süllyedések alakulnak ki, mint a teljes konszolidáció lejátszódása után, így a gyors terheléshez nagyobb rugómerevség tartozik, mint a végleges állapothoz. Minden egyes esetben mérlegelni kell, hogy szükséges-e a terhek lépcsős „felhordása” és a konszolidáció vizsgálata. A konszolidáció megfelelő figyelembevételének a kulcsa természetesen az át-eresztőképességi együtthatók pontos megadása, ami viszont nehéz, mert még gondos laboratóriumi és terepi vizsgálatok esetén is lehet az értékében nagyságrendi eltérés is.



6.14. ábra: Ágyazási együtthatók gyámolítással és gyámolítás nélkül

Az is megjegyzendő, hogy pince létesítése esetén fontos szerepe van az alakváltozások mértékére a kiemelendő földtömeg miatti tehermentesülésnek is. A talaj a tehermentesítés-újraterhelés alatt jóval merevebben viselkedik, mint első terhelésre, s e hatást a HS és HSS anyagmodellekkel megfelelően figyelembe lehet venni.

A felületi és koncentrált rugók számítását elvégezhetjük az eddig taglalt SLS határállapot mellett ULS határállapotra is. Az előbbi a használhatósági határállapotok ellenőrzéséhez szükséges, míg az utóbbi az alapozás és a felszerkezet ULS vizsgálatában használandó.

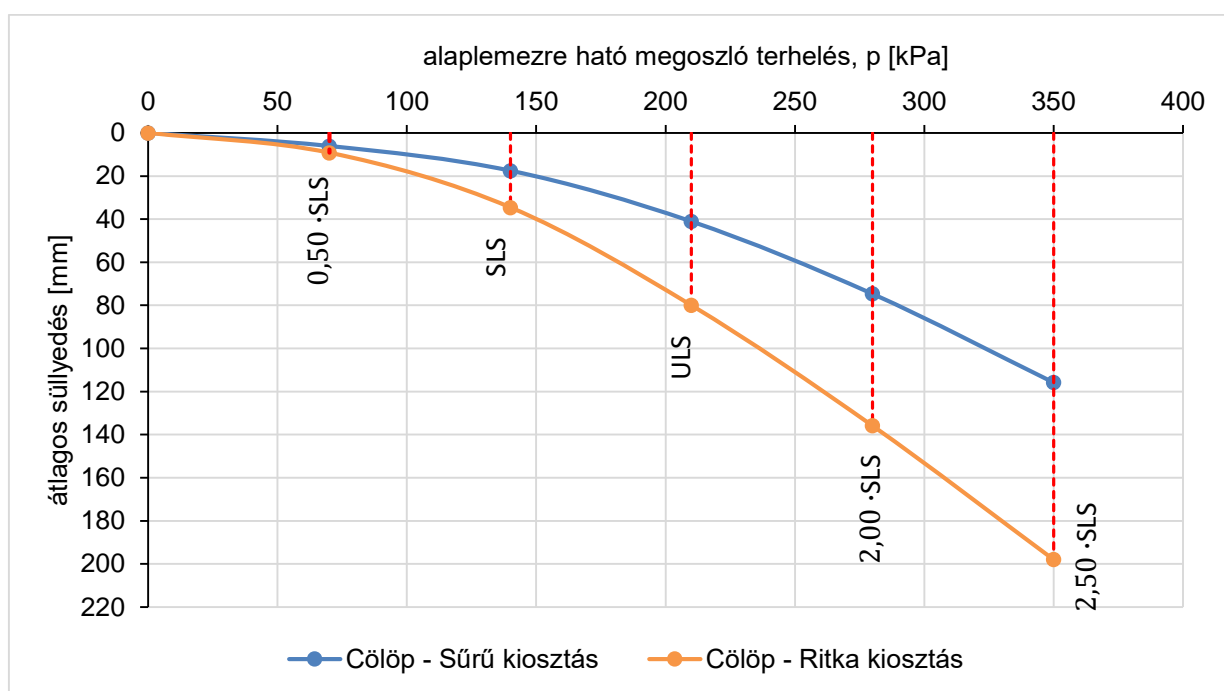
6.4.5. A cölöppel gyámolított lemezalap biztonsága

Mint minden alapozás, a cölöppel gyámolított lemezalap esetében is vizsgálni kell a teherbírasi határállapotot is. A cölöppel gyámolított lemezalap tervezésére azonban még nincs egyezményes eljárás, az Eurocode 7 cölöppel foglalkozó 7. fejezetének (2) bekezdése ki is mondja, hogy „nem indokolt e fejezet előírásait közvetlenül alkalmazni olyan cölöpök tervezésére, amelyeket süllyedések mérséklésére készítene, mint például a cölöpözött lemezalap esetében.” Belátható, hogy a lemezalappal összefogott cölöpök teherbírása úgy nem merülhet ki, mint egy egyedi cölöpé vagy egy kevés számú cölöpből álló csoporté, mert az ellen „besegít” a lemezalap. Ám valamiképpen ki kell mutatni, hogy nem következik be túlzott mértékű süllyedés sem, amit az Eurocode 7 szintén teherbírasi határállapotként értelmez. A következők szerint járhatunk el.

Az ULS-terheket a szokásos módon közelítve a felszerkezeti számításokból kiadódó SLS-terhek 1,5-szereseként vehetjük számításba. A teherbírasi határállapot ellenőrzéséhez azonban az SLS-terhek 2,5-szeresének működtetésével is vizsgáljuk a az alapozást, azon megfontolásból, hogy a hatás oldali 1,5-szeres növelés mellett az ellenállás oldalán $\gamma=1,2$ parciális tényezőt és cölöpök esetén kb. $\xi=1,4$ korrelációs tényezőt kell figyelembe venni, s ezek szorzata $1,5 \cdot 1,2 \cdot 1,4 \approx 2,5$. Ennek megfelelően a teherbírasi határállapot elkerülését azzal lehet igazolni, hogy kimutatjuk: a cölöppel gyámolított lemezalap egésze az SLS-terher

2,5-szeresének hatására sem szenved elfogadhatatlan mértékű, törési állapotnak minősülő süllyedést. Ehhez célszerű ábrázolni a teljes terhelés és az átlagos süllyedés viszonyát, amihez érdemes még az SLS-terhek felének és kétszeresének a hatását is meghatározni, hogy a szimulált próbaterhelés görbéjét pontosabban megszerkeszthessük.

A mintapéldára így előállított terhelés/süllyedés-kapcsolatot a 6.15. ábra: szemlélteti a sűrűbb és ritkább cölöpkiosztásra is. Ebből megállapítható, hogy az alapozás GEO teherbírasi határállapotának bekövetkezése nem fenyeget, még további tehernövekedés sem vezetne radikálisan fokozódó süllyedésekhez.



6.15. ábra: A felszerkezet okozta terhelés és átlagos süllyedés kapcsolata (3D)

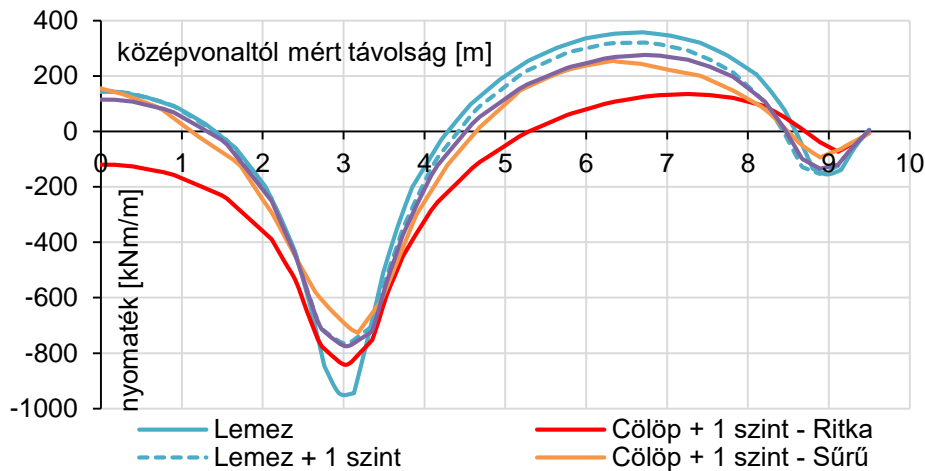
Az ábrán látható, hogy a 2,5·SLS-teher okozta maximális süllyedés már 3x3-as raszter mellett is 116 mm-re adódik, és 6x6 raszter esetén már 198 mm. Ez azt jelenti, hogy a cölöpöket tekintve a teherbírasi határaként értelmezett süllyedéseket már túlléptük, a cölöppellenállások (a köpeny és a talpé is) mobilizálódtak. Ha pusztán cölöpalapozásról lenne ugyanis szó, akkor az $s = D/10 = 60$ mm süllyedést már tönkrementelnek kellene tekintenünk. A cölöppel gyámolt lemezalap esetében viszont az esetleges lokális törési állapotok megengedhetők, mert ilyenkor besegít a többi cölöp és az alaplemez.

Az ULS terhelés 3x3-as cölöpraszterrel alátámasztott lemez süllyedése 38-44 mm, míg ritkább, 6x6-os cölöpraszter esetén 75-86 mm között változik. A felszerkezet teherbírasi határállapota szempontjából ezeket az elmozdulásokat kell/lehet hatásként figyelembe venni, amennyiben az alapozást merev alátámasztásként modellezzük.

6.4.6. Lemezigénybevételek megállapítása a Plaxis-modellezésből

Az alakváltozásokon és a cölöpökben ébredő erőkön túl a lemez méretezése szempontjából fontos az abban keletkező igénybevételek (nyomatékok) meghatározása is. Ezt általában már a szerkezettervező szoftverekkel végzett számításokból állapítják meg, de kinyerhetők a PLAXIS outputjából is a nyomatékok és nyíróerők, s célszerű a kétféle számítás eredményeinek összehasonlítása.

A 6.16. ábra: (HSS anyagmodell, 3D, középvonalaiban felvett metszet, 1 szint szerkezet) bemutatjuk hogyan alakulnak az egységesen $v=60$ cm vastag alaplemez nyomatékai igénybevétele gyámolítás nélküli lemezalap, valamint a sűrűbb és ritkább kiosztású cölöpözéssel gyámolt lemezalap esetében.



6.16. ábra: A lemezben ébredő nyomatékok (3D)

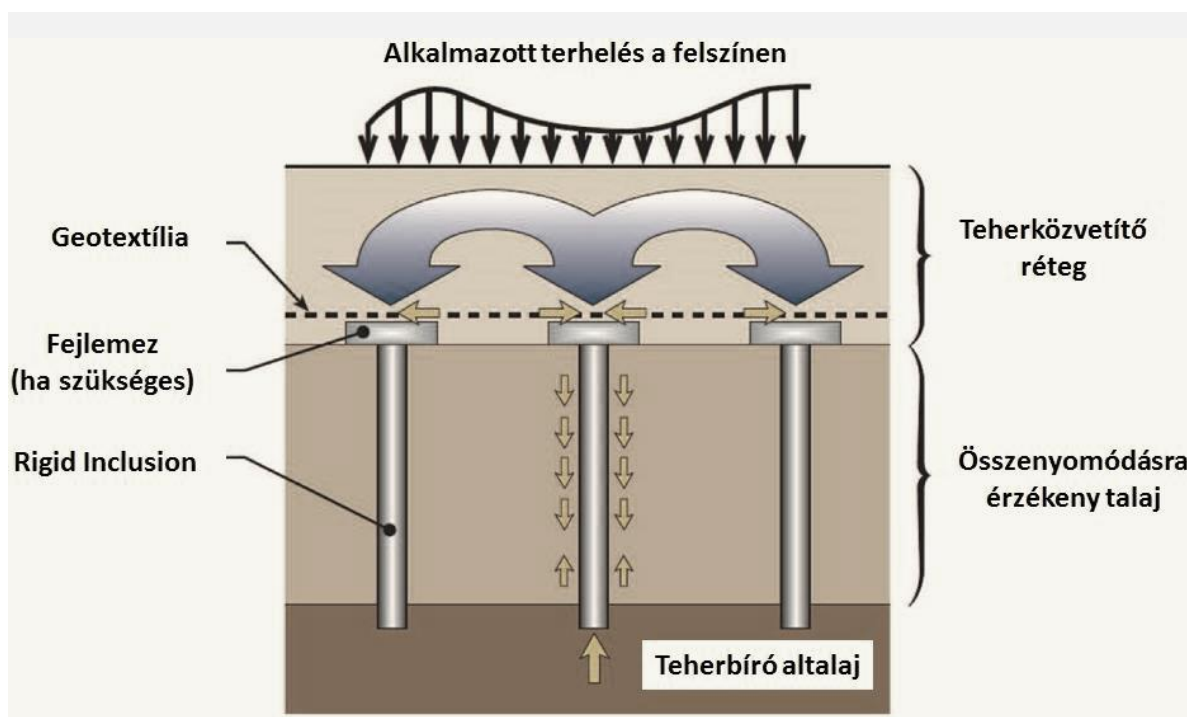
Az ábrán látható, hogy a legnagyobb nyomatékok a gyámolítás nélküli lemezalapra adódnak, ha a szerkezeti merevséget figyelmen kívül hagyjuk. Ha már 1 szint merevségét is számításba vesszük, kb. 10 %-kal kisebb nyomatékokra kell vasalni a lemezt. A cölöpös gyámolítás a nyomatékokat egyértelműen csökkenti. Jellemzően a „ritka” kiosztásra, vagyis ha csak a pillérek, tehát a terhek alá kerülnek cölöpök, adódnak a legkisebb nyomatékok. A „sűrű”, 3 m raszterben egyenletesen kiosztott cölöpök kevésbé csökkentik a nyomatékokat.

Érzékelhető, hogy a cölöp kiosztással a süllyedések és a cölöp erők mellett a lemeznyomatékok is befolyásolhatók. Az alaplemez és a felszerkezet merevsége is lényegesen kihat a nyomatékokra, s korábban láttuk, hogy a cölöp erőket és süllyedéskülönbségeket is alakíthatjuk velük. Hogy milyen az optimális alapozási szerkezet, azt általánosságban előre nem tudjuk megfogalmazni. Adott talajviszonyok esetén a felszerkezet geometriai viszonyait, terheit és süllyedési kritériumait figyelembe véve 3D geotechnikai végeselemes modellezéssel néhány változatot vizsgálva lehet az optimumot megközelíteni.

6.5. A rigid inclusion modellezése

Elterjedőben van egy olyan új alapozási rendszer is, melyben betonból vagy cementtel kevert talajból készülő oszlopszerű merevítő elemekkel, tulajdonképpen cölöpökkel, megjavítjuk egy lemezalap altalaját, de ezeket a lemezhez közvetlenül nem kapcsoljuk hozzá, közéjük egy teherelosztó réteget építünk be. Ezt a módszert a nemzetközi szakirodalomban *rigid inclusion* (RI) alapozásnak nevezik, igazán kifejező magyar fogalom még nincs rá. Ez az megoldás geotechnikailag a cölöpökkel gyámolt lemezalapozáshoz hasonlóan viselkedik, de általában úgy tekintik, hogy az oszlopokat nem kell a cölöpökre vonatkozó nagyon szigorú kritériumok betartásával tervezni és kivitelezni. Inkább talajjavításként lehet ezeket értelmezni, mivel nem kapcsolódnak az alaplemezhez a vasbetonszerkezetek szerkesztési szabályai szerint. A leggyakrabban henger alakú, folytonos és többnyire függőleges elemek alkotják, és hálós kiosztásuk sűrűségét és hosszát a teher nagyságához, eloszlásához, illetve az altalaj paramétereire igazítják. Az alaplemez és a merevítő elemek közé egy jól

tömörített, durvaszemcsés (homokos kavics, kavics, zúzottkő) teherközvetítő réteget szokás beépíteni. Ennek elegendő vastagságúnak kell lennie ahhoz, hogy benne a kellő átboltozódás kialakulhasson, és ne szenvedjen Prandtl-féle vagy átszűrődásos tönkremenetelt. Az oszlopszerű merevítő elemekre az átboltozódásnak köszönhetően csak tengelyirányú nyomás hat, így nincs szükség a vasalásukra. A rendszer működését a 6.17. ábra érzékelteti.



6.17. ábra: Rigid inclusion rendszer működése

A rigid inclusion talajjavító rendszer széles körben és mindenféle talajban alkalmazható, azonban gazdasági szempontokat figyelembe véve elsősorban a gyenge teherbíró képességű, összenyomódásra hajlamos agyag, iszap és tőzeg talajok esetén igazán hatékony. Többnyire olyan építmények körében elterjedt eljárás, amelyek jelentős intenzitású terhelése nagy felületen oszlik meg, és amelyek a süllyedéskülönbségekre érzékenyen reagálnak, mint például:

- ipari és mezőgazdasági épületek (gabona, cukor stb. silók),
- tartályok (víz, olaj, kémiai vegyszer),
- töltések (autópálya, vasúti töltések),
- nagy terhelésű csarnokpadozatok.

Mivel az oszlopszerű merevítő elemek és a felszerkezet között nincs közvetlen kapcsolat, a földrengések hatására kialakuló vízszintes erők elnyelésében meghatározó szerepet játszik a teherelosztó réteg, melyet ezért nagy belső súrlódási szögű anyagból kell készíteni. A közvetlen kapcsolat hiányában az oszlopszerű elemek képesek az alaplemeztől és a felszerkezettől függetlenül elmozdulni („elcsúszni”), anélkül, hogy többletigénybevételeket okoznának a felszerkezetben. Ez a rendszer egyik nagy előnye.

A következőkben bemutatandó mintapélda a cölöppel gyámolt lemezalaptól csak annyiban tér el, hogy a lemez és a merevítő betonelemek közé egy durvaszemcsés teherközvetítő ágyazati réteget definiáltunk, melynek vastagságát az alábbi tapasztalati összefüggés alapján vettünk fel:

$$v_{\dot{a}} = \frac{2}{3} \cdot (L - D) = 1,60 \text{ m} \quad (6-1)$$

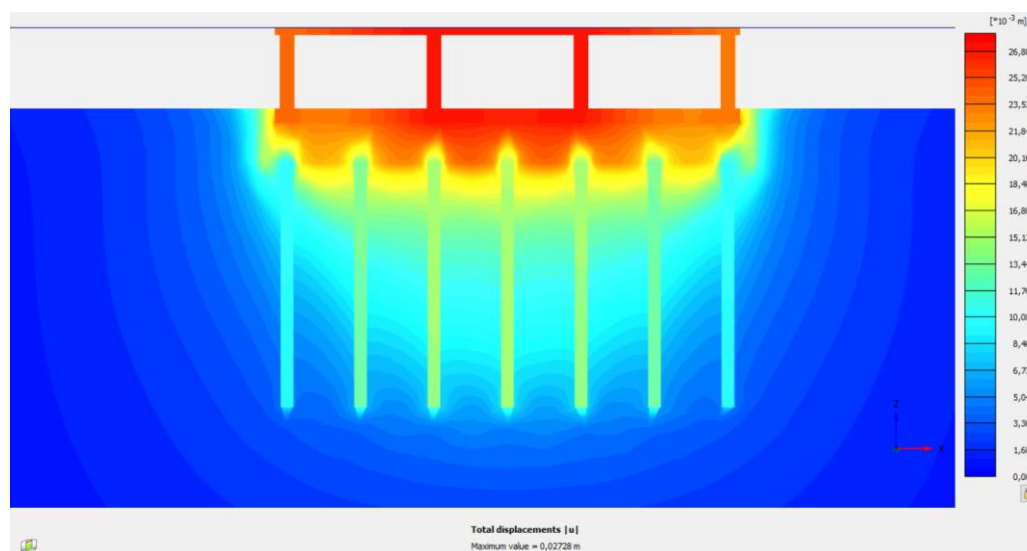
ahol $v_{\dot{a}}$ ágyazat vastagsága,
 L merevítő elemek tengelytávolsága,
 D merevítő elemek átmérője.

A szerkezet 3D Plaxis modellezésével az alaplemez maximális elmozdulása 28 mm-re adódott, ami kb. 1,5-szerese a hasonló sűrű kiosztású cölöppel gyámolt lemezalaphoz, kb. a ritkított cölöpkiosztásával azonos. A lemezben, valamint a merevítő elemekben keletkező igénybevételek viszont kicsit kedvezőbbek lettek, ezáltal kevesebb szerkezeti vasalás lenne szükséges a lemezben, s a merevítő elemekben az teljesen elhagyható.

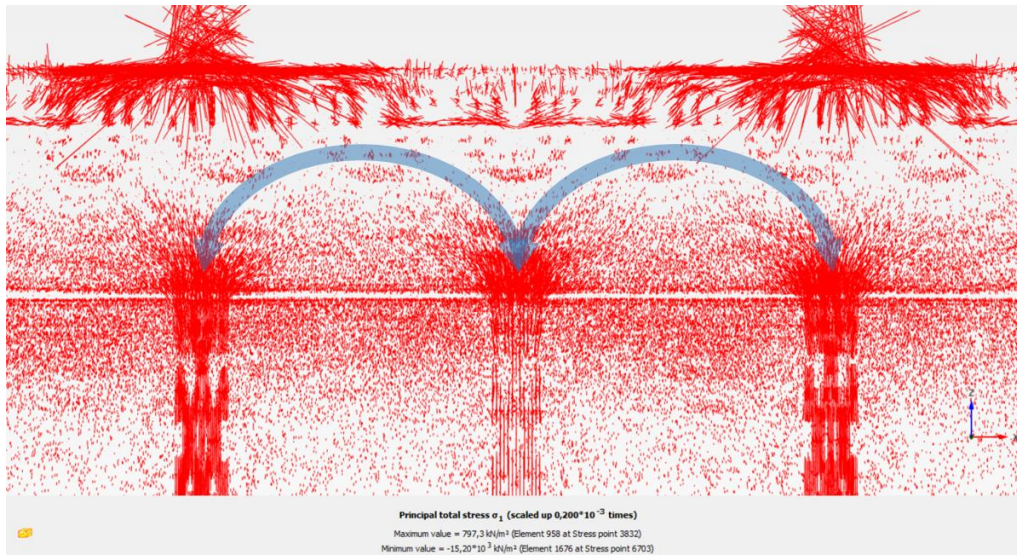
A 6.18. ábra a teljes elmozdulásokat mutatja, s ezen látható, hogy a mozgások (süllyedések) nagy része a cölöpök felső szakasza közötti altalajra koncentrálódik.

A 6.19. ábra a σ_1 főfeszültségek irányának és nagyságának megadásával szemlélteti a teherközvetítő rétegben kialakuló átboltozódás, ami a rendszer és a teherközvetítő réteg vastagságának helyességét igazolja.

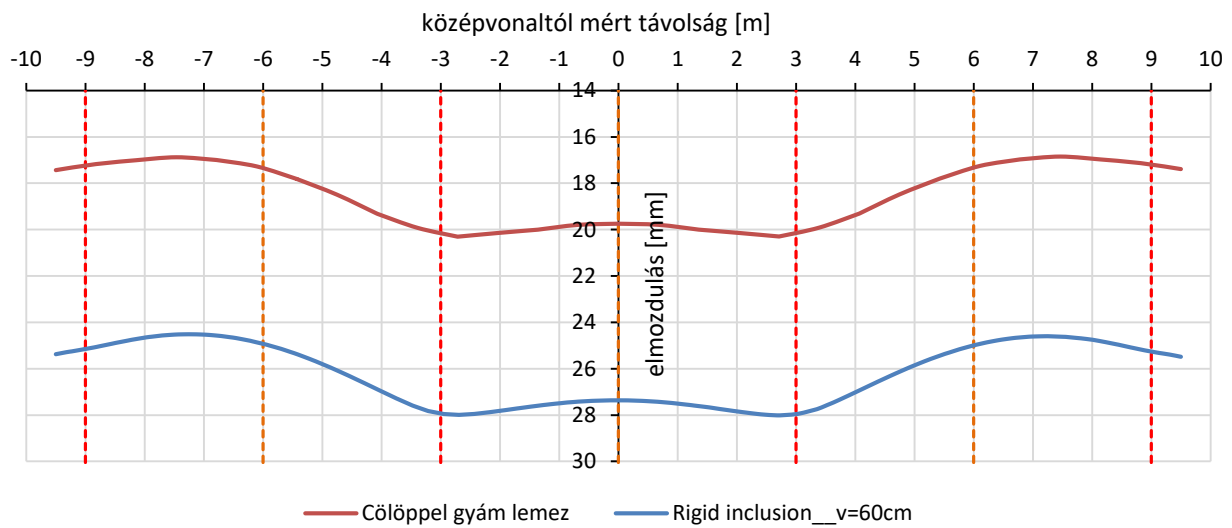
A 6.19. ábraán megfigyelhető, hogy a merevítő elemekkel az alaplemez maximális elmozdulása kissé megnövekszik a cölöppel gyámolt lemezalaphoz képest, ami a durvaszemcsés teherközvetítő réteg többletösszenyomódásának tulajdonítható. A süllyedéskülönbségek tekintetében a két eljárás között nincs érdemi különbség, az alaplemez deformációs görbéi hasonlóak.



6.18. ábra: Rigid inclusion – Teljes elmozdulási ábra



6.19. ábra: Rigid inclusion – σ_1 főfeszültségi ábra



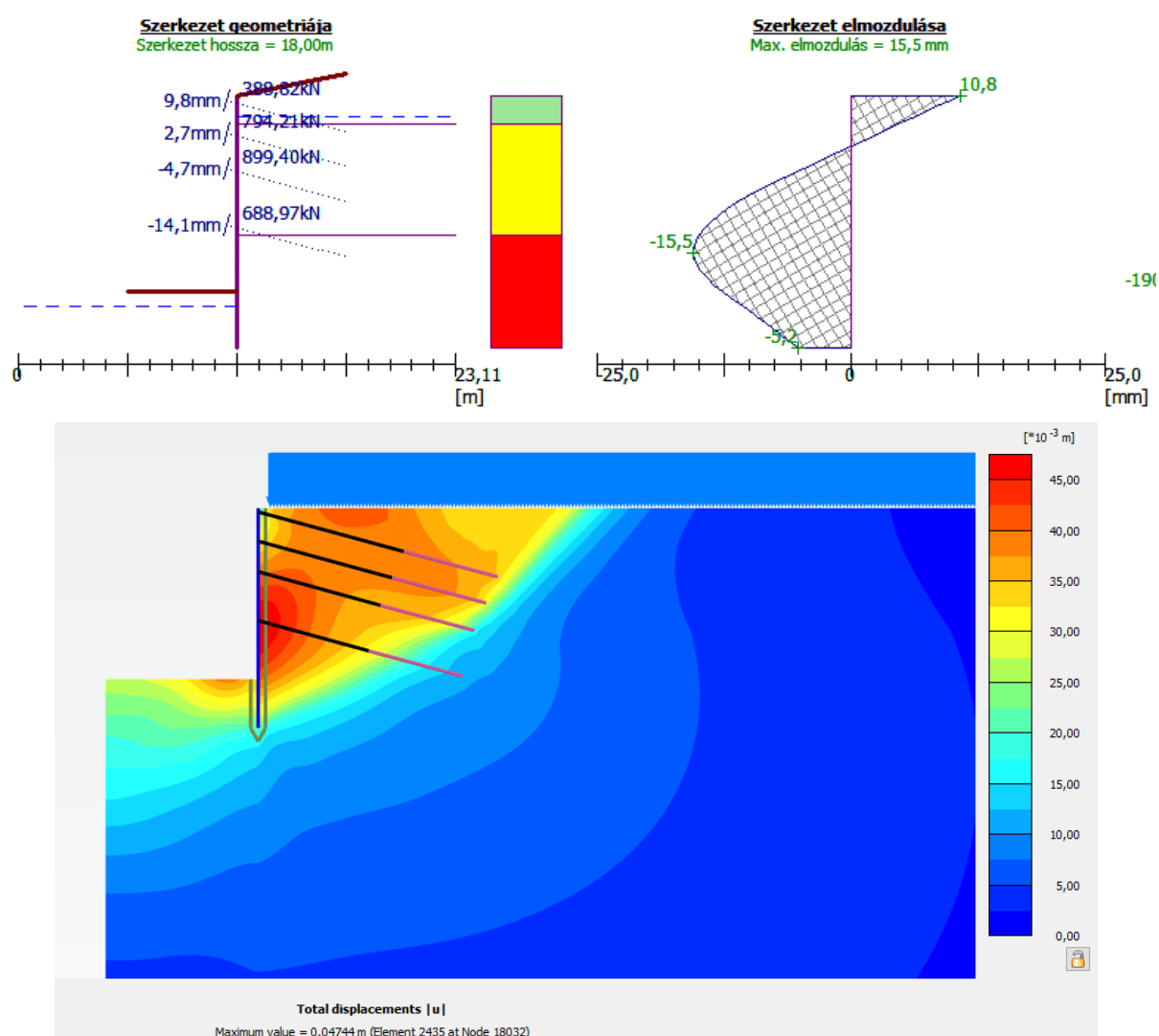
6.20. ábra: Alaplemez elmozdulásai a hossz tengelyben 3D modellezéssel
Cölöppel gyámolt lemez alapozás és rigid inclusion talajjavítási módszer összehasonlítása

Szepesházi Attila

7. Munkatérhatárolás modellezése

7.1. Bevezetés

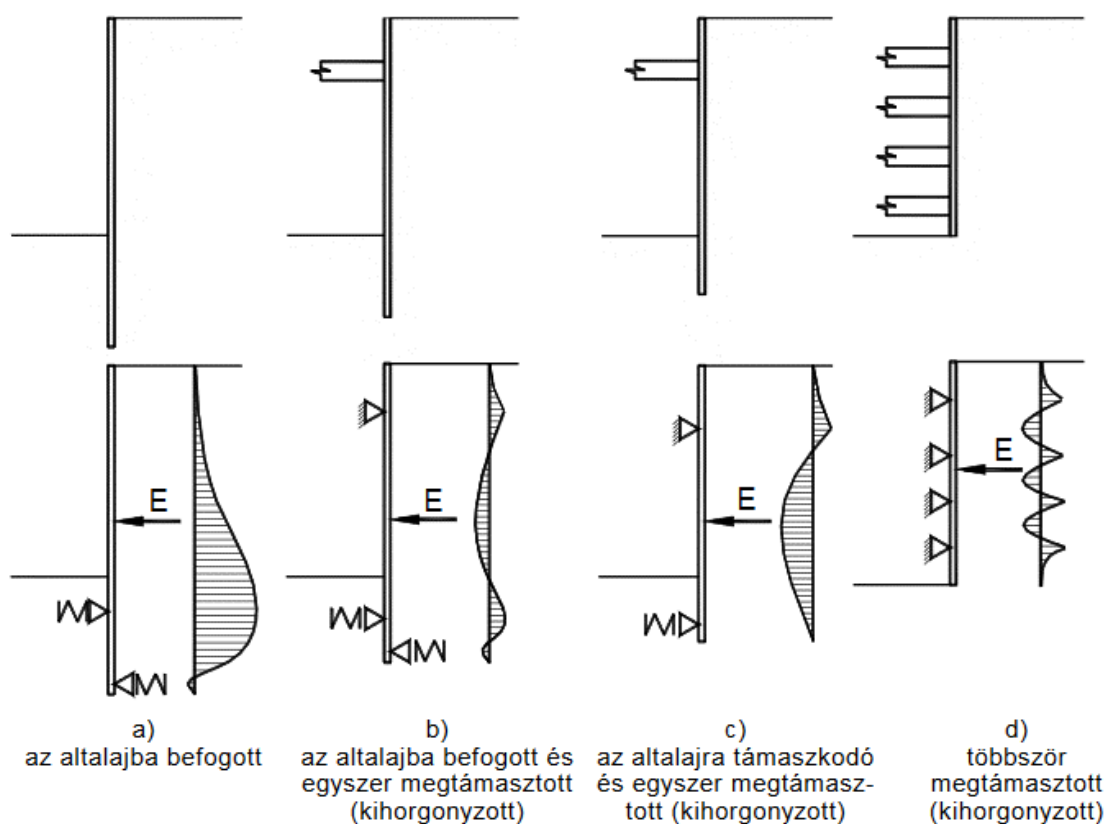
Az utóbbi évtizedekben kialakult hazai gyakorlat szerint munkatérhatárolások leggyakoribb megoldása a térszín alatti 1-4 m szegezett lövelt betonos megtámasztásával kialakított munkasíkról készülő, szükség szerint egy vagy több sorban ideiglenesen hátrahorgonyzott vagy belülről megtámasztott résfal vagy hézagos cölöpfal. Ritkábban, de előfordul acél tartókkal erősített jet-fal, szádfal és berlini dúcolat is.



7.1. ábra: Horgonyzott munkatérhatárolás számított elmozdulásai PLAXIS és GEO5 szoftverekkel

E szerkezetek modellezési, méretezési elvei – a fal mint tartószerkezet méretezését leszámítva – nagyon hasonlóak, így a következőkben tárgyalt hátrahorgonyzott résfalas szerkezetek példái a többi technológiával készülő munkatérhatároló falak esetében is érvényesnek tekinthetők. A jelen fejezetben alapvetően síkbeli modellezési eljárásokkal foglalkozunk, de a fejezet végén megemlítjük a térbeli modellezés sajátosságait is. A példákban a rugalmas ágyazás Winkler-féle elvén működő GEO5 és a végeselemes eljárással dolgozó Plaxis szoftvert alkalmaztuk. Ezeket érzékelteti a 7.1. ábra.

Munkatérhatároló falak lehetséges statikai vázait szemlélteti a 7.2. ábra. A rugalmas ágyazás Winkler-féle elvén alapuló analitikus eljárásokban a gerendaként leírható falelemmel kölcsönhatásba kerülő földtömegek vonalmenti, a megtámasztó szerkezetek lokális rugókkal modellezhetők. A rugók karakterisztikáját a talajok szilárdsági jellemzőiből és valamilyen földnyomáselmélet alapján vesszük fel. A falszerkezet és a rugók merevsége határozza meg a kialakuló földnyomásokat és a horgonyokban, dúcokban vagy támaszfödémekben fellépő erőket, valamint ezekkel szoros összefüggésben a fal mozgásait és alakváltozásait. A falra ható további erőhatások – pl. felszíni terhek – a földnyomás-elméletek és a különböző analitikus feszültség-szétterjedési feltevések segítségével vehetők számításba. Egy hátrahorgonyzott résfalas munkatérhatárolás rugalmas ágyazáson alapuló, az Eurocode elveit követő méretezésére részletesen kidolgozott példát ad a Magyar Mérnöki Kamara gondozásában kiadott Alapozások és földmegtámasztó szerkezetek tervezése az MSZ EN 1997-1 szerint című kiadvány 4. fejezete. Az ezen eljárásokat alkalmazó szoftverek, így a GEO5 is, a falszerkezetet véges elemekkel kezeli.



7.2. ábra: Munkatérhatároló falak jellegzetes statikai modelljei

A Plaxis szoftver a gerendaelem mellett az őt körülvevő talajkontinuumot és a megtámasztó-rendszer elemeit is véges elemekkel modellezi, sőt a modellbe beépíthetők a munkatérhatárolást körülvevő egyéb szerkezetek, pl. a felszíni épületek, az alagutak stb. A talajok viselkedésének leírására a 4. fejezetben ismertetett anyagmodelleket alkalmazzuk. A falra ható nyomások, a fal igénybevételei és mozgásai, a megtámasztásokban ébredő erők, illetve a talajban ébredő feszültségek, a talaj deformációi, elmozdulásai is a végeselemes számítás eredményeként állnak elő. A módszer nagy előnye, hogy vele összetett, mély munkatérhatárolások esetén olyan különösen lényeges jelenségek is számításba vehetők, mint pl. a talaj tehermentesülés okozta expanziója, a talaj túlkonzolidáltsága, a talajrétegek mélységgel változó szilárdsági és/vagy merevségi paraméterei, a talajvízszint és a pórusvíznyomások változása. Másik fontos előnye, hogy közvetlenül megadja a felszínsüllyedéseket és a falak mögötti oldalirányú mozgásokat, melyek a szomszédos szerkezetek szempontjából különösen fontosak, illetve ha ezeket is beépítjük a modellbe, akkor a mozgásokból adódó igénybevételeik is kivehetők a számítás outputjából.

A Plaxis szoftver a Flow kiegészítéssel együtt a munkatérhatárolások esetében többnyire megjelenő víztelenítési problémák elemzésére is jól használható, akár nagyon bonyolult geohidraulikai viszonyokat teremtő rétegződés esetén jelentkező vízmozgásokra vonatkozóan is. A GEO5 szoftver használata esetén ezek csak külön elemezhetők, s ezek általában csak a hagyományos geohidraulikai számításokban megszokott egyszerűsítésekkel végezhető el. Megjegyezzük, hogy a munkatérhatárolások esetében a szeizmikus hatásokat az ideiglenes jelleg miatt általában nem kell vizsgálni, de előfordulhat, hogy az mégsem engedhető el. Erre mindkét szoftver kínál lehetőséget, amit azonban itt nem tárgyalunk.

Munkatérhatárolások modellezésének célja az Eurocode-ok által értelmezett határállapotok vizsgálata. A 7.1. táblázatban az általában vizsgálandó határállapotokat, valamint azok GEO5 és PLAXIS szoftverrel való vizsgálati lehetőségeit foglaltuk össze. A táblázatból érzékelhető, hogy a GEO5 alkalmazása esetén sok külön elvégzendő számításra van szükség. A PLAXIS-t alkalmazva a feladat egésze „bekerül” a modellbe, így a határállapotok többség közvetlenül értékelhető. Ennek jelentősége kis mélységű, szomszédos szerkezetektől mentes munkatérhatárolások esetén elhanyagolható lehet, de ahogy egy későbbi példán látható lesz, jelentős, a biztonság kárára történő elhanyagolásokhoz is vezethet.

7.2. Modellezési alapkérdések

7.2.1. A talajkörnyezet és a talajvíz modellezése

A 4. fejezetben ismertetett talajmodellekkel kapcsolatban a munkatérhatárolások vizsgálatát illetően a következőket fontos kiemelni.

Mohr-Coulomb talajmodell: alkalmazása helytelen eredményekre vezet, mivel nem képes figyelembe venni, hogy a munkatér kiemelésével bekövetkező tehermentesüléskor a talaj merevsége az elsődleges terheléséhez viszonyítva nagyobb, mintegy 3-5-szörös értékű. Ennek eredményeképpen az e modellel végzett számítások a gödörfenéknek a mérési tapasztalatokhoz képest túlzott expanzióját és túlzott gödör irányú elmozdulásokat prognosztizál.

7.1. táblázat: Munkagödrök határállapotainak vizsgálati lehetőségei

Résfalas munkatérhatárolás modellezése			
Határállapot/Feladat		GEO5	PLAXIS
ULS STR	Résfal tartószerkezeti tönkremenetele	a faligénybevétel számítható, a vasalás külön méretezendő	a faligénybevétel számítható, a vasalás külön méretezendő
	Résfal átszűrődása a horgonyfejnél	külön tartószerkezeti vizsgálat vagy próbaterhelés alapján ellenőrizhető	külön tartószerkezeti vizsgálat vagy próbaterhelés alapján
	Horgonyszár szakadása	horgonyjellemzők megadásával a szoftver automatikusan ellenőrzi	horgonyelem folyáshatára definiálható
ULS GEO	Résfalat alul támasztó talajtömeg passzív földnyomásának elérése	a résfal előtti zónára ható nyomás és a lehetséges földellenállás szoftver által számított értékeinek összevetésével ellenőrizhető	kizárólag a fal előtti talaj szilárdságát redukáló "safety" számítással vagy az itteni földnyomás és a lehetséges földellenállás külön összevetésével ellenőrizhető
	Horgony befogási ellenállásának kimerülése	külön számítással vizsgálendő	a horgony injektált szakaszának előzetesen számított ellenállása bevihető a modellbe
	Általános állékonyság elvesztése	kiegészítő modulban választható analitikus állékonyságvizsgálati eljárással	"safety" általános állékonyságvizsgálati számítással
ULS HYD	Hidraulikus talajtörés	kiegészítő modulban analitikus számítással	kiegészítő Flow modulban bármely zóna hidraulikus gradiense számítható és megengedhetősége külön értékelhető
SLS	Repedéstágasság	a faligénybevétel számítható, a vasalás külön méretezendő	a faligénybevétel számítható, a vasalás külön méretezendő
	Oldalirányú elmozdulások, felszínüllyedések	kiegészítő empirikus módszerekkel a számított falmozgásból származtatva	a modellből közvetlenül kinyerhetők
	Beszívárgó vízmennyiség korlátozása	külön számítással vizsgálható	kiegészítő "flow" modul segítségével megállapítható

Hardening Soil talajmodell: a nagyobb tehermentesítési-újratelhelési modulus számításba vételével kiküszöböli a MC modell vázolt hibáját. További fontos előnye, hogy a terhelés okozta felkeményedés, a feszültségnövekedés okozta merevségjavulás figyelembe vételével a mélység és a horgonyfeszítés hatását is helyesebben írja le. Gyakorlati tapasztalat ugyanakkor, hogy – bár a MC modellnél realisabb – a munkatérhatároló fal mozgásait ezzel is túlbecsülik.

Hardening Soil Small: a kis alakváltozások tartományában, a hagyományos laboratóriumi eszközökkel mérhetőhöz képest nagyobb talajmerevség modellbe építésével a kölcsönható földtömegek kiterjedése, deformációja, terhelő, illetve megtámasztó hatása módosul jelentősen a HS modellhez képest. Analóg példaként említhető a határmélység és a modellméret kapcsolata az előző fejezetben bemutatott lemezalap süllyedésvizsgálatában. A földkiemelés hatására fellazuló zóna vastagsága automatikusan számítható a HSS agyagmodell alkalmazásával, annak beadott talajparamétereitől függően, a modelltér méreteitől gyakorlatilag függetlenül. A HS modellel számíthatóhöz képest a mobilizálódó földtömegek kiterjedése csökken, ami egyrészt ezen földtömegek deformációit, másrészt a falmozgásokat is csökkentik. Az aktuális kutatások szerint a mérési eredményekhez is jól illeszkednek a HSS modellel számított eredmények.

Ahogy a legtöbb geotechnikai feladat, úgy munkaterek esetében is igaz, hogy a talajvíz szakszerű modellezése kulcsfontosságú. A Plaxis és a hasonló szoftverek egyre több lehetőséget adnak a talajvízviszonyok precíz lekövetésére. A jelen dokumentumban nem térünk

ki az áramlások modellezési lehetőségeire, mely a Plaxis kiegészítő „FLOW” moduljával lehetséges, csupán a nyugalmi/állandósult talajvízviszonyok számítási lehetőségeiről tájékoztatunk.

A Plaxis jelenlegi verziójában a talajvízre vonatkozó definíciókat két lépcsőben kell, illetve lehet megadni.

A talajrétegződés definiálása során a megadható a talajvíz szintje a modellter egyes metszeteiben, akár egymástól különböző értékkel is. Eltérő vízszint adható meg rétegenként is, így pl. nyomás alatti rétegvizek, általajvizek vagy más speciális esetek is definiálhatók. Az így megadott vízszint vagy vízszintek a továbbiakban mint globális, azaz a szoftver megnevezése szerint global vízszintként hivatkozhatók.

A modellezni kívánt építési fázisok létrehozása során minden egyes, a felhasználó által lehatárolt talajelemre (soil cluster), így pl. egy földkiemelési fázist meghatározó talajterfogatra, megtartható ez a vízszint, vagy szükség esetén a következők valamelyike szerint módosítható:

- *Global*: ezzel a beállítással a kiindulás során meghatározott viszonyok változatlanok maradnak,
- *Dry*: ezzel az adott talajzóna teljesen száraz lesz, ami pl. a kiemelt és víztelenített térrészekre használatos,
- *Interpolate*: ezzel a szoftver az adott talajzónára a szomszédosakra beállított vízszintek között interpolálja a víznyomást, ami jól használható a munkagödör feneké alatti talajzónákra, melyek víznyomását a munkagödör víztelenítése miatti alacsony, illetve a munkagödörön kívüli (természetes) magas vízszintek szabályozzák,
- *Head*: egy talajzónára megadható egy egyedi vízszint, mely ott a nyomásviszonyok számításának alapjául szolgál,
- *Egyéb speciális*: pl. custom, unsaturated, user-defined stb. definíciók, melyek a munkatérhatárolás tervezésében kevésbé használhatók, és terjedelmi okok miatt ezeket nem tárgyaljuk.

7.2.2. A modellméret és a szerkezetek modellezése

Ahogy ezekből érzékelhető, a HSS anyagmodell alkalmazása esetén csupán a minimális modellméretek betartására kell törekednünk, mivel az anyagmodell önmagában lehatárolja a kölcsönhatásba kerülő talajzónákat a szoftvergyártók és a szakirodalmak azt ajánlják, hogy a modellter széle a talajhorgonyok végétől, illetve a modellter alsó síkja a munkagödör alsó síkjától a következők közül a legnagyobb legyen:

- a munkatérhatároló fal teljes magassága,
- a munkagödör mélység háromszorosa,
- a munkagödör szélesség háromszorosa.

Az ilyen szerkesztési szabályok betartása esetén is indokolt, hogy a modellméretet az első futtatási eredmények birtokában ellenőrizzük. Amennyiben az elmozdulások a modell peremén nem csökkennek zérusra, úgy a modellméret további növelése szükséges.

A munkatérhatárolások esetén előforduló leggyakoribb szerkezeti elemek modellezésével kapcsolatosan általánosan a következők ajánlhatók. A modellezés során célszerű a

szoftver kézikönyvének és a vonatkozó szakirodalmak áttekintése, hogy a beállítások részleteiről tájékozódjunk, ugyanis a folyamatos fejlesztések eredményeként még az egyszerűbb szerkezeti modellekre is sok olyan apró beállítási lehetőséget kínálnak, melyekkel az analízisek pontosabbá válhatnak.

Munkatérhatároló fal modellezésére lemezelem (plate), térfogatelem (soil volume) körülvéve határfelületi elem (interface) vagy ágyazott gerenda elem (embedded beam row) alkalmazható. A lemezelem és térfogatelem alkalmazása elsősorban folytonos falakhoz (résfal, szádfal) javasolható. Lemezelem definiálása esetén egyszerűbb dolgunk van, és velük speciális eseteket (pl. nagyon vastag fal, közvetlenül egymás melletti falak kölcsönhatásai, stb.) leszámítva általában kellően pontos eredményre juthatunk. A kapcsolódó szerkezetek (horgonyok, támaszfödémek) is problémamentesen csatlakoztathatók hozzájuk, és könnyen kigyűjthetők a mozgásaik, igénybevételeik, görbületeik. Térfogatelem alkalmazásával elméletileg pontosabban eredményekre juthatunk, mivel számításba vehető a fal két oldalán működő, ellentétes irányú súrlódási erőkből keletkező nyomaték, mely nagyobb falvastagság esetén egészen jelentős lehet. Lemezelemmel a nem folytonos falak (cölöpfalak, berlini dúcolatok) is modellezhetők, a hajlítási és normálmerevségüket az elemek merevségének 1 fm falhosszra való átszámításával kell megállapítani. Az ilyen szerkezetekre azonban Plaxis újabb verziói új elemet, az ágyazott gerenda (embedded beam) elemet is felkínálja.

Határfelületi elemmel ajánlatos körbe venni a falelemet, hogy a talaj és a fal közötti merevségkülönbségből adódó numerikus számítási problémák elkerülhetők legyenek, valamint, hogy a kettő közötti súrlódás reális értékét lehessen számításba venni. A határfelületi elem alkalmazása lehetőséget ad arra, hogy a falra ható normál és nyírófeszültségeket, azaz az ágyazati feszültségeket és a földnyomásokat vizsgáljuk. Lemezelem esetén a határfelületi elemet néhány deciméterrel (pl. 0,5 m-rel) túl kell nyújtani a falelemen, hogy a végeselemes modellben a talp körüli zónában kialakuló lokális képlékenyedések hatásait elimináljuk.

Lényeges szerepe lehet a falszerkezet számításba vett merevségének. A lineárisan rugalmas anyagmodell miatt a beton korával valamint a beton terhelés hatására történő berepedése miatti merevségváltozás közvetlenül nem vehető figyelembe. Résfalak esetén általánosan elfogadott a tervezett, berepedés előtti szerkezeti vastagság és az $E \approx 20$ MPa körüli rugalmassági modulus alkalmazása, ami a „fiatal” beton kb. 30MPa körüli anyagi merevségének a berepedés miatti keresztmetszetcsökkenés okozta merevségredukciónak az együttes számításba vételére tett közelítés.

Fúrt, injektált talajhorgony a node-to-node anchor elem és az embedded beam row elem összekapcsolásával modellezhető. A fúrt, injektált talajhorgonyok esetében a horgony szabad hosszát a node-to-node anchor szerkezeti elemmel, míg injektált hosszát az embedded beam row elemmel célszerű figyelembe venni. Az előbbi csak húzási merevséggel rendelkezik, és a talajjal nem érintkezik, megadható a pászmák vagy merev horgonyrudak szakító szilárdsága, mint folyáshatár, így a szoftverrel a horgonyszakadás is automatikusan ellenőrizhető.

Az embedded beam row egy cölöpelem definiálása, melynek átmérőjét, a vizsgálat síkjára merőleges kiosztását és a talp- és palástellenállását is megadhatjuk, a talpellenállását, ha horgonymodellezésre használjuk, természetesen zérusra kell venni. A palástellenállást a projekt talajkörnyezetében készített próbahorgonyok előzetes próbaterheléséből állapíthatjuk meg. A gyakorlatban azonban az jellemző, hogy tapasztalati diagramok alapján olyan hosszúságú és palástellenállású horgonyt irányoznak elő, mely biztosan megfelel. A számítás után célszerű a horgony abszolút elmozdulásait és nyúlásait ellenőrizni, hogy azok valóban a mérési tapasztalatoknak megfelelő néhány mm-es tartományban maradnak-e.

Szegezett löttbeton rézsű modellezésére lemez (plate), georács (geogrid), ágyazott gerenda elem (embedded beam row) alkalmazható. A löttbeton kéreg esetén rugalmas vagy rugalmas-képlékeny anyagmodellel definiált lemezelem ajánlható. Ígéretes újítás az ún. shotcrete talajmodell, mely a löttbeton felületek pontosabb anyagi és szerkezeti modellezését teszi lehetővé. A talajszegek geogrid elemekkel kezelhetők, melyekre húzási merevség és szakítószilárdság adható meg. Ezek megfelelőek, ha a szegezett-löttbeton rézsű határállapotai nem képezik a vizsgálódás tárgyát, csak a modell egészének elmozdulásait kívánjuk meghatározni. Amennyiben a szegek kihúzódása, a rézsű állékonysága is kérdéses, úgy az embedded beam row vagy a lemezelem alkalmazása szükséges. Az utóbbi esetén a palástellenállást a határfelületi elembe a súrlódási tényezővel állíthatjuk be, mely egyidejűleg a lemezelem és a valójában nem folytonos talajszegek közötti geometriai eltérés, valamint a tényleges falsúrlódási tényező kezelését szolgálja.

Támaszfödém/alaplemez/ belső dúcolat modellezhető a Plaxis szoftverben támaszelemmel (fixed end anchor) vagy lemezelemmel (plate). Az alaplemez és további födécek modellezésére a legegyszerűbb megoldást a fixed end anchor elem alkalmazása adja, mely csak normálmerevséggel rendelkezik, s tulajdonképpen egy egyszerű rugós támaszt jelenti. Keskenyebb munkagödrök esetén a szemközti résfalakról egymásra adódó egyenetlen nyomások miatt ez a megoldás nem mindig helyénvaló, így szükség lehet a támaszfödémek szerkezeti elemként, célszerűen lemezelemként való bevitelére. Gondos modellezést igényel ezek tömegének, alátámasztási viszonyainak, illetve az ezekből adódó lehajlásuk reális számításba vétele, hogy a valós viszonyokat minél jobban megközelítő merevségi körülmények állhassanak elő.

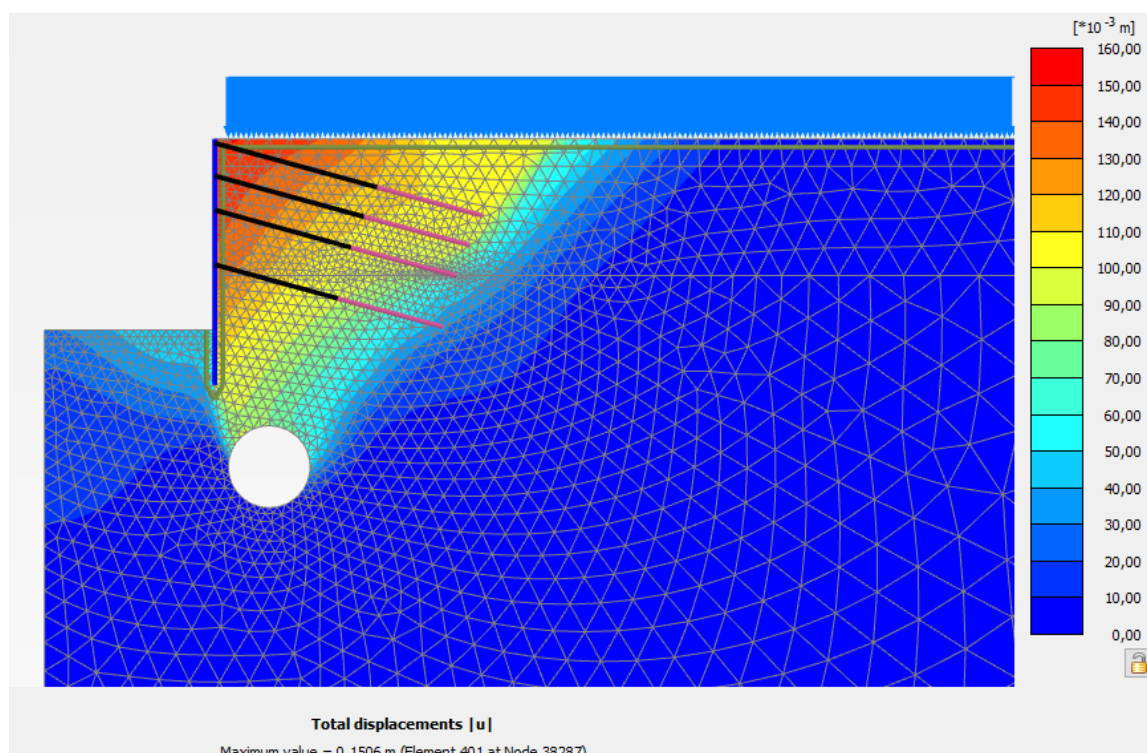
Említést érdemel, hogy a munkatérhatárolás körül meglévő szerkezetek, így pl. felszíni létesítmények, metróalagutak, toronydaru stb. közvetlenül beépíthetők a modellbe. Így lehetséges olyan kölcsönhatások precíz elemzése, melyekre az analitikus módszerek nem alkalmasak. A 7.3. ábra példaként egy meglévő alagút és egy új munkatér kölcsönhatásait szemlélteti.

7.2.3. A számítási módok felvétele

Munkatérhatárolások modellezése során a következő számítási módszereket lehet/kell a leggyakrabban alkalmazni.

A *Plastic* számítási mód időfüggetlen analízist jelent, melynek során a megadott terhelések hatására a definiált anyagjellemzők szerint számítható teljes alakváltozások létrejönnek. Ha a talajkörnyezetet drénezettnek definiáljuk, akkor ezek a konszolidált végállapotnak megfelelő, a talaj lazulását és/vagy tömörödését is tartalmazó deformációk lesznek.

Ezért az így számítottaknál a munkatérhatárolás elkészültéig általában kisebb alakváltozások és elmozdulások jönnek létre. Ha a munkatérhatárolás elkészülte után viszonylag sokáig lényegileg nem változnak a terhelési viszonyok, akkor mozgások közelítenek a Plastic drénezett (drained) viselkedést feltételező számításával prognosztizált értékekhez. Ha a talajkörnyezetet drénezetlennek (undrained) definiáljuk, akkor a Plastic számításban a vízmozgást, a konszolidációt kiiktatjuk, a deformációk térfogatváltozás, azaz lazulás és tömörödés nélkül következnek be. Ezek általában valamivel kisebbek, mint amit a mérések mutatnak, de mivel a munkagödrök esetében meghatározó a tehermentesülés, olykor nagyobbak is lehetnek. A Plastic-undrained kombinációjú számítást követheti egy Consolidation típusú számítás, melyből kiadódnak a további mozgások, erről a következőkben szólnunk. Mindkét Plastic számítás a bekövetkező deformációkkal és elmozdulásokkal összhangban levő földnyomásokat és szerkezeti igénybevételeket adja meg.



7.3. ábra: Meglévő alagút körüli mozgások a munkatérhatárolás körül

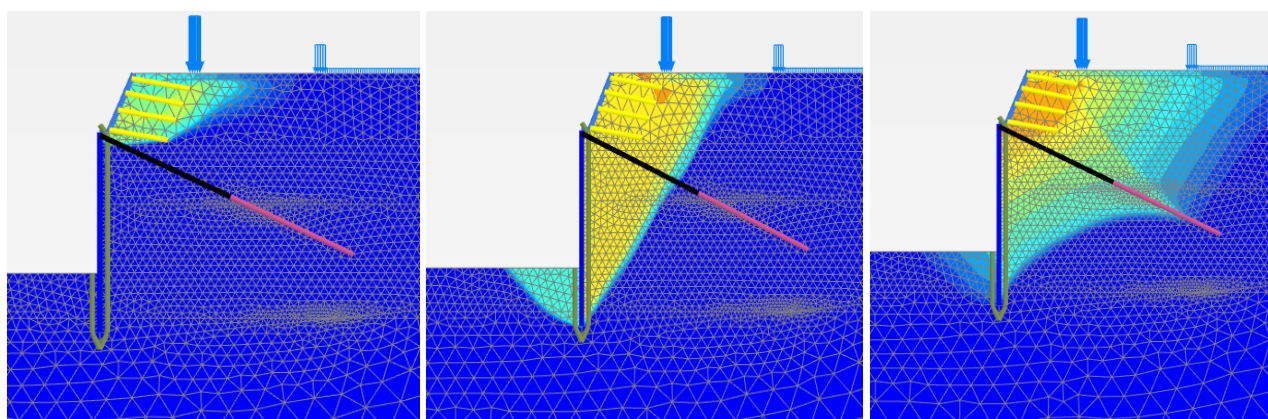
A munkatérhatárolások modellezésére általában érdemes használni a Plastic-drained típusú számításokat, mert az viszonylag gyorsan lefuttatható, s vele – az előbbieket szerint – a mozgásokat általában inkább túlbecsüljük. Az építési folyamatok jelenlegi sebessége ugyanis többnyire nem ad módot arra, hogy a talaj időfüggő alakváltozási folyamatai a munkatérhatárolás elkészültéig végbe menjenek. Ha a Plastic-drained típusú számítások is megengedhető elmozdulásokat mutatnak ki, akkor azzal megelégedhetünk, ha nem, akkor – mielőtt a szerkezet erősítéséről döntenénk – érdemes vizsgálni az idő szerepét, melyre a Consolidation típusú számítás való.

A Consolidation számítási mód tehát a Plastic számítástól annyiban tér el, hogy a megadott áteresztőképességi együtthatóknak és az építési fázisokhoz definiált időtartamoknak megfelelő konszolidációs számítás is készül. Az áteresztőképességi tényezőben rejlő nagyságrendi bizonytalanságok, valamint az építési idő előzetes meghatározásának nehézsége

miatt azonban a gyakorlatban ilyen számítás ritkán készül. Ha viszont nem kifejezetten kis áteresztőképességű rétegekről és viszonylag hosszú építési időről van szó, és/vagy a folyamatokat monitoring segítségével kívánjuk kézben tartani és optimalizálni, érdemes lehet ezzel dolgozni. Az első mérési eredmények alapján beállíthatjuk a kritikus áteresztőképességeket úgy, hogy az addigi időfüggő alakváltozásokat a modell jól kövesse, s a javított modellel adható megbízhatóbb prognózis akár a szerkezetek gyengítését és ezzel gazdaságosabbá válását is lehetővé teheti.

A Safety számítás minden építési fázisra lefuttatható állékonyságvizsgálat, mellyel ellenőrizhető, hogy megvan-e a biztonság a munkatér körüli talajkörnyezetben bekövetkező törési állapotokkal szemben. A futtatás a megelőző, általában Plastic számítás szerint létrejött egyensúlyi állapotból indul ki, s szoftver elvégzi a felhasználó által kijelölt talajzónákban a nyírószilárdsági paraméterek fokozatos redukcióját mindaddig, míg az egyensúlyi állapot fennáll, azaz a tönkremenetel nem következik be. A tönkremenetelhez tartozó redukciós tényező tulajdonképpen az adott állapothoz tartozó állékonysági biztonságot jelenti, mely összevethető a szabványok által elvárt értékkel. Munkaterek esetében a Safety számítás használható a munkatérhatároló fal feletti, többnyire szegezett rézsűk állékonyságának, a falat alul megtámasztó földtömeg talajtöréssel szembeni biztonságának, valamint a munkatérhatárolási rendszer általános állékonyságának a vizsgálatához. Ezen vizsgálatok elvégezhetőek minden építési fázisra, a Safety számítási fázis beiktatásával, mindig kijelölve a szilárdságilag redukálni kívánt talajzónát. Ezek a számítások lehetővé teszik az építési fázisok geometriájának optimalizálását. Az általános állékonysági vizsgálat, melyhez a teljes talajtömeg szilárdsági redukcióját kell előírni, képet adhat arról is, hogy milyen a mértékadó tönkremeneteli forma, s ebből lehet meghatározni a horgonyok szükséges szabad hosszát.

A 7.4. ábra egy mintapédán szemlélteti a felszíni rézsű, a passzív talajtámasz, valamint az általános állékonyság vizsgálatára végzett futtatással meghatározott tönkremeneteli mechanizmusokat. Az utóbbi esetében látszik, hogy egy, a horgony végén és a résfal forgáspontján átmenő összetett csúszólap mentén következhet be az általános állékonyságvesztés, nem pedig körcsúszólapon, amit gyakran gondolunk.



felső rézsű állékonyságvesztése alsó földmegtámasztás kimerülése általános állékonyságvesztés

7.4. ábra: A PLAXIS szoftverrel végzett állékonyságvizsgálatokkal megállapított tönkremeneteli mechanizmusok ábrái

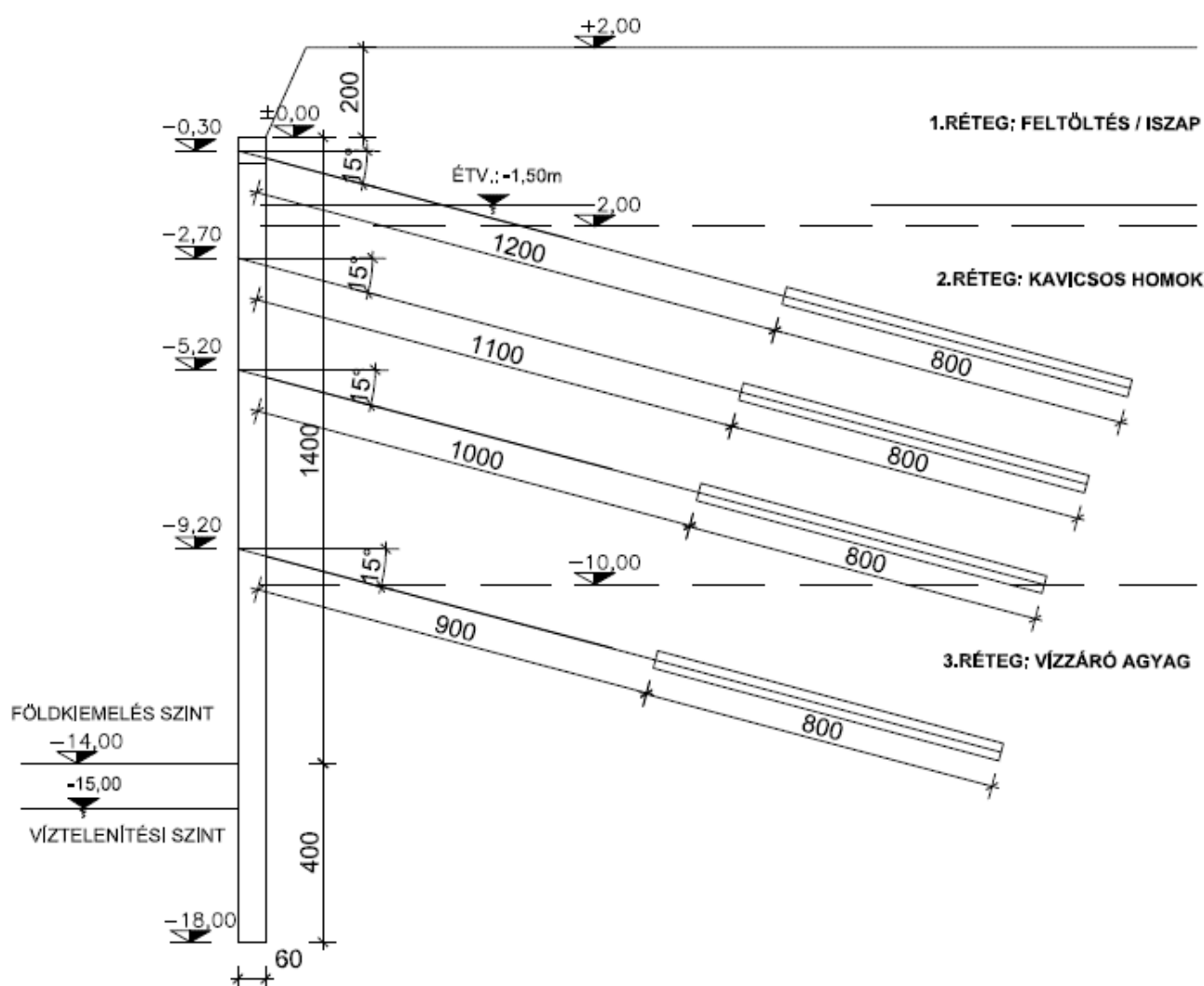
Egyéb speciális, pl. flow, dynamic stb. számítási módokat is kínál a Plaxis szoftver, de ezekre most, tekintettel a témában való kisebb jelentőségükre – terjedelmi okokból nem térünk ki.

7.3. A modellválasztás hatásának vizsgálata

7.3.1. Egy mintafeladat inputjai

A 7.5. ábra szemlélteti egy jellegzetes budapesti belvárosi talajkörnyezetben készült ~16 m mély, 4 sorban hátrahorgonyozott munkatérhatárolás kialakítását.

A következőkben e szerkezet PLAXIS és GEO5 szoftverekkel való modellezésének eredményeit vetjük össze, mivel a jelenlegi magyarországi gyakorlatban inkább még az utóbbi használata jellemző. A szakirodalom szerint azonban az ilyen mélységű munkatérhatárolások esetén a rugalmas ágyazás Winkler-féle elvén végzett számítások alulbecsülik a tervezést általában vezérlő mozgásokat, mivel elhanyagolják a tágabb talajkörnyezet deformációiból adódó összetevőket. Vannak viszont szakirodalomban olyan empirikus módszerek, melyek ezen összetevők számítására alkalmasak, amivel a GEO5 szoftverrel számított mozgáseredmények is korrigálhatók.



7.5. ábra: Példafeladat: 16m mély horgonyozott munkatérhatárolás kialakítása

A modellezési eljárás és a végelelemes anyagmodell szerepének érzékeltetése céljából a 7.2. táblázatban látható beállításokkal számítottuk a falmozgásokat és nyomatékai igénybevételeket a következő modellekkel:

- GEO5 rugalmas ágyazású modul a Monnet szerinti Winkler-féle ágyazási tényező alkalmazásával,
- GEO5 modell eredményei Nendza és Klein (1974), Breth és Stroh (1973), Ulrichs (1981) ajánlásai alapján korrigálva, hogy a nagy mélységű munkatérhatárolásokra jellemző, a megtámasztott és a munkagödörn belüli talajtérfogat tömbszerű térfogatváltozásaiból adódó többletmozgások is számításba kerüljenek,
- PLAXIS modell MC, HS és HSS talajmodell alkalmazásával, „Plastic” számítással, a 7.2. táblázatban közölt anyagi jellemzőkkel

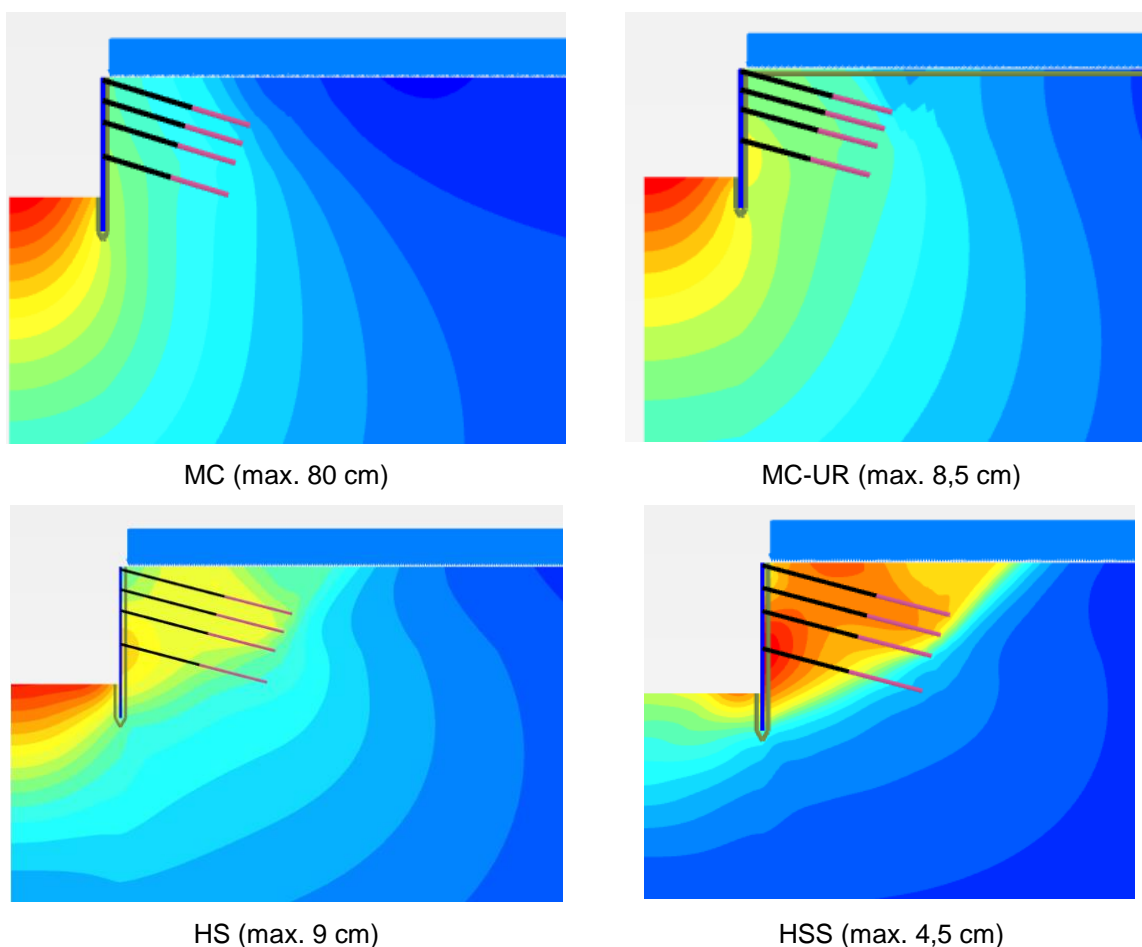
7.2. táblázat: A végelelemes talajmodell beállításai

Talajmodell beállítása			Feltöltés Iszap	Kavicsos homok	Vízzáró agyag
Felső sík	mRel		+2,00	-2,00	-10,00
Alsó sík	mRel		-2,00	-10,00	modell alja
Típus	type	-	DRAINED	DRAINED	DRAINED
Természetes térfogatsúly	γ_{unsat}	kN/m ³	18	20	21
Telített térfogatsúly	γ_{sat}	kN/m ³	19	22	22
Hézagtényező kezdeti értéke	e_{init}	-	0,8	0,5	0,4
Kezdeti húrmodulus	E_{50}	MN/m ²	8	50	20
Összenyomódási modulus	E_{oed}	MN/m ²	8	50	20
Tehermentesítési-újraterhelési modulus	E_{ur}	MN/m ²	24	200	100
Merevségnövekedés hatványkitevője	m	-	0,7	0,5	0,9
Tehermentesítési-újraterhelési Poisson-tényező	ν_{UR}	-	0,2	0,2	0,2
Kohézió	c	kN/m ²	5	1	150
Súrlódási szög	φ	°	25	35	15
Dilatációs szög	ψ	°	0	5	0
Nyugalmi nyomási tényező	$K_{0,x}$	-	0,58	0,43	1,05
Referencia feszültségérték	p_{REF}	kN/m ²	100	100	100
Húzószilárdság	tensile strength	kN/m ²	5	1	150
Kezdeti nyírási modulus	$G_{0,ref}$	MN/m ²	90	130	170
Alakváltozási küszöbérték, melyre $G_s=0,722G_0$	$\gamma_{0,7}$	-	1,50E-04	1,00E-04	2,00E-04
Interface - csökkentő tényező	R_{inter}	-	0,667	0,667	0,667
Hézagzáródás figyelembevétele	gap closure	-	OK	OK	OK
Túlkonzolidáltsági fok	OCR	-	1	1	2
Ágyazási tényező Monnet alapján	k	MN/m ² /m	15	40	25

7.3.2. Számítási eredmények

A 7.6. ábra jól érzékelhető az anyagmodell megválasztásának és parametrizálásának a jelentősége. Az MC modellel, az egyes talajrétegek esetében az első terheléshez tartozó, a talajvizsgálati jelentésekben általános érvénnyel, de valójában hibásan megadott merevségi jellemzők alkalmazásával a mozgások a munkagödör alatti talajzónában rendkívül nagyra adódtak, elérik a 80 cm-t, mely még egy ilyen mély gödör földkiemelése során is nyilvánvalóan irreális. A gödörfenék fellazulásához kapcsolódó harántkontrakció miatt a fal jelentős, 20 cm körüli bemozdulást szenved, ami az építési tapasztalatok szerint szintén irreális.

A munkatérhatárolás esetében azonban – a horgonyfeszítést és a fal megtámasztását biztosító alsó földtömegnek a falszerkezet általi terhelését leszámítva – a földkiemelésnek köszönhetően a tehermentesülési folyamatok a meghatározóak. A HS-modellről a 4.2.1. fejezetben vázolt gondolatok szerint ilyenkor a tehermentesülési-újratelhelési merevségi jellemzők érvényesek, s ilyenkor a talaj viselkedése valóban lineárisan rugalmasnak bizonyul, amint azt az MC-modell feltételezi. Egy olyan túlkonzolidált talaj, mint a példában szereplő alsó agyagréteg, egyébként ilyenként és ilyen (tehermentesítési-újratelhelési) paraméterekkel modellezhető még olyan tehernövekedésre is, melynek révén a függőleges feszültségek nem érik el az egykori önsúlyfeszültségeket. Látható is a 7.6. MC-UR jelű részábráján, hogy az MC modellre a 7.2. táblázatban megadott tehermentesülési-újratelhelési merevségi talajjellemzőket alkalmazva sokkal kisebb és reálisabb, sőt a fejlettebb modellekhez képest is kedvezőbb eredményeket kaptunk.

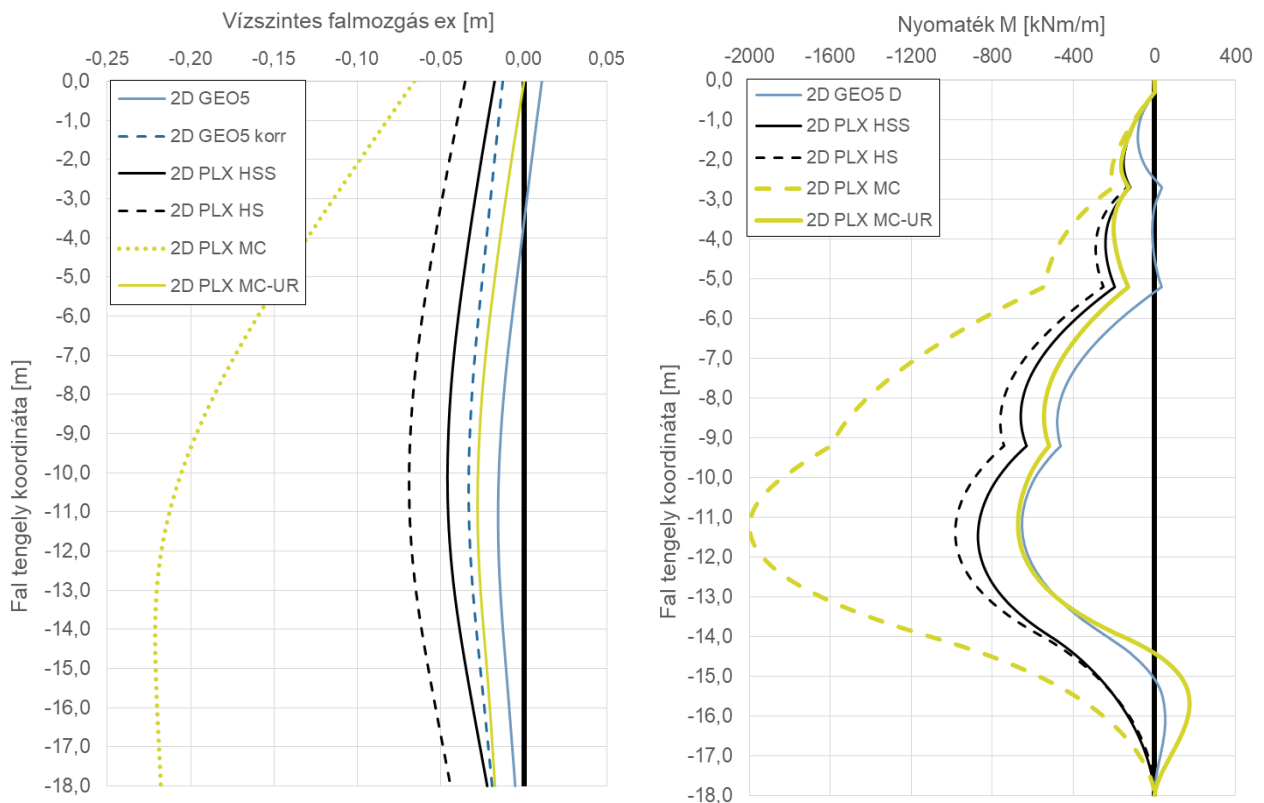


7.6. ábra: A PLAXIS modellekkel számított eredő talajmozgások a (vörössel jelölt) maximumaikkal

A HS modellel (az újrateljesítés és az elsődleges terhelés modulusának arányát 5-nek választva) a gödörfenék emelkedése egy nagyságrenddel csökken, bár még mindig kissé túlzó. Hasonlóan a munkatérhatárolás körüli talajrétegek mozgásai is jobban közelítenek a várakozásokhoz: az aktív és passzív határállapotú zónák alakja, valamint horgonyok által közrefogott talajzóna tömbszerű bemozdulása reális mechanizmusokat mutat.

HSS talajmodell definiálásával (a kezdeti nyírási moduluszt szakirodalmi korrelációk alapján felvéve) a gödörfenék felemelkedése 2,5-3,0 cm-re csökken, s ezek az értékek sokkal hitelesebbnek látszanak. A fallal kölcsönható földtömegek kiterjedése, azaz a belső passzív és a külső aktív földék alakja és mérete szűkül a HS modellhez képest és a fal befogott szakasza ténylegesen közel befogott módon viselkedik. Az aktív és passzív földtömeg alakja közelít az elméleti megfontolások szerint várhatóhoz.

A négy különböző PLAXIS számítással adódó falmozgások és nyomatéki igénybevételek láthatóak a 7.7. ábra. Feltüntettük továbbá ugyanezen munkagödör GEO5-tel számított mozgásait és igénybevételeit és feltüntettük a GEO5 falmozgások empirikus módszerekkel megnövelt értékeit a mély munkaterek többletmozgásainak számításba vételére.



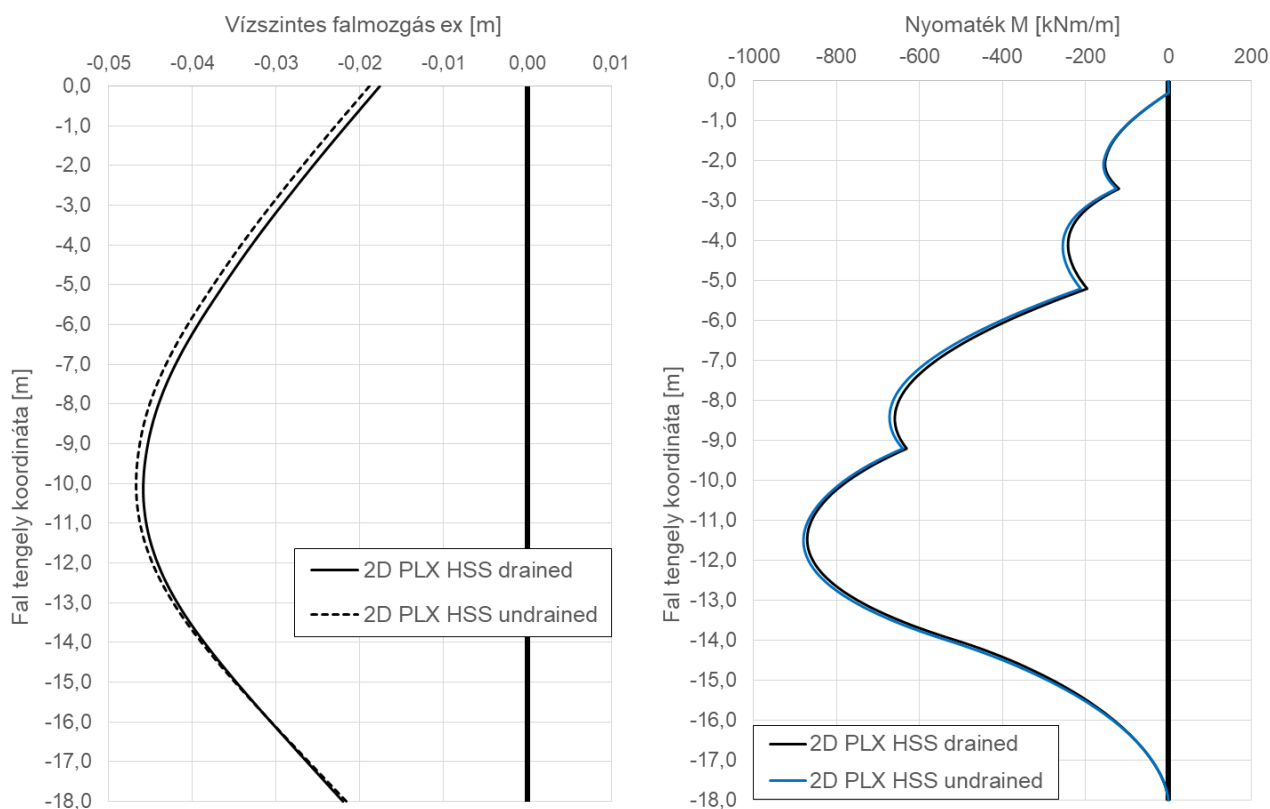
7.7. ábra: A PLAXIS modellekkel számított vízszintes falmozgások és nyomatéki igénybevételek

Az látható, hogy az első terhelésre jellemző alakváltozási jellemzőkkel számoló MC modell eredményei mind a mozgások, mind a nyomatékok tekintetében jelentősen eltér a többi módszerrel meghatározottaktól. A munkagödör feneké alatti talajtömb ezzel számított irreálisan nagy expanziójához kapcsolódó harántkontrakciós alakváltozások miatt a résfal alsó része is túlzó mértékben bemozdul. A MC-UR, a HS és a HSS modellel végzett Plaxis és a 2D GEO5 szoftveres számítások egymáshoz viszonyított eltérései már nem nagyságrendiek, de elég jelentősek, a korigált GEO5 mozgások és a PLAXIS MC-UR és HSS eredmények pedig elég jó egyezést mutatnak. A mozgások eltérései egy projekt esetében a

várható mozgások tartományaként elfogadhatók. A nyomatékok közötti 30-40%-os eltérések viszont a fal tartószerkezeti méretezésben már elég jelentősek. A hazai gyakorlat általában elfogadja a GEO5-tel adódó igénybevételeket, de mély munkagödörök esetében feltétlenül érdemes összevetni azokat a PLAXIS számítások eredményeivel.

A Winkler-elvű rugalmas ágyazású és a végelelemes számítások összehasonlító értékelését nehezíti, hogy más paraméterekkel dolgoznak. Az előbbi kulcsparaméterét, az ágyazási tényezőt különböző empirikus vagy analitikus eredetű ajánlások alapján vesszük fel, az utóbbié laboratóriumban kimérhető talajjellemzők. Sajnos ritkán lehet minden talajréteg jellemzőit ödométeres és triaxiális vizsgálatokkal meghatározni, ilyenkor a szakirodalomban fellelhető korrelációkra támaszkodunk.

A bemutatott végelelemes modellezési eredményeket drénezett viselkedés számításba vételével nyertük. A budapesti jellegzetes miocén vagy oligocén agyagfekük esetében gyakran felmerül a kérdés, hogy egy munkatérhatárolás legfeljebb néhány hónapig tartó kivitelezési folyamata és a maximális földkiemeléshez tartozó, az általában csak néhány héten át fennálló mértékadó építési állapotban a jellemzően túlkonzolidált, kötött, kőzetszerűen viselkedő agyagok drénezett vagy drénezetlen viselkedésűnek tekinthető-e. Nehezen ítélnél meg, hogy a gödörfenék alatti agyagok tehermentesülés miatti expansziója és a falról érkező terhelések miatti deformálódásuk, mint konszolidációs folyamatok milyen mértékig mehetnek végbe. Az áteresztőképességi együttható ismeretében akár konszolidációs futtatás is végezhető, azonban ezen agyagok áteresztőképességi együtthatójának bizonytalansága, a sok helyen előforduló homokos zónák drénező hatása, illetve a viszonylag rövid építési időt miatt e számítások hitelességét gyakran megkérdőjelezzik.



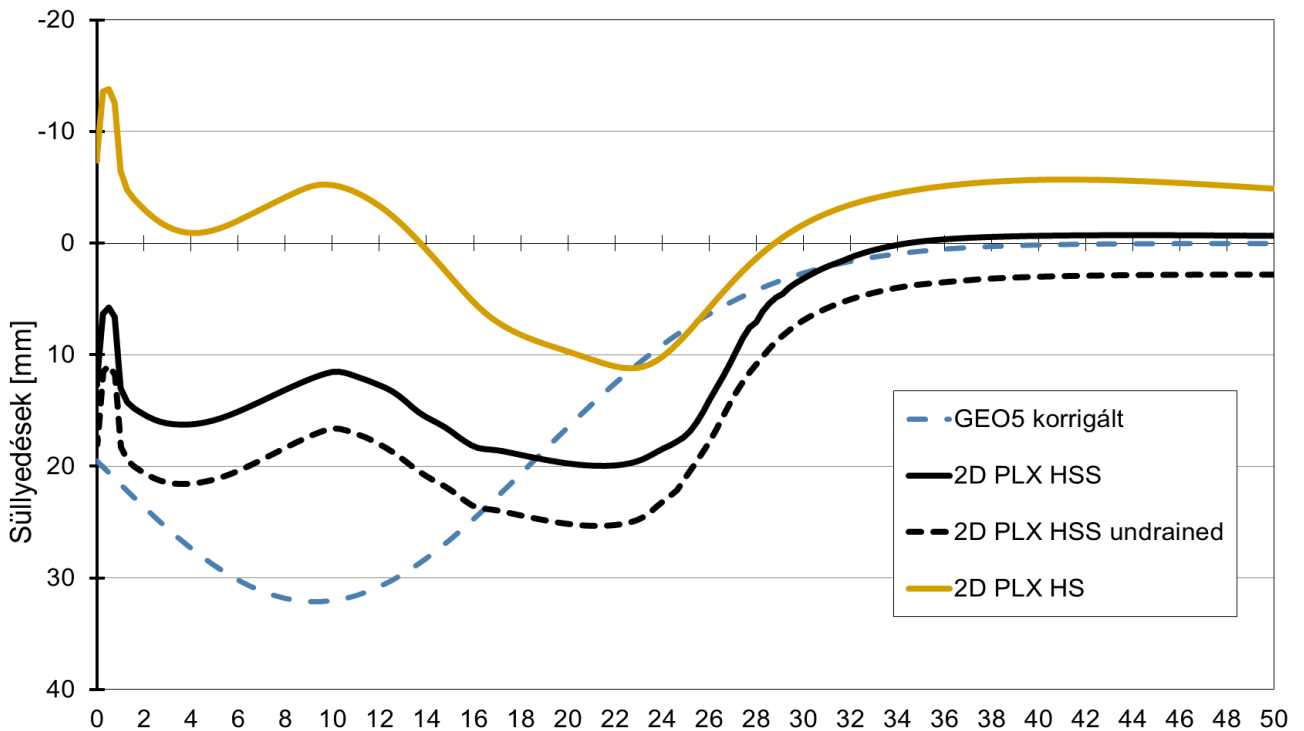
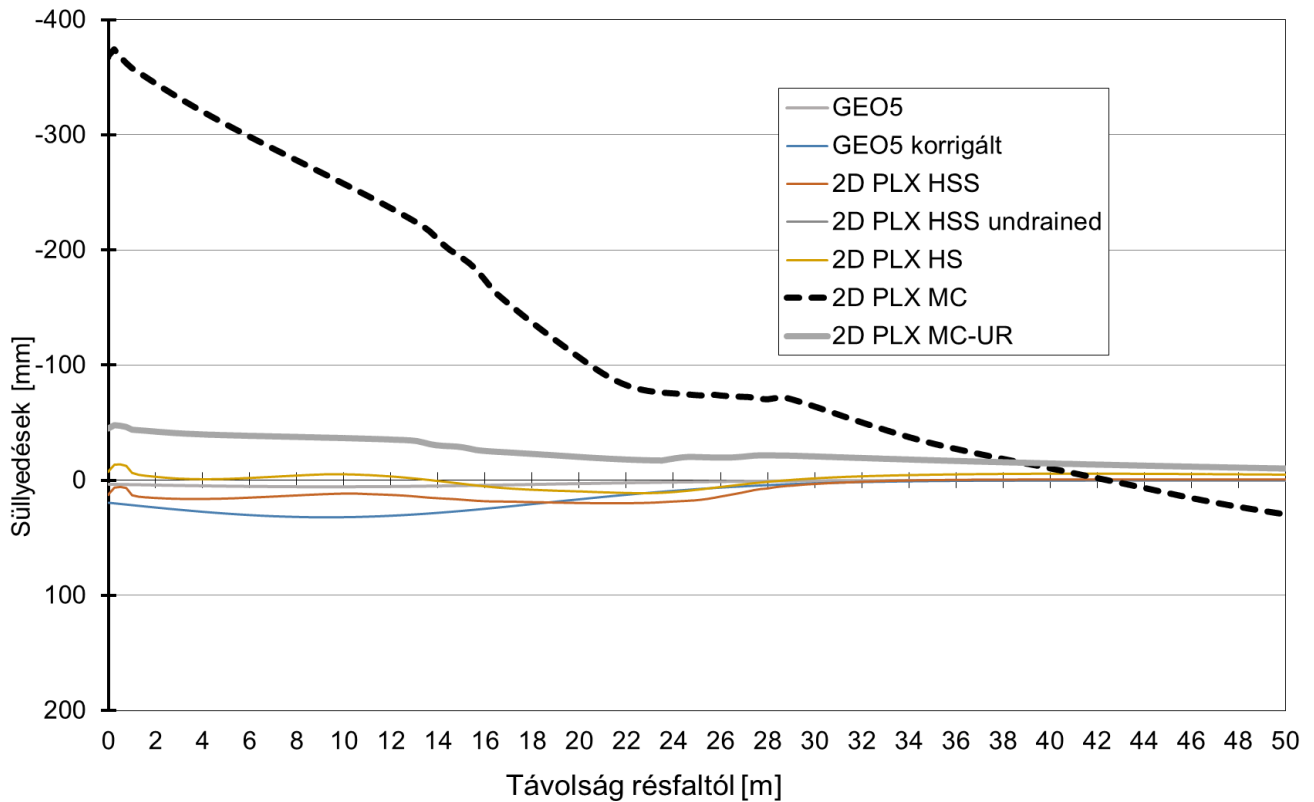
7.8. ábra: A PLAXIS számítással nyert vízszintes falmozgások és nyomatéki igénybevételek drénezett és drénezetlen viselkedésre

A 7.8. ábraán közölt HSS anyagmodellel nyert eredmények olyan Plaxis szoftverrel végzett Plastic számítások eredményei, melyek drénezett (drained) viselkedést feltételeztek. A 7.8. ábra ezek mellett ábrázoltuk a drénezetlen (undrained) viselkedéssel kapott eredményeket is. E példában alig van eltérés az eredmények között, alighanem a megadott nagy talajmerevségek miatt. A drénezetlen viselkedéssel adódott csekély többletmozgás a drénezetlen talajréteg térfogatállandóságából következhet, mert emiatt a földkiemelés okozta expanzió a harántkontrakció révén teljes egészében a fal vízszintes bemozdulását eredményezi. A vízszintes mozgások ugyanakkor azért nem nagyobbak, mert (ugyancsak a térfogatállandóság okán) a fal mögötti talajok nem lazulnak fel. Általában ez az utóbbi jelenség a meghatározó, ezért gyakoribb, hogy a modellezett budapesti talajviszonyokra drénezetlen viselkedéssel végzett számítás kisebb falmozgást mutat ki.

7.3.3. A felszínmozgások számítási lehetőségei

Gyakori feladat a munkatérhatárolás körüli felszín-süllyedések számítása. A 7.9. ábra mutatja az ismertetett modellekből kiemelt felszín-süllyedéseket, érzékeltetve az anyagmodell jelentőségét. A GEO5-tel számított vízszintes falmozgásokat először megnöveltük a nagy mélységű munkagödörök esetén tapasztalt oldalirányú többletmozgásokkal, majd ebből származtattuk Clough, Smith és Sweeney (1989) módszere szerint a felszínmozgásokat.

A felső ábrán a Plaxis szoftverrel és Mohr-Coulomb anyagmodellel számított felszín-süllyedéseket is közöltük. Az utóbbit az első terhelésre érvényes modulussal alkalmazva teljesen irreális eredményeket kaptunk: a munkagödör mellett kb. 35 cm körül emelkedést mutat. A többi eljárás, köztük a tehermentesülési-újraterhelési modulussal az MC-modell is, viszonylag jó egyezést hozott, 0-3 cm közötti felszín-süllyedéseket prognosztizálva. Az alsó ábrán ugyanez a diagram látható módosított skálával, hogy az egyes görbéket jobban elkülöníthessük. Érzékelhető, hogy a HS modell helyenként a felszín emelkedését, másutt a süllyedését mutatja. Ez a jelen esetben annak köszönhető, hogy a munkagödör alatti, irreálisan vastag, expandáló talajzónák miatt a résfal befogott része jobban bemozdul, és a fal egésze az emelkedő talajzónáról átadódó súrlódási erők révén kb. 1 cm-rel megemelkedik, ami egyébként ellentmond a várakozásoknak. A fal emelkedvén „magával húzva” a mögötte levő talajtömeget, ezért emelkedik a felszín is. A HSS modellel drénezett és drénezetlen viselkedést feltételezve is reális expanzió kalkulálható a gödörfenékre. Így nem következik be a fal emelkedése, s felszínen a várakozásoknak megfelelően süllyedés adódik. Az agyagfekü drénezetlen anyagként való modellezése a jelen esetben nagyobb süllyedéseket mutat, ami a 7.8. ábra kapcsán említett jelenséggel magyarázható. Ennek alapján belátható, hogy az időbeliség számításba vételére, inkább konszolidációs futtatásokat érdemes készíteni, de ezek kedvezőbb eredményeit a vízáramlások bizonytalansága miatt óvatossággal kell kezelni.



7.9. ábra: A különböző modellekkel számított felszínmozgások

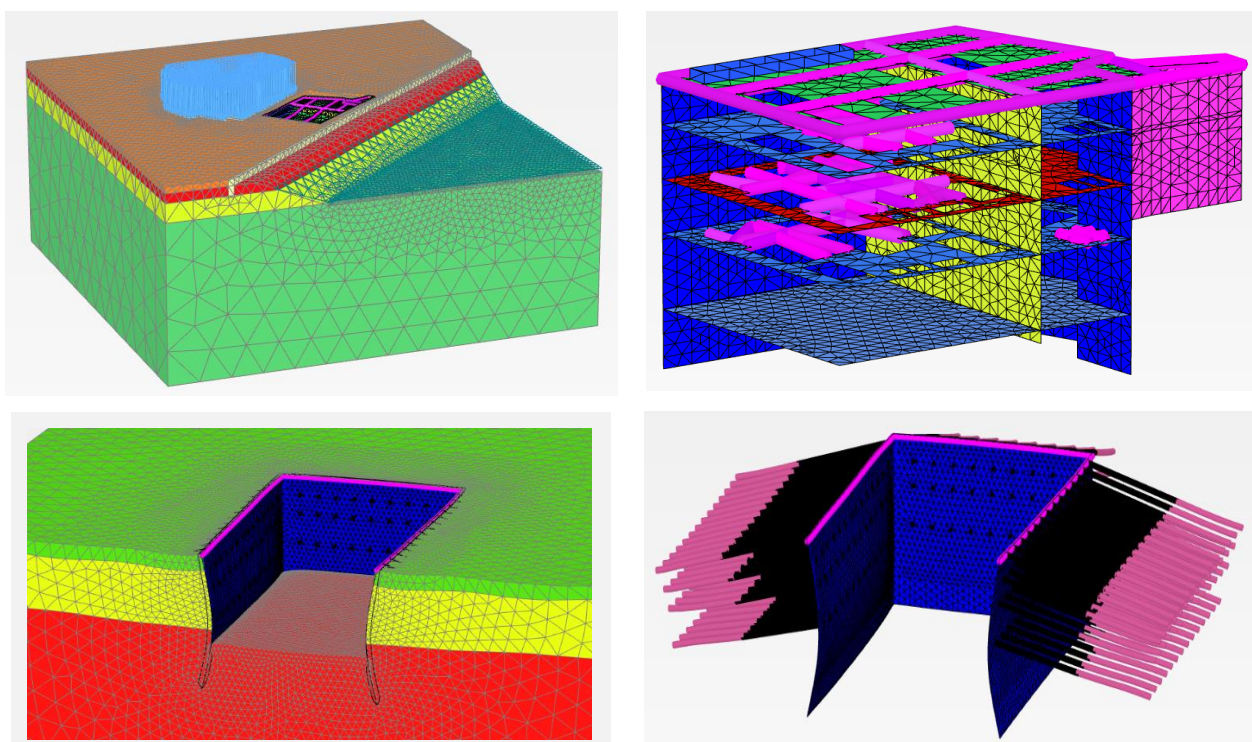
7.4. A térbeli modellezés lehetőségéről

Munkatérhatárolások térbeli modellezése jelenleg kutatási fázisban van, ipari alkalmazása legfeljebb egy-egy speciális projekt esetében jelent meg. Érdeemes, megemlíteni, hogy a téma első jelentős publikációja már 1996-ban megjelent, de egészen a 2010-es évtized közepéig alig publikáltak további eredményeket. A megjelent publikációk is általában egyedi,

egy-egy egyetemi műhelyhez köthető, egyedi fejlesztésű szoftverrel végzett futtatások eredményeit ismertetik. A térbeli modellezést lehetővé tevő szoftverek az utóbbi 6-7 évben kezdtek terjedni, de az ipari gyakorlatban is könnyedén alkalmazható szoftverre csak az utóbbi 1-2 évben fejlődtek. Ezzel párhuzamosan a kutatók is egyre több cikket publikáltak arról, hogy a térbeli modellezés lehetőségével előkerülő szakmai vagy modellezéstechnikai kérdésekre milyen válaszok adhatók. Az átlagos munkatérhatárolások méretei, a modell jó lehatárolhatósága, valamint a térbeliség számbavételével előálló kedvező eredmények azt sejtetik, hogy a 3D modellezés néhány éven, esetleg egy évtizeden belül a nagyobb volumenű munkatérhatárolások tervezésének egyik alapvető eszközévé válhat (7.10. ábra).

Az ajánlott szakirodalmak között felsorolt cikkek részletesebben taglalják a témakört, itt Szepesházi (2017) nyomán csupán azokat a munkagödörkhöz kapcsolható jelenségeket, lehetőségeket ismertetjük, melyek síkbeli modellel nem, vagy csak konzervatív közelítésekkel vizsgálhatók, s ezért a térbeli modellezés igazán hasznos lehet:

- a munkatérhatároló térbeli falszerkezet térbeli merevségének számításba vétele,
- a talajok átboltozódásából származó kedvező hatások automatikus megjelenése a számításokban,
- a munkatérhatárolás mentén fellépő parciális terhelések (pl. toronydaru vagy épület) valós megjelenítés
- a munkatérhatároló falhoz kapcsolódó fej- vagy mellgerenda modellezése,
- a sarokdúcok valós geometriával való számításba vétele,
- a talajrétegződés heterogenitásának (pl. talajlencse) modellezése,
- a munkatérhatároló fal és a közeli szerkezetek (pl. alagút, közműs épületek) kölcsönhatásának vizsgálata,
- egymással szöglet bezáró talajhorgonyok kölcsönhatásainak vizsgálata,
- a munkatérhatárolások pozitív és negatív sarkainál megjelenő hatások értékelése.



7.10. ábra: Munkatérhatárolások térbeli modelljei

Dr. Koch Edina

8. Töltésalapozások vizsgálata

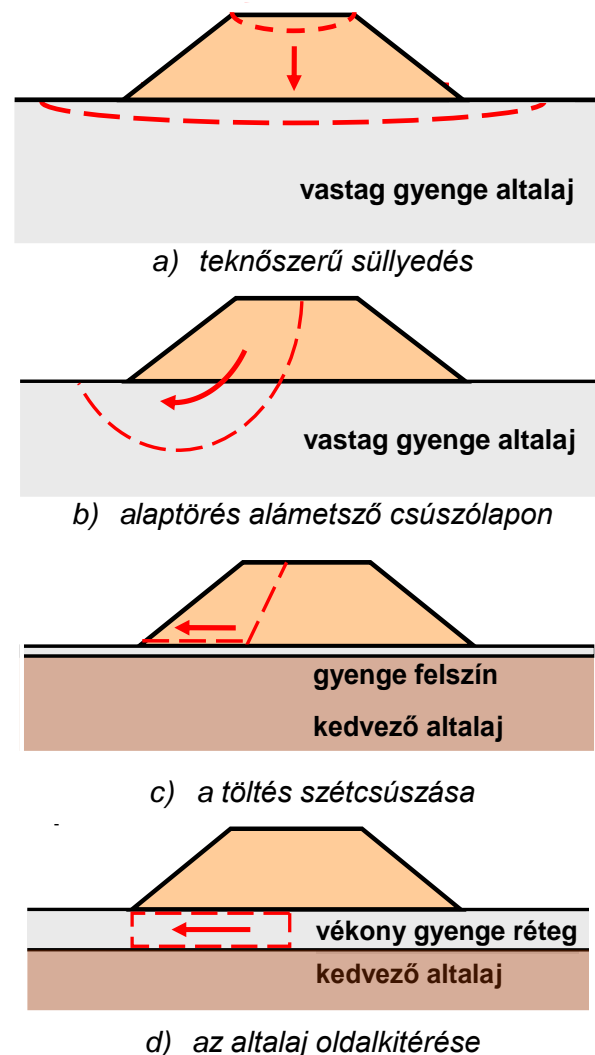
8.1. Bevezető

Az elmúlt 10-15 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 máshol nem használható. A földmunka költségeinek csökkentése csak mindezek után vizsgálendő szempont lett, a gyenge altalajú területek elkerülése pedig – mint cél – általában szóba sem jöhet.

A puha altalajon történő töltésépítés során kétféle földstatikai problémát kell megoldani (ld. 8.1. ábra):

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

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



8.1. ábra: Talajmechanikai problémák

Említést érdemel, hogy általában külön problémát jelent a vízfolyásnál, gyenge talajon épülő hídfők mögötti, néha 10 m-nél is magasabb háttöltés süllyedésének nagysága és konszolidációs ideje. Nemcsak a magassággal arányosan nagyobb mozgás növeli a gondokat, hanem az is, hogy annak hatása a hídfő cölöpalapozására és a híd felszerkezetére időben is változik.

A veszélyek elhárítására számos technológiát vetettek be. 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. Újabban a mélykeveréses talajjavításra is volt példa, a 75-76. sz. főúton pedig egy hazai fejlesztésű kavicscölöpözési technológiát alkalmaztak.

A töltésalapozás fő módszereit, melyek kombináltan is alkalmazhatók a következőképpen szokás csoportosítani:

- alkalmas építésszervezés (lépcsős építés, többlettöltés),
- megfelelő töltésszerkezet kialakítása (a töltésmagasság optimalizálása, töltésrézsű laposabb kialakítása, töltéstömeg csökkentése, geoműanyagok alkalmazása)
- előzetes talajjavítás (talajcsere, vibrációs mélytömörítés, vibrált kőoszlop, dinamikus konszolidáció, kötömszök készítése dinamikus talajcserével, függőleges szalagdrénezés, betoncölöpözés, rigid inclusion, mélykeverés, tömegstabilizálás).

E megoldások majd mindegyikét alkalmazta már a hazai gyakorlat. Nem volt és várhatóan nem lesz vibrációs mélytömörítés és dinamikus konszolidáció (döngölés), mert olyan laza szemcsés talajok, ahol ezek szükségesek és hatékonyak, nálunk nincsenek. E technológiák lényege már eléggé ismert, a 2006-ban megjelent „Utak és autópályák létesítésének általános geotechnikai szabályai” c. útügyi műszaki előírás (ÚT 2-1.222), illetve a 2015-ben elkészült „Vasúti alépítmény tervezése, építése, karbantartása és felújítása” című, „D11” jelű MÁV-utasítás is tartalmazza őket, ezért ezek ismertetésétől eltekintünk.

A tervezés során az első lépés mindig annak felmérése, hogy a vázolt problémák milyen mértékűek, az adott építési feltételek mellett mindenféle korlátozás vagy külön beavatkozás nélkül megépíthetők-e egyetlen ütemben a tervezett magasságú töltések, vagy valamilyen töltésalapozási technológiát kell bevetni.

A talajmechanikai problémák vizsgálatára a közelmúltig a hagyományos talajmechanikai elveken nyugvó, viszonylag egyszerű eljárásokat alkalmaztunk, s több-kevesebb sikerrel alkalmazunk ma is.

A konszolidációs összenyomódásból származó süllyedést hagyományosan általában lineáris alakváltozási modell feltételezésével, csak a függőleges feszültségek figyelembevételével, a talajok merevségét összenyomódási modulusokkal jellemezve számítjuk. A konszolidációs folyamatot hagyományosan általában a rétegződés egyszerűsített modelljével, Terzaghi egydimenziós konszolidációelméletével elemezzük, az építés időtartamát, a teherfelhordás elhúzóadását első közelítésben általában nem vesszük figyelembe. A másodlagos konszolidációt a jól ismert szemilogaritmusos összefüggéssel számítjuk.

A puha talajra épített töltés állékonyságát hagyományos rézsűállékonysági vizsgálatokkal (lamellás vagy blokkos módszer) elemezzük, de első közelítésben egyszerű számításokra is támaszkodhatunk. Ilyen pl. Skempton ismert képlete, mely szerint az alaptörést a

töltés függőleges nyomásának és az altalaj törőfeszültségének összehasonlításával értékeljük, mely utóbbi a drénezetlen nyírószilárdság ötszörösére vehető. A lépcsős építés és a túltöltés tervezésekor e szilárdsági paraméter javulását vesszük figyelembe.

Amennyiben ezek alapján valamilyen töltésalapozási technológia alkalmazása mellett döntünk, akkor azokra is alkalmazhatunk hagyományos analitikus számítási módszereket. Az építésszervezési megoldások és a szerkezetoptimalizálási megoldások lényegileg ugyanazokkal a módszerekkel tervezhetők meg, amelyekkel a tervezett teljes töltések süllyedési és állékonysági kérdéseit vizsgáljuk. Az építésszervezési megoldások esetében a mechanikai paraméterek javulásának a figyelembe vétele jelent külön feladatot, a szerkezeti megoldások közül pedig a csak a geoműanyag erősítés teherviselésének a számításba vétele. A gyenge altalaj tömeges javítását is számíthatjuk a hagyományos módszerekkel, s ezekből megállapíthatjuk, hogy milyen alakváltozási és szilárdsági paramétereket kell elérni a javítás révén.

Az előzetes oszlopszerű talajjavítások (kavicscölöpök, kötömszök, betoncölöpök és a mélykeveréssel készülő cölöpszerű testek) tervezésére már ki kellett dolgozni speciális számításokat. Ezeknek az az elve, hogy az oszlopok átveszik a töltés súlyának nagyobb részét, s így – mivel merevebbek a gyenge altalajnál – csökkentik a süllyedéseket. A kavicscölöpök, kötömszök süllyedéscsökkentő hatását hagyományosan Priebe diagramjával vizsgáljuk, mely egy javítási (süllyedéscsökkentési) tényezőt ad a területi (kezelési) arány és a kavicscölöpbe, kötömszöbe bedolgozott anyag belső súrlódási szögének függvényében. A kötőanyag oszlopok tervezésére a cölöptervezés szokásos képleteit használják. A kavicscölöpök, a kötömszök és a szalagdrének a konszolidációt is gyorsítják, s ezt a hazai gyakorlatban Barron elmélete alapján számítja. Ez kombinált vízmozgást feltételez, ami a függőleges és radiális áramlás különválasztásával tárgyalható.

Mind gyakrabban alkalmazzuk azonban a töltésalapozások tervezésében a végelelemes modellezést, mert az számos előnyt nyújt a vázolt hagyományos számításokkal szemben. A végelelemes számítások egyik fontos alkalmazási területe ezek okán éppen a töltésalapozások analízise lett. A 8. fejezet erről szól, s elsősorban a talajjavítások modellezésének lehetőségeit tárgyalja.

8.2. Töltésalapozások végelelemes modellezésének kulcskérdései

A végelelemes modellezés mindennek előtt azzal az előnnyel jár, hogy egyetlen modellel tudjuk vizsgálni a felvázolt össze talajmechanikai problémát, az alaptörést, a szétcsúszást, a kipréselődést, illetve a süllyedést és annak időbeli alakulását. Az állékonyságvesztési veszélyeket nem kell külön azonosítani és értékelni, hanem a modell automatikusan megmutatja, hogy az adott altalajviszonyok esetén melyik törési mechanizmus a legveszélyesebb.

Ezen túl az is nagyszerű lehetőség, hogy a „fejlettebb” anyagmodellekkel meghaladhatjuk a lineárisan rugalmas és a Mohr-Coulomb feltételt használó tökéletesen képlékeny modellek ismert korlátait, hibáit, s a talajoknak a töltésfelhordás révén bekövetkező javulását automatikusan figyelembe vesszük. A véges elemes modellezéssel jól elemezhetők az építésszervezési eljárások, könnyen meghatározhatók az időigények, melyek e feladatokban kulcskérdésként merülnek fel. Hasonlóképpen egyszerű a különböző töltésszerkezeti változatok vizsgálata, mert az csak néhány geometriai adat és súlyparaméter változtatást

kívánja, ami a legújabb workflow elnevezésű programozott adatbevitellel könnyen megoldható. A geoműanyagok is egyszerűen modellezhetők a szoftverek erre külön elemeket kínálnak, melyeknek megadható a merevsége, a szakítószilárdsága, valamint a közte és az érintkező talaj közötti súrlódás mértéke az R_{inter} értékének beállításával.

Az előzetes talajjavítások modellezését tekintve a tömegstabilizálás modellezése nem jelent különleges feladatot, a javított talajt ugyanúgy kell modellezni, mint a természetes talajokat, de értelemszerűen a feljavított paraméterekkel, aminek előzetes megállapítása nem egyszerű, de ez nem modellezési kérdés. Nyilvánvalóan nem kell külön foglalkozni a talajcsere modellezésével sem, ebben is a cseretalaj parametrizálása a feladat, ami egyébként könnyebb, mint a javítottaké, mivel többnyire durva szemcsés anyagokat alkalmazunk.

Az oszlopszerű talajjavítások modellezéséhez már kevésbé kézenfekvő, speciális megfontolásokat igényel. Erre több lehetőséget kínálnak a geotechnikai végeselemes szoftverek, s ezeket a 8.3. fejezetben következő fejezetekben részletesen ismertetjük.

A töltésalapozási eljárások vonatkozásában különösen fontos az anyagmodellek megválasztása. A 4. fejezetben az anyagmodelleket részletesen ismertettük, az ott írtakat itt csak az e feladatkörben lényeges vonatkozásokkal egészítjük ki.

A *Mohr-Columb (MC)* talajmodell a tapasztalat szerint elég jó eredményeket ad a monoton tehernövelések esetén, illetve ha jól sikerül felvenni a modellezendő terhelési tartományra az ödométeres modulusokat, illetve a modell függőleges méretét tekintettel a határmélységre. Ezeket célszerű lehet a hagyományos analitikus eljárásokkal vagy fejlettebb talajmodellekkel végzett számítások alapján beállítani. Ezután az MC-modell jól alkalmazható a különböző töltésszerkezeti változatok összehasonlítására, a georácsos talperősítés tervezésére, de az oszlopszerű javítások kiosztásának a megválasztására is. Előnye, hogy vele a szokványos számítógépekkel is viszonylag gyorsan lefuttathatók a számítások, így a mindennapi gyakorlat feltételei között is használhatjuk a végeselemes modellezést.

A *HS* és a *HSS talajmodell* elsősorban az építésszervezési megoldások, különösen a többlettöltés tervezésében nyújt segítséget, mivel automatikusan figyelembe veszi a talajok merevségének terhelés okozta javulását. Különösen ajánlatos ezzel számolni a hídfők esetében, ha azt kell megadni, hogy mikor készülhetnek el a cölöpök, s miként folytatható a felszerkezet építése. Ehhez prognosztizálni kell a további mozgásokat, illetve az altalaj, a töltés, az alapozás, a hídfő és felszerkezet kölcsönhatását. Ebben nagy jelentősége van annak, hogy a magasabbra épített töltés visszabontása utáni terhelések hatását az újrateljesítési modulusokkal számítjuk. A HSS modell alkalmazásával önmagától megoldódnak a határmélység felvételével kapcsolatos problémák, amint arra az előbbieken rámutattunk.

A *Soft Soil (SS)* talajmodell a konszolidációs és a másodlagos összenyomódás időbeli alakulását kezeli elfogadható pontossággal, ami a töltésalapozás esetében elsőrendű jelentőséggel bír. Tapasztalatok szerint jó eredményt ad a lépcsős építés modellezésére, de alkalmazhatjuk az előzetes talajjavítási technológiák tervezésére is. Meg kell azonban jegyezni, hogy az SS modell alkalmazásával a futási idő rendkívüli módon megnő.

A *Soft Soil Creep (SSC)* talajmodellt kifejezetten kúszásra hajlamos talajokra dolgozták ki. Az SS modell alapjellemzőivel bír, de azon felül figyelembe veszi az előterhelés okozta paraméterváltozásokat.

Bár csak közvetve kapcsolódik a töltésalapozáshoz, megemlíjtük, hogy jelenleg több kutatás foglalkozik a mozgó vasúti járműtehernek az al- és felépítményre gyakorolt hatásával. Gyenge talajra kerülő alacsony töltések esetében a járműterhek süllyedéskeltő hatása jelentős lehet, és ezért érdemesnek látszik pontosabb számításukra törekedni. Az új szoftverek lehetővé teszik, hogy a dinamikus és ciklikus terhelésüket ne a hagyományos konzervatív megközelítéssel, a dinamikus tényezővel felszorozott statikus súlyteherként vegyük számításba. A Plaxis és a MIDAS GTS szoftverrel modellezhető a mozgó teher, a HSS talajmodell pedig ígéretesnek látszik az erre adott talajválasz elemzésére.

A 8.4-8.6. fejezetekben a töltésalapozás körében felmerülő háromféle probléma, a süllyedés, a konszolidáció és az állékonyság szerint tagolva mutatunk modellezési példákat érzékeltetendő a legfontosabb lehetőségeket. A három problémakörön belül nem mindegyik töltésalapozási technológia modellezését ismertetjük, hanem főleg azokat, melyek az adott probléma kiküszöbölésére általában a leghatékonyabbnak mutatkoznak, illetve azokat, melyek modellezése nem magától értetődő. A bemutatott modellezési fogások természetesen technológiák természetesen alkalmazhatók akkor is, ha azokat a másik két aspektusból kívánjuk értékelni. A teljesség kedvéért megjegyezzük, hogy a három probléma modellezésére bemutatott eljárások természetesen alkalmazhatók akkor is, ha nem vetünk be semmiféle speciális töltésalapozási eljárást, azaz a szokványos ütemű építéssel húzzuk fel a szokványos geometriájú töltést.

8.3. Oszlopszerű töltésalapozások modellezése

Az oszlopszerű talajjavítások, így a vibrált kőoszlopok, a döngölt kötőzsök, a mélykeveréssel létrehozott talajbetonoszlopok, a talajkiszorítással készülő betoncölöpök (rigid inclusion) bizonyos rászterben kerülnek a töltések alá. Ezeket kell valamiképpen megjeleníteni a modellben, s a kulcskérdés az, hogy miként vegyük figyelembe az oszlopok kiosztását és átmérőjét. Ennek módja a modellezés típusától függ, azaz, hogy síkbeli, tengelyszimmetrikus vagy térbeli modellezést alkalmazunk-e. Az első kettőt, azaz a 2D modellezést a töltésalapozások vizsgálatához már a gyakorlat is használja, a 3D modellezés jellemzően a kutatás szintjén van jelen. A két változat különböző elemeket kínál fel az oszlopok modellezésére, de lehet azokat talajként is modellezni. A modellezésben azt általában még nem vesszük figyelembe, hogy az oszlopok készítésekor a közvetlen környezetükben levő gyenge talaj megjavul, bár ez elvileg megoldható lenne.

8.3.1. Talajjavítások síkbeli 2D modellezése

A 2D modellezés 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 viselkedését illetően elfogadható az oszlopszerű testek folytonos falaként való modellezése. Mint a 6. fejezetben bemutattuk, így teszünk a cölöpsorok esetében is, ám a talajjavító oszlopok esetében más megfontolások szükségesek, mint a cölöpök esetében. Ezek ugyanis lényegében nyomásra lesznek igénybe véve, s ezért az a z alapkövetelmény, hogy olyan d szélességű fallal helyettesítsük őket, hogy a talpfelületük és a palástfelületük azonos legyen.

A talpfelületek azonossága egy folyóméter falhosszra

$$\frac{D^2 \cdot \pi}{4 \cdot L} = d \cdot 1 \quad (8-1)$$

ahol: D talajerősítő oszlop átmérője,
 L erősítő elemek tengelytávolsága,
 d helyettesítő fal vastagsága,

s ebből a falszélesség

$$d = \frac{D}{L} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D \quad (8-2)$$

Mivel $D/L \approx 0,35$ szokott lenni, a d/D arányszám 0,3 körül van.

A palástfelületek azonosságát a következő egyenlet fejezi ki:

$$\frac{D \cdot \pi \cdot H}{L} = 2 \cdot H \cdot 1 \quad (8-3)$$

ahol az előbbieken túl H az erősítő elem hossza. Ebből az adódik, hogy

$$D = \frac{2}{\pi} \cdot L = 0,64 \cdot L \quad (8-4)$$

esetén teljesülne az azonosság, ám ez a D/L arány nem praktikus, illetve nem köthető meg. Ezért úgy lehet a palástfelületek azonos hatékonyságát teljesíteni, hogy a javítandó talaj paramétereire közé beveszünk egy R_{inter} interfész-szorozót, melynek nagysága a

$$\frac{D \cdot \pi \cdot H}{L} = 2 \cdot H \cdot 1 \cdot R_{inter} \quad (8-5)$$

azonosságból

$$R_{inter} = \frac{D \cdot \pi}{L \cdot 2} \quad (8-6)$$

Ez a $D/L \approx 0,35$ értékkel 0,55-re jön ki, ami bevihető a szoftverbe. Ezt a számot a talajjavítás módjától függően lehet növelni, aminek mértékét illetően a cölöpök palástellenállásával kapcsolatos ismeretekre támaszkodhatunk.

A helyettesítő fal nyomási merevségét, mivel azonos talpfelületet „találtunk” akár a szokásos

$$\frac{E \cdot A}{L} = E_{mA} \cdot \frac{D^2 \cdot \pi}{4 \cdot L} \quad (8-7)$$

akár az

$$\frac{E \cdot A}{L} = E_{ml} \cdot d \cdot 1 \quad (8-8)$$

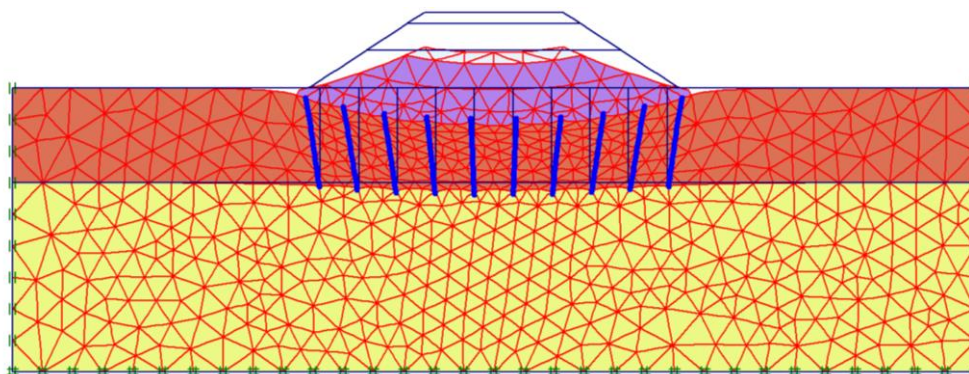
képlettel is számíthatjuk, ugyanazt kapjuk, s ebben az E modulus a kavicscölöp, a kötömsz, a betoncölöp vagy a mélykeveréssel előállított talajbeton-oszlop rugalmassági modulusa.

A szoftver által kért hajlítási merevséget – amennyiben plate elemmel dolgozunk – a már a helyettesítő falból számítjuk

$$\frac{E \cdot I}{L} = E \frac{d^3 \cdot 1}{12} \quad (8-9)$$

Így a szoftver valóban a d helyettesítő falszélességet számítja ki, és veszi figyelembe. Ha ehhez még bevisszük az előbbiek szerint számított R_{inter} értéket, akkor az oszlopsorok legjobb modelljét kapjuk. Azért hozzá kell tenni, hogy vízszintes teherviselés szempontjából egy fal nyilván nem teljesen azonos egy oszlopsorral, a diszkrét oszlopok fallal való modellezése elfedi az oszlopok körüli feszültségkoncentrációk hatását. Ám tudvalevő hogy a hagyományos szerkezettervezésben mindmáig uralkodik a síkbeli modellezés, így ezt a közelítést egy valóban hosszú és viszonylag sűrű oszlopsorra elfogadhatjuk.

A 2D-modellel lehetőségünk van mind a süllyedés- és konszolidációanalízisre, mind pedig a stabilitás vizsgálatára. A futtatások sokféle outputjának analízisével megismerhetjük az altalaj, az oszlopszerű testek, a georácok és a töltés kölcsönhatásait, értékelhetjük a különböző módszerek és konfigurációk hatékonyságát. A 88.2. ábra egy oszlopszerű talajjavítás modelljét, annak is a deformált hálóját mutatja.



8.2. ábra: Oszlopszerű talajjavítás 2D modellje, deformált háló.

A szoftver lehetőséget nyújt a különböző építési fázisok nyomán végbemenő változások összehasonlító ábrázolására is, ehhez célszerűen megválasztott pontokat kell kijelölni, majd ábrázolható például e pontok mozgásainak időbeli változása vagy az e pontokban ébredő feszültségek alakulása.

8.3.2. Oszlopszerű talajjavítások tengelyszimmetrikus modellezése

Az oszlopszerű talajjavítások modellezésére használják már egy ideje a tengelyszimmetrikus, továbbiakban AXY-modellezést (8.3. ábra). Így egyetlen javított oszlopot és az azt körülvevő azon talajhengert vizsgáljuk, melynek terhelését a vizsgált oszlop jórészt átveszi. Az alapgondolat szerint a térbeli raszterből egy tengelyszimmetrikus ábrát kell képezni, melyet a 8.4. ábra szemléltet. Ennek sugarát a kezelés kiosztásából a területazonosság elvén lehet meghatározni:

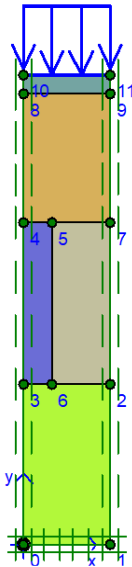
$$\text{– négyzethálós kiosztás esetén} \quad R = 1,13 \cdot L \quad (8-10)$$

$$\text{– szabályos háromszöges kiosztás esetén} \quad R = 1,05 \cdot L \quad (8-11)$$

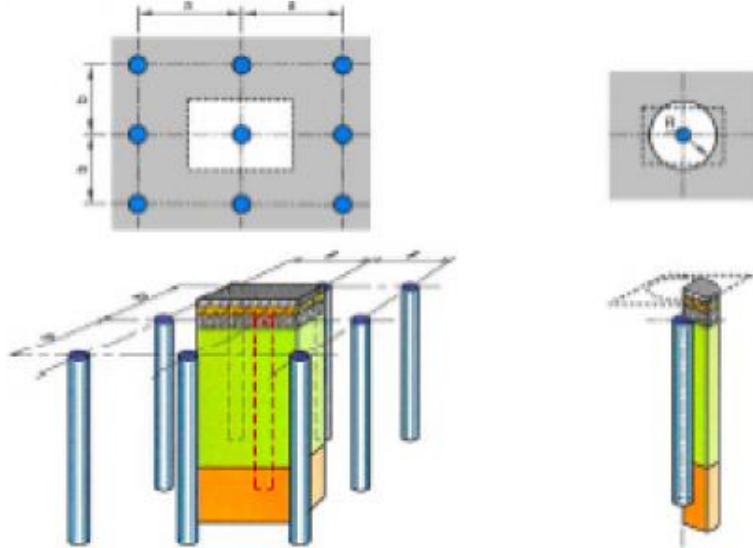
ahol L az oszlopok közötti távolságot jelenti.

A modellben a szimmetriatengelytől R távolságban a vízszintes mozgást kizáró peremet tételezünk fel, mivelhogy ott a szomszédos talajhengerek következnek. A javított oszlopot célszerűen Mohr-Coulomb talajmodellel kezelt talajként lehet modellezni.

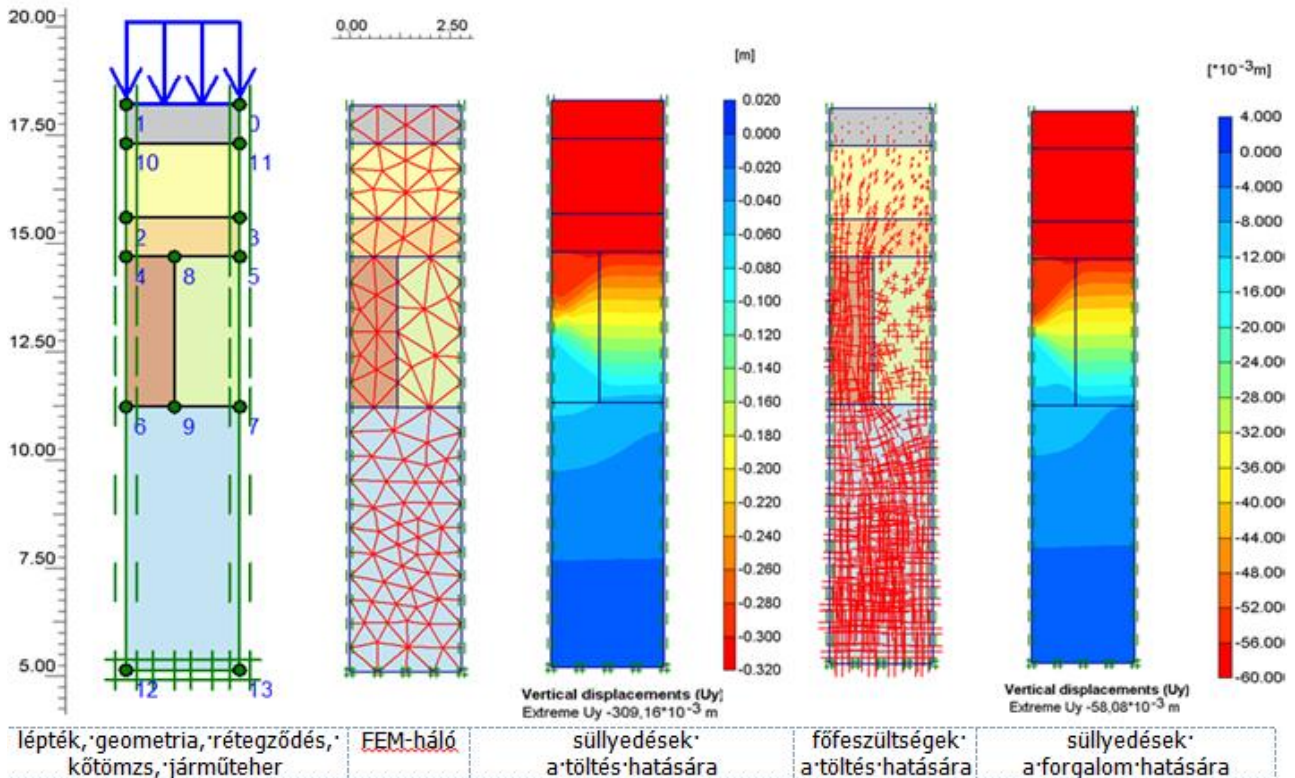
Azt vizsgálhatjuk, hogy a töltés, a ráépülő pályaszerkezet és az arra kerülő forgalmi terhelés mekkora süllyedéskülönbséget okoz az oszlop tengelye és az azt körülvevő talajhenger palástja között. A kiadódó alakváltozási- és feszültségmezőt abból a szempontból is elemezhetjük, hogy kialakul-e az oszlopok fölött és között a kellő átboltozódás. A tengelyszimmetrikus modell a stabilitással kapcsolatban természetesen nem ad felvilágosítást, a konszolidáció vizsgálatára közelítésként alkalmazható. A modell egy viszonylag nagykiterjedésű töltés belső zónáiról ad reális képet, a töltésláb körül az oldalkitérés miatt nagyobb mozgások várhatók. A módszer előnye az egyszerűsége, gyorsan lefuttathatók vele a számítások. A 8.5. ábra egy oszlopszerű talajjavítás ilyen modelljének eredményeit érzékelteti.



8.3. ábra: Oszlopszerű talajjavítás AXY-modellje



8.4. ábra: Oszlopszerű talajjavítás térbeli rendszere

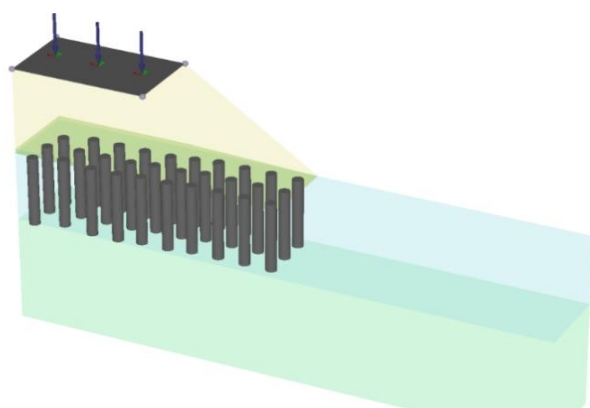


8.5. ábra: Kötőmzsök hatásának tengelyszimmetrikus modellezése

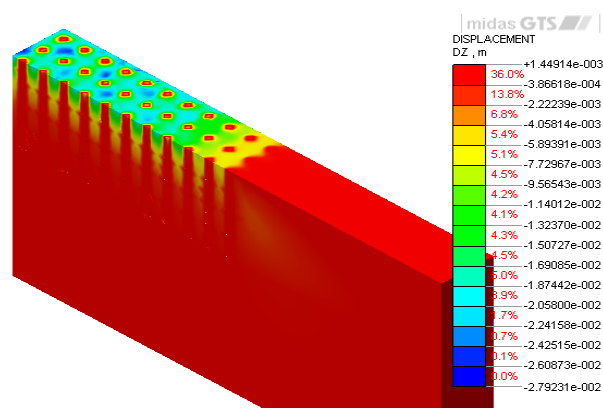
8.3.3. Oszlopszerű talajjavítások 3D modellezése

A 3D modellekkel általában akkor célszerű dolgozni, ha a probléma egésze térbeli, mint pl. egy hídfő környezete. Az eredeti általajt és a töltést háromdimenziós testként vihetjük a modellbe, s közéjük kell beilleszteni az oszlopszerű talajjavításokat (kavicscölöpöket, kötömszöket, mélykeveréssel előállított talajbeton testeket, betoncölöpöket). Modellezésükre a Plaxis 3D szoftver a cölöpök modellezése kapcsán ismertetett volume pile és volume pile beam modellezési lehetőségeket kínálja fel. A VP modellezésben a talajelemmel modellezett oszlophoz rendeljük hozzá a kavicsra, kőanyagra, betonra, talajbetonra jellemző paramétereket. A VPB modellezéséhez ehhez még az oszlop tengelyébe egy olyan nagyságrendekkel kisebb merevségű „beam” elemet adunk meg, mely a „solid” elemekből álló oszlop viselkedését nem befolyásolja, viszont az igénybevételei közvetlenül kinyerhetők. Ez azonban nem feltétlenül szükséges, a talajjavító oszlopok esetében általában elegendő a belső feszültségek ellenőrzése.

A 8.6. ábra egy oszlopszerű javítás 3D modelljét érzékelteti. A töltésnek csak egy szakaszt vizsgáljuk, olyan hosszúságút, mely az oszlopok egy ismétlődési egységét tartalmazza. E modell képet adhat az oszlopok körüli talajmozgásokról, a gyenge általajnak az oszlopok közötti esetleges kipréselődéséről stb. (8.7. ábra). Természetesen e térbeli modellel is mind a süllyedésekről, mind a süllyedéskülönbségekről és ezek időbeli alakulásáról (a konszolidációról) és az állékonyságról is képet kaphatunk. A 8.8. ábra jellegzetes mozgásképeket mutat kötömszős töltésalapozás esetén.



8.6. ábra: Oszlopszerű talajjavítás 3D-modellje



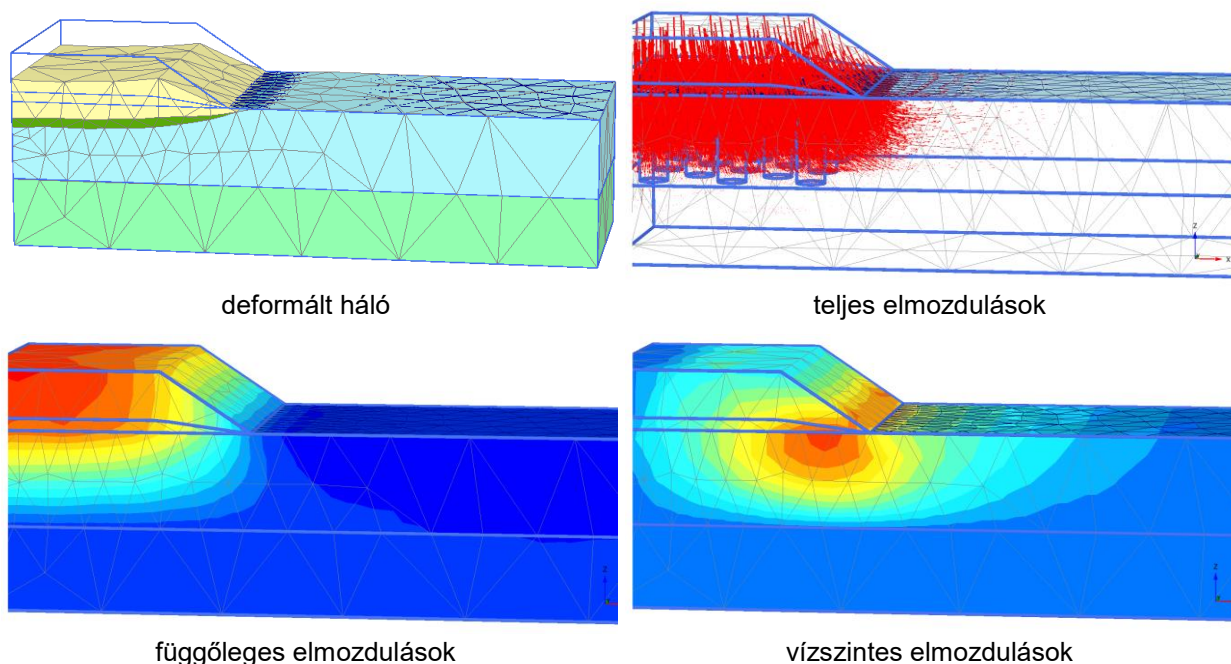
8.7. ábra: Az oszlopok elmozdulása

8.4. Süllyedések és süllyedéscsökkentés számítása

A gyenge talajon épülő töltések tervezésekor a legfontosabb kérdés általában a süllyedések mértéke. Ha az első számítások több deciméteres süllyedéseket jeleznek, akkor általában célszerű azokat a töltéssúly csökkentésével vagy az általaj előzetes javításával korlátozni. Ilyen mértékű süllyedések esetén ugyanis kockázatos pusztán az építésszervezési eljárásokra hagyatkozni. A konszolidáció előrejelzése ugyanis meglehetősen bizonytalan, nagy a veszélye annak, hogy a megengedettnél nagyobb süllyedések maradnak vissza a tervezett határidő után, s ilyenkor már lényegében nincs más lehetőség, mint a további várakozás.

A folyópályatöltés okozta abszolút süllyedések a hagyományos egyszerű számításokkal vagy 2D végelelemes modellezéssel viszonylag jól becsülhetők, ám a műtárgyakhöz

(hidakhoz, átvezetőkhez) csatlakozó töltések és az oszlopszerű talajjavítások esetében már hasznos a 3D modellezés. Hasonlóképpen érdemes így elemezni a járműterhek süllyedés-növelő hatását is, amint arra rámutattunk, különösen ha viszonylag alacsony töltést tervezünk, esetleg éppen a süllyedések korlátozása végett.



8.8. ábra: Kötömzsős alapozás jellegzetes mozgásképei

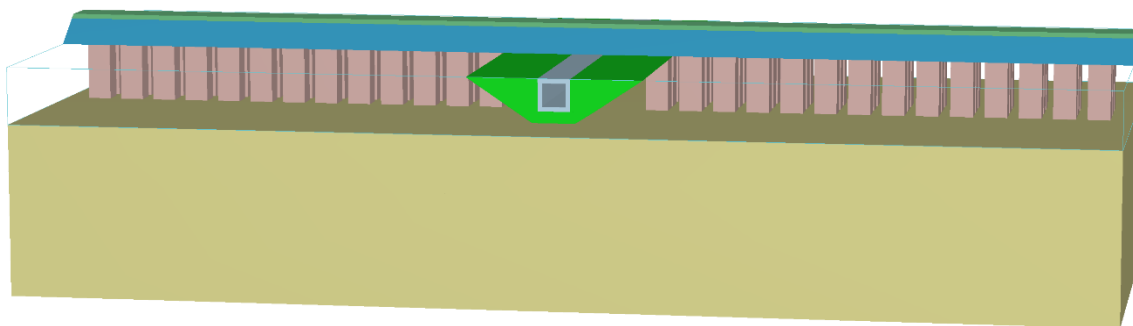
A süllyedésszámítás kulcskérdései

- a modell méretének felvétele,
- a kritikus talajrétegek anyagmodelljének megválasztása s annak parametrizálása,
- a talajjavítás modellezése,
- a járműterhelés modellezése.

Ezeket már érintettük, itt egy-két kiegészítést érdemes tenni. A modell alját fel lehet venni a gyenge talaj alatti első „jobb” réteg tetején, mivel a süllyedéseket nyilvánvalóan a gyenge talaj összenyomódása határozza meg, az annál egy nagyságrenddel merevebb talaj összenyomódását már el lehet hanyagolni. Ha viszont a talajjavító oszlopok ebbe a jobb rétegbe behatolnak, akkor célszerű mélyebbre venni a modell alját, irányadónak vehetjük a 6. fejezetben írtakat. Az anyagmodelleket általában nem kell azonosra választani, és érdemes lehet több modellel is lefuttatni a számításokat. A gyenge rétegre – a korábbiak szerint – ajánlatos az SSC modellt használni. A süllyedést meghatározó módosított kompressziós indexet hacsak lehet ödométeres vizsgálatból kell meghatározni, s értékét – hacsak lehet – próbatöltéssel vagy az első építési szakaszokon végzett süllyedésmérések alapján kell pontosítani. Az oszlopszerű talajjavítások geometriáját parancsokkal (workflow) célszerű bevenni, hogy könnyű legyen az optimális megoldás megtalálása. A járműterhelés hatását undrained viselkedés feltételezésével indokolt számítani.

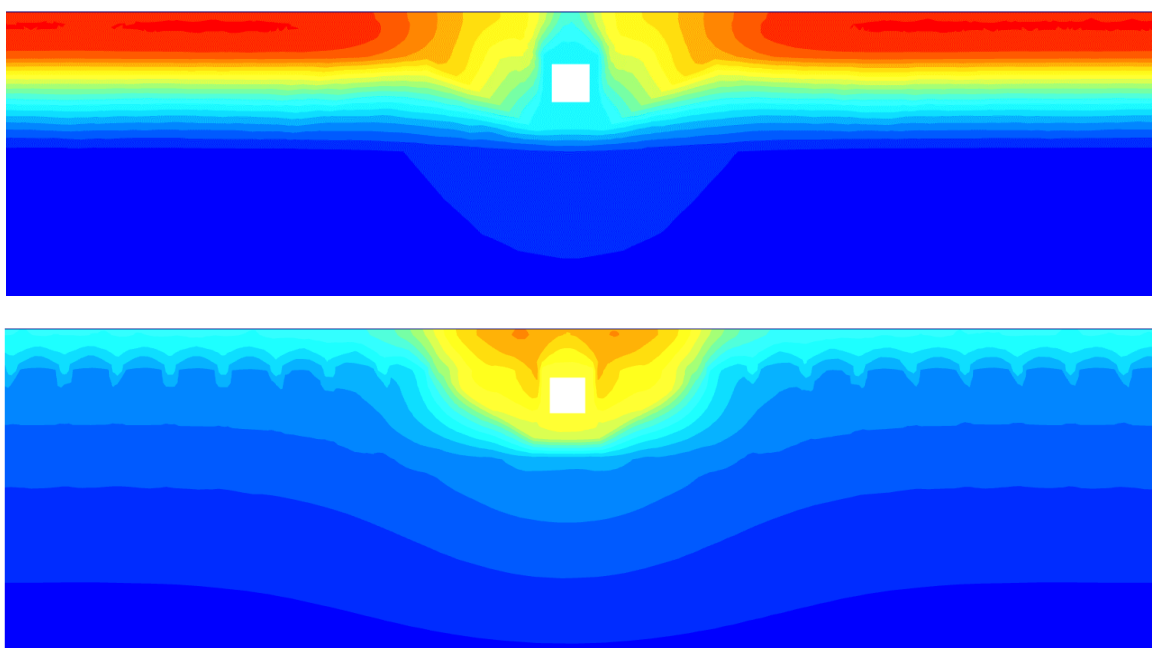
Az oszlopszerű talajjavítások süllyedéscsökkentő hatásának 3D vizsgálatára a 8.3. fejezetben már mutattunk példát, itt a lehetőségek érzékeltetésére még egy vasúti pálya HSS modellel végzett 3D vizsgálatának eredményeit mutatjuk be.

Egy rézsúsen kiemelt, majd szemcsés anyaggal visszatöltött munkagödörbe fektetett 2,0 m széles és magas áteresz felett áthaladó 96 m hosszú, 2,0 m magas töltés alá négyzethálós kiosztásban egymástól 3,0 m-re 1,8 m átmérőjű, mélykeveréssel előállított oszlopok kerültek egy 5,0 m mélységig terjedő puha iszap javítására. Az oszlopokat térfogati elemmel modelleztük, s javított talajparamétereket adtunk meg rájuk. Először hengerként adtuk be, de miután a szoftver a háló generálását nem tudta végrehajtani, hasábokra tértünk át, melyek oldalhosszát a területazonosság alapján határoztuk meg. A 8.9. ábra a geometriai viszonyokat érzékelteti, az iszapréteg az oszlopok láthatósága végett szintelen lett.



8.9. ábra: Vasúti pálya altalajának javítása mélykeveréssel előállított oszlopokkal.

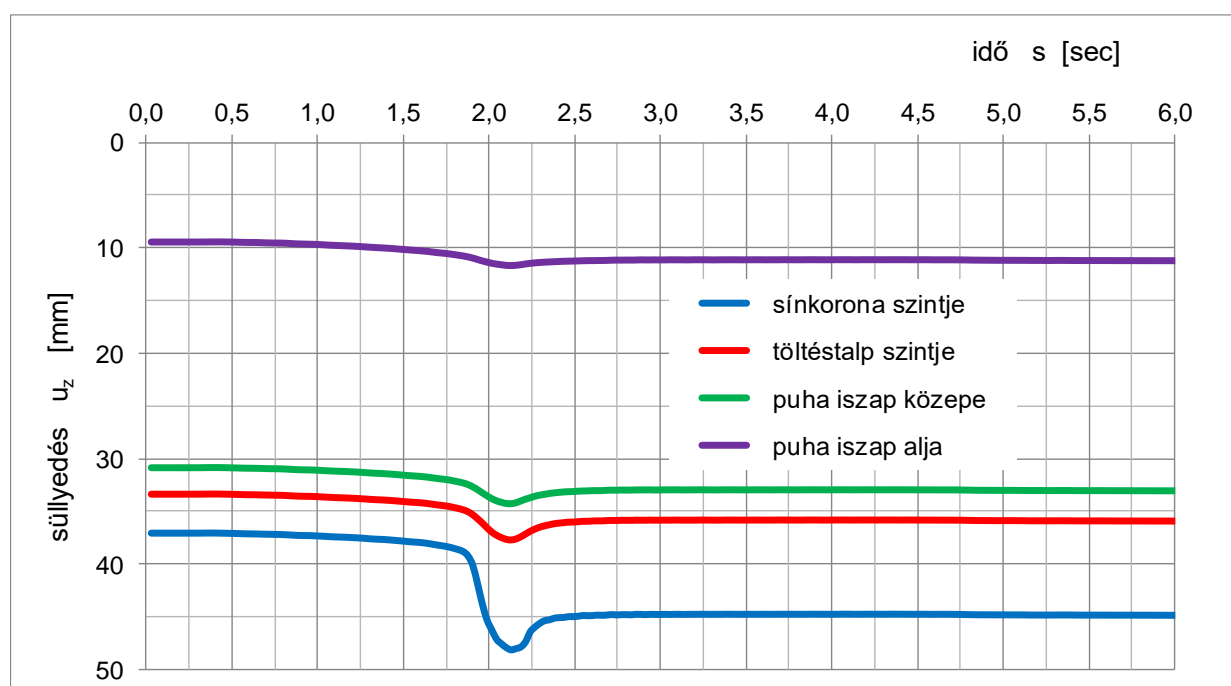
A 8.10. ábra az építés végén kialakul süllyedések képét mutatja. A talajjavítás nélküli esetre vonatkozó felső ábrán érzékelhető a folyópálya alatt bekövetkező nagyobb süllyedés (vörös szín), illetve az áteresz környékének kisebb összenyomódása. Az alsó ábra a talajbeton oszlopokkal javított altalajra épülő töltés süllyedésképét mutatja. A süllyedés a folyópálya alatt jelentősen, az eredeti érték ötödére csökkent. A legnagyobb süllyedés az áteresz melletti visszatöltés felett, a zúzottkő ágyazat tetején következik be (narancssárga szín), mivel ott oszlopok nem készültek.



8.10. ábra: A vasúti pálya süllyedése talajjavítás nélkül (felül) és talajjavítással (alul) egy áteresz környezetében

A mozgó vasúti teher modellezésére a PLaxis szoftver a dynamic point load alkalmazását kínálja fel. A pálya felett a jármű tengelyeinek távolságában koncentrált teherpárokat kell definiálni, a leggyakrabban modellezett LM71 vonatteher esetében $4 \times 2 \times 125$ kN erőt $3 \times 1,6$ m-enként. Mindegyik erőpárhoz egy „dinamikus” szorzó tartozik, mely az idő függvényeként adható meg, s e szorzók kapcsolják be- és ki a terheket, szimulálva a gördülő jármű hatását. A jármű modellezni kívánt sebességéből számítjuk a dinamikus szorzók váltásának időközét, a példában 80 km/h sebességre és 1,6 m tengelytávolságra ez 0,072 s volt. A modellezett 96 m hosszú szakasról a belépéstől számított 4,54 s után fut ki a negyedik tengely. Ezután még tette meg, s az utolsó tengely „kifutása” után még néhány s időt érdemes volt vizsgálni, hogy a tehermentesülés hatására bekövetkező visszaemelkedést is megismerhessük.

A 8.11. ábra azt mutatja be, hogy miként növeli a süllyedést egy így modellezett egyetlen vagon átfutása az áteresz szélétől 0,5 m-re, a modellezett 96 m-es szakasz elejétől 46 m-re felvett keresztmetszetben különböző szinteken. Érzékelhető, hogyan fejlődik ki és cseng le a süllyedés a vagon elhaladása nyomán, illetve, mennyi marad vissza belőle. Látható az is, hogy milyen mélységig mennyire hat le, illetve melyik zóna mekkora deformációkat szenvedett.



8.11. ábra: A vonatteher által okozott többletsüllyedések időbeli alakulása az áteresz melletti keresztmetszvényben különböző szinteken

8.5. Konszolidáció és konszolidációgyorsítás vizsgálata

A töltésalapozási feladatokban általában elengedhetetlen az építési fázisok időbeliségének előzetes vizsgálata, illetve az építés közben mért süllyedések értékelése, különösen ha lépcsős építést vagy többlettöltést tervezünk, illetve ha a konszolidációt szalagdrénekkal kívánjuk gyorsítani. (Erre alkalmasak a vibrált kőoszlopok és a döngölt kötőzsök is, de azokat – nagyobb költségük miatt – inkább csak akkor alkalmazzuk, ha a süllyedéseket is csökkenteni kell.) A hagyományos, egydimenziós függőleges szivárgást és összenyomódást feltételező számítások általában túlbecsülik a konszolidációs időket, mert a valóságban a

gyenge talajokból a víz a folyópályák alatt oldalirányba is elszivároghat, különösen ha nem túl széles a töltés, a sokszor vizsgálandó hídfők környezetében pedig még a híd felé is mozoghat a víz. Ezért az előbbi esetben síkbeli 2D, az utóbbiban 3D térbeli végeselemes modellezést érdemes bevetni, ezek alapján többnyire sokkal gyorsabb építést lehet engedélyezni. Megjegyezzük azonban ismételten, hogy a talajok áteresztőképességének pontossága a meghatározó, az eredmények értékelésekor ezt a legalaposabb modellezés esetén is tekintetbe kell lenni.

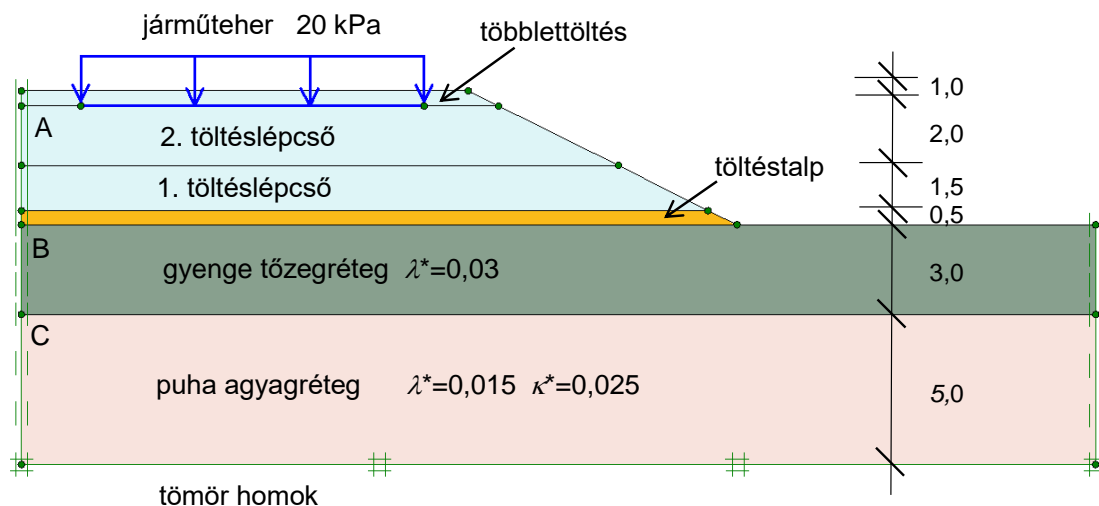
A konszolidáció vizsgálatához a PLAXIS 3D szoftver három lehetőséget kínál fel (a Plaxis 2D változata csak az első kettőt):

- stage construction számítás, melyhez meg kell adni az építési fázis időtartamát, mely alatt a talajok áteresztőképességétől függően zajlik a konszolidáció, s elér bizonyos fokot,
- minimum excess pore pressure számítási mód esetén a számítási fázis végén megengedett pórusvíznyomás-növekmény értékét kell megadni, ezt $\Delta u=5-10$ kPa értékre szokás beállítani, ami azt jelenti, hogy a szoftver addig számítja a konszolidációt, amíg a töltésteher okozta pórusvíznyomás-növekmény ez alá az érték alá nem csökken,
- a konszolidációs fok számítási mód választásakor a szoftver addig számítja a konszolidációt, amíg a beadott értéket el nem éri az előírt, jellemzően 90% értéket

Megjegyezzük, hogy ha konszolidációs számítási fázist iktatunk be a modellezésbe, akkor ebben egy talaj értelemszerűen akkor is drénezett viselkedést mutat, ha drénezetlenként definiáltuk. Fontos kérdés, hogy konszolidációs számításban a modellezett tér két oldalát és az alját is a drénezés szempontjából a valóságot legjobban közelítő módon kell beállítani.

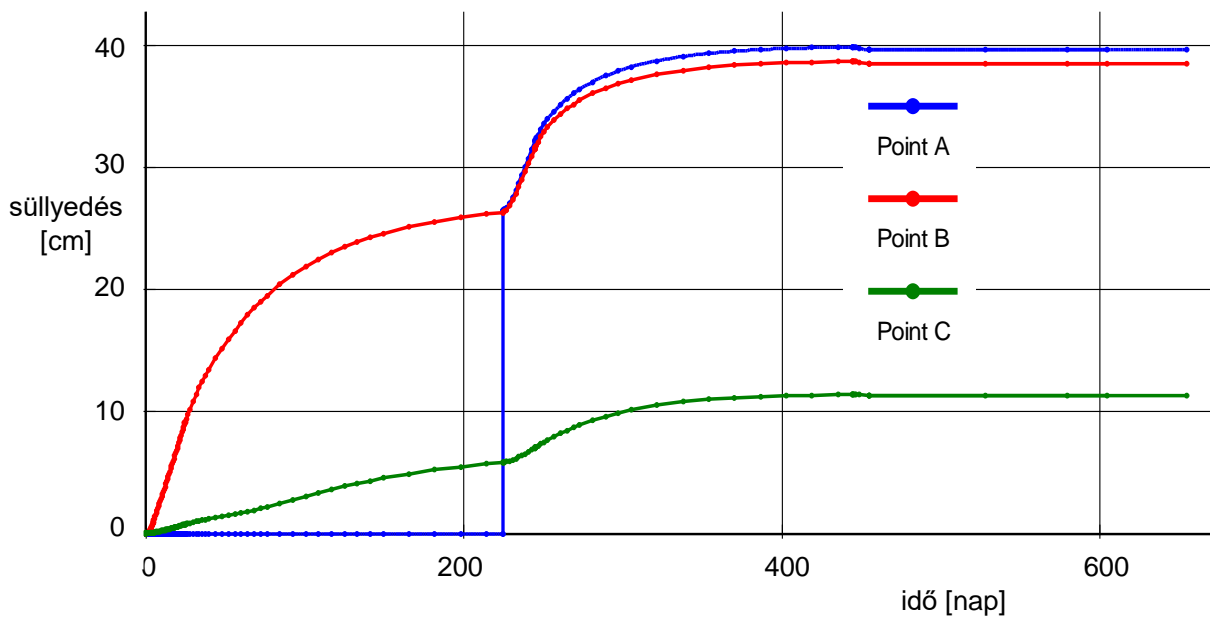
A konszolidációs vizsgálatok eredményeit célszerűen megválasztott pontok mozgásának (esetleg pórusvíznyomásának) időbeli változását a szoftverek diagramszerkesztőjével ábrázolva lehet értékelni.

A 8.12. ábra egy gyenge altalajra lépcsős magasítással és többlettöltéssel épített töltés Plaxis 2D modelljét mutatja. Az altalajt SS-modellel írtuk le, a töltést, a töltéstalpat és a fekéreteget Mohr-Coulomb modellel. és a tömör homokot. Érzékelhető a töltésépítés két fázisa, a konszolidáció után visszaszedett többlettöltés mértéke, a járműteher, illetve jelöltük néhány jellegzetes pont helyét.

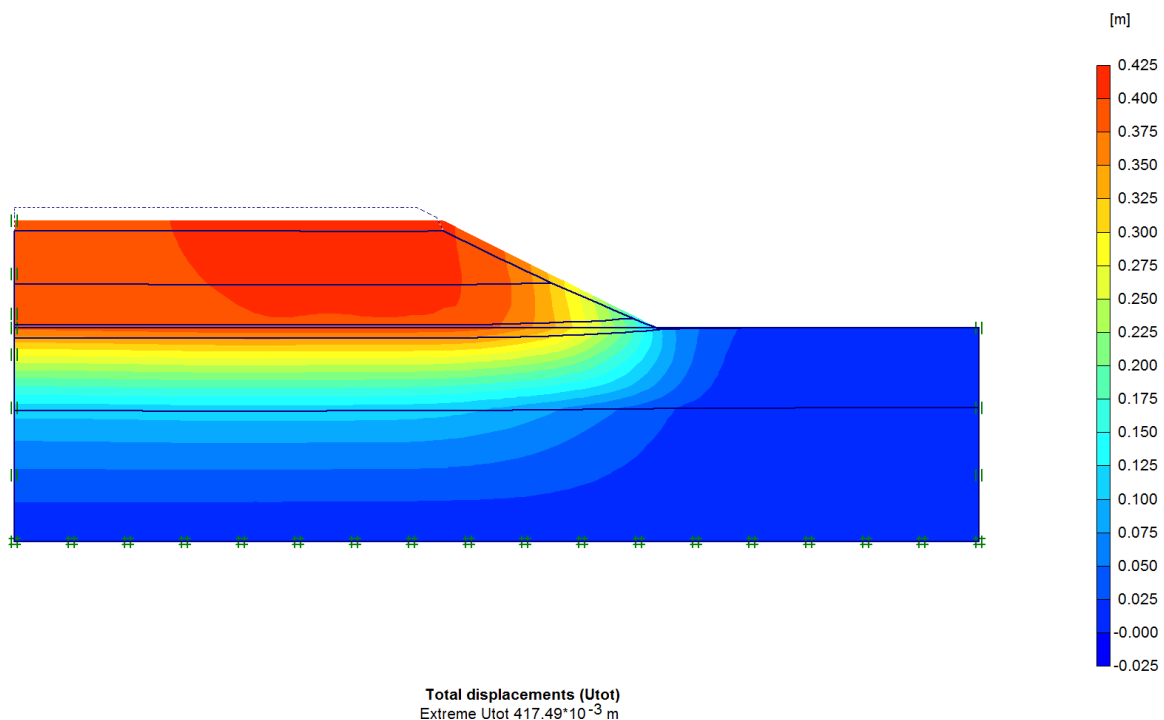


8.12. ábra: Lépcsős építés PLAXIS 2D modellje

A 8.13. ábra a megjelölt pontok süllyedésének időbeli alakulását mutatja, s ezen jól láthatók a töltésépítés fázisai nyomán gyorsan bekövetkezett nagyobb mozgások, majd a közbeiktatott „pihentetési” idő alatt lassuló sebességgel bekövetkező konszolidáció. Észrevehetjük, hogy az 1. lépcső felhúzott 2,0 m magas töltés nagyobb süllyedést okozott, mint a 2. lépcső, pedig az 3,0 m magas volt. Ennek az az oka, hogy az SS modell az összenyomódást szemilogaritmikus összefüggéssel kezeli. Érzékelhető a túltöltés hatása: visszaszedése után alig jött létre süllyedés a forgalmi terhelés alatt. Láthatók a különböző magasságban levő pontok süllyedéskülönbségei, ami a két pont közötti talajzóna összenyomódásából fakad, mely természetesen a tőzeg esetében a legnagyobb (B-C vonalak különbsége), a töltés esetén – köszönhetően a jó töltésanyagának minimális (A és B vonalak különbsége).



8.13. ábra: A töltés és az altalaj különböző pontjainak idő – süllyedés görbéje.

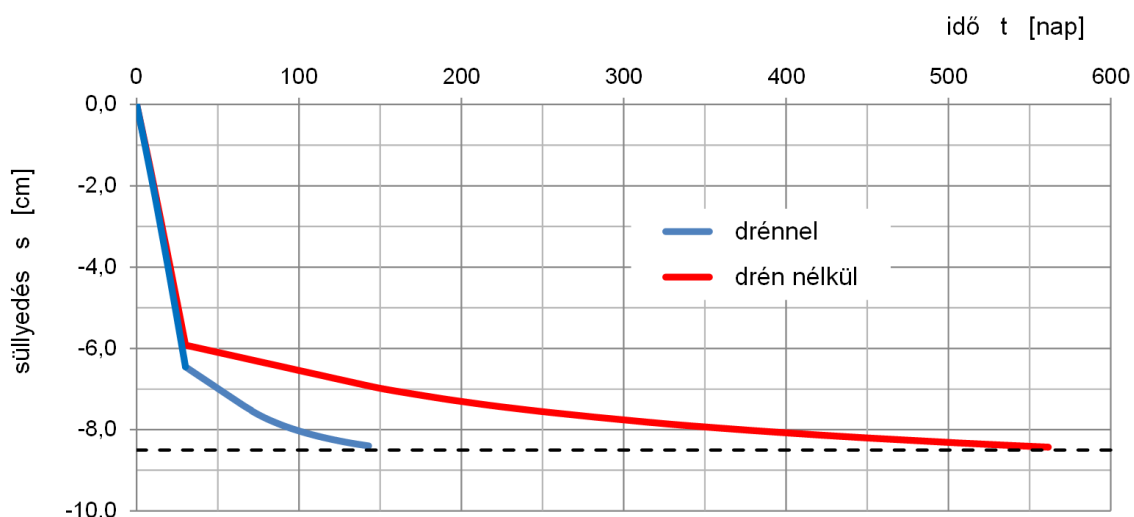


8.14. ábra: A lépcsősen épített töltés elmozdulásképe a teljes konszolidáció nyomán

A 8.14. ábra bemutatjuk az 5 m magas töltés alatti konszolidáció hatására a bekövetkezett teljes elmozdulások képét. Látható, hogy az oldalirányú mozgások miatt nem teknőszerű mozgásképp alakult ki.

A konszolidációgyorsítás céljából alkalmazható függőleges szalagdrének modellezésére a PLAXIS szoftver line drain elnevezésű önálló szerkezeti elemet kínál mind a 2D, mind pedig a 3D változatban, s alkalmazásuk különösebb fogások ismeretét nem igényli. Ajánlatos a drénezést 3D modellezéssel vizsgálni, így terheli az eredményeket az a hiba, hogy a drének körül valójában tengelyszimmetrikus vízszintes irányú vízáramlás van, a síkbeli modellezésben viszont vízszintes párhuzamos. A drének hatása csak Consolidation típusú számítással vizsgálható. A drain elem a tengelye irányában nagyon nagy áteresztőképességű, azt külön megadni nem kell. Csak a bennük kialakuló nyomásszintet (head) kell megadni, ami a drének felső szintjével azonosra vehető, hiszen a dréneken keresztül általában engedjük a vizet tetejükig áramolni. A számítás során a szoftver a pórusvíznyomást a drének minden egyes csomópontjában a megadott belső vízszintből számítja, s a körülük levő víznyomásokat és szivárgási vektorokat ezekhez igazítva határozza meg.

A 8.15. ábra egy konkrét Plaxis 3D számítás eredményét mutatja. A süllyedés mértéke nem volt nagy, viszont – lévén agyagról szó – nagyon elhúzódott volna. A modellben a puha altalaj vastagsága 10 m, áteresztőképessége $k=10^{-9}$ m/s volt. Erre épült rá 30 nap alatt egy 2 m magas töltés. A dréneket négyzethálós raszterben, egymástól 2,0 m távolságra mélyítették le. Az építést követő végállapotot úgy definiáltuk, hogy a szoftver addig számítsa a konszolidációt, míg a töltés teher okozta pórusvíznyomás-növekmény $\Delta u=5$ kPa érték alá nem csökken. Az ábra mutatja a drének beépítése nélkül, illetve a drénekekkel zajló konszolidációs folyamatot. Látható, hogy a drénekekkel már kb. 5 hónap alatt kialakul az a már elfogadható konszolidációs süllyedés, melyhez drének nélkül kb. 20 hónap kellene.



8.15. ábra: A konszolidációs folyamata drénekekkel és drének nélkül

8.6. Állékonyság és állékonyságnövelés vizsgálata

8.6.1. Bevezető

A gyenge altalajra épített töltés állékonyságát döntően a gyenge altalaj 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 csekély növekménye viszont még kevés lehet az állékonysághoz.

A Plaxis szoftver φ - c redukciós, újabban Safety elnevezésű állékonyságszámítási módját korábban már ismertettük. Láttuk, hogy ennek az a legnagyobb előnye a határegyensúly elvét követő hagyományos számításokkal szemben, hogy nem szükséges a vélelmezett csúszólap előzetes definiálása, a tönkremeneteli felület a számításból „magától” kiadódik a képlékennyé váló talajelemek együtteséből. Ez különösen azért fontos a töltésalapozások esetében, mert az általában markánsan rétegzett altalaj, az egyenlőtlen részleges konszolidáció, illetve az oszlopszerű talajjavítások miatt nehéz felbecsülni a legveszélyesebb törési mechanizmust. Nagyon fontos ugyanakkor, hogy a modelltől kiadódó törési mechanizmust értékeljük, állapítsuk meg, hogy valóban olyanra adódott-e ki a számítás végén a biztonság, melytől valóban tartanunk kell. Az is előfordulhat, hogy a Safety számítás közben a tönkremeneteli mechanizmus megváltozik, ezért a közbenső redukciós állapotokat is vizsgálni kell.

Különleges esetként kell tekintenünk a szétcsúszás problémáját, mert az egy határozott felületen, a terepszinten, a felső talajrétegen, annak leromlott vékony zónájában következik be. Ennek modellezését ezért külön tárgyaljuk.

Hangsúlyoznunk kell még, hogy a Safety számításokat mindaddig folytatni kell, míg a redukciós tényező, a biztonság nem stabilizálódik. Ezért a maximális lépések számát gyakran akár 1000-re is fel kell növelni, a standardként beállított 100 helyett. Ha nem áll be gyorsan, egy-kétszáz lépésre a redukciós tényező értéke konstansra, s különösen, ha azt érzékeljük, hogy a növekedésének mértéke szakaszosan változik, akkor e szakaszok jellemző tönkremeneteli mechanizmusait is érdemes a biztonsági tényezőikkel együtt összevetni.

8.6.2. Töltésépítés vizsgálata

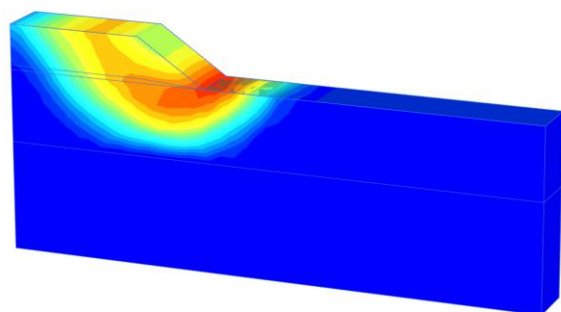
Ha a süllyedések csökkentése végett időigényes költséges oszlopszerű talajjavítást alkalmazunk, akkor általában már szeretnénk a töltést gyorsan felhúzni. Ilyenkor azonban fennállhat a talajtörés veszélye, azt feltétlenül ellenőrizni kell.

A gyors építés végére vonatkozó állékonyságvizsgálatokat elvégezhetjük drénezetlen állapotot feltételezve, a gyenge talajt c_u drénezetlen nyírószilárdsággal jellemezve. Ennek felvétele támaszkodhat nyírószonduzásra, egyirányú nyomóvizsgálatra vagy tapasztalati adatokra. E megközelítéssel szemben sok elvi ellenvetés megfogalmazható, ugyanakkor ez egyszerűségének köszönhetően jól kézben tartható.

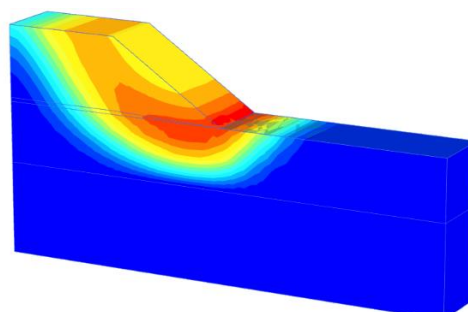
A 8.16. ábra különböző vibrált kőoszlopos (kavicscölöpös) töltésalapozás általános állékonyságának vizsgálati eredményeit mutatja az építés végi időpontra. Ebben a kavicscölöpöket talajként MC-talajmodellel vittük a modellbe.

Az ábrán jól érzékelhető, hogy a szoftver kiadja a kritikus törési mechanizmust, s az függ a töltés magasságától, az altalaj eredeti teherbírásától és a kavicscölöpök kiosztásától. A talajjavítás nélkül és ritka kavicscölöpözéssel alámetsző csúszólap alakul ki, a törés alapvetően a gyenge rétegben következik be, s áthalad a kavicscölöpökön is, elnyírva azokat. A sűrűbb kiosztással az altalaj már annyira feljavul, hogy nagyobb ellenállással rendelkezik,

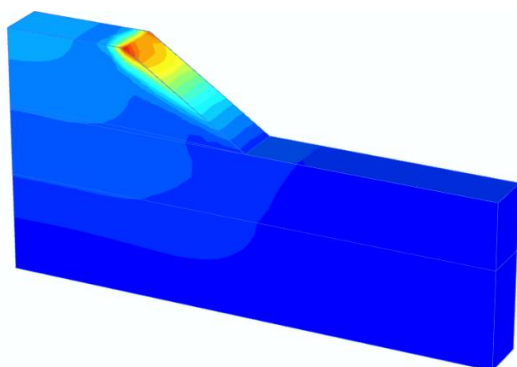
s így az állékonyságvesztés a töltésrézsű felszínén hámlásszerűen következik be. Ha viszont ugyanilyen javítású alattajon egy magasabb töltés épül, akkor a csúszólap fészke valahol a töltés talpa, a kavicscölöpök feje táján alakul ki.



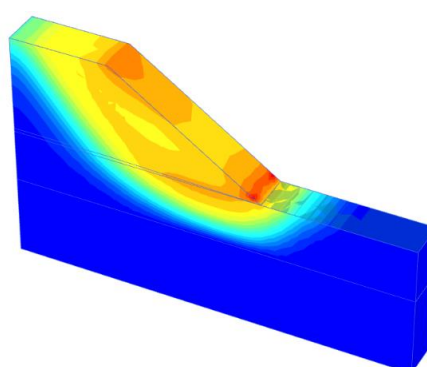
$h=5$ m, $c_u=20$ kPa, nincs általajjavítás, $n=1,01$



$h=10$ m, $c_u=30$ kPa, 3×3 m kiosztás, $n=1,21$



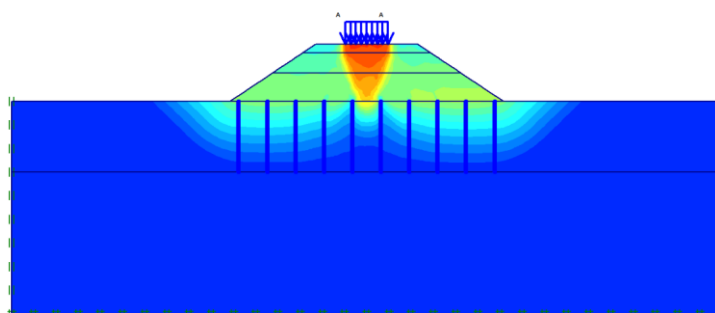
$h=10$ m, $c_u=60$ kPa, 2×2 m kiosztás, $n=1,47$



$h=15$ m, $c_u=60$ kPa, 2×2 m kiosztás, $n=1,42$

8.16. ábra: Jellegetes törési mechanizmusok h töltésmagasság, a c_u az általaj drénezetlen nyírószilárdsága, n a biztonság.

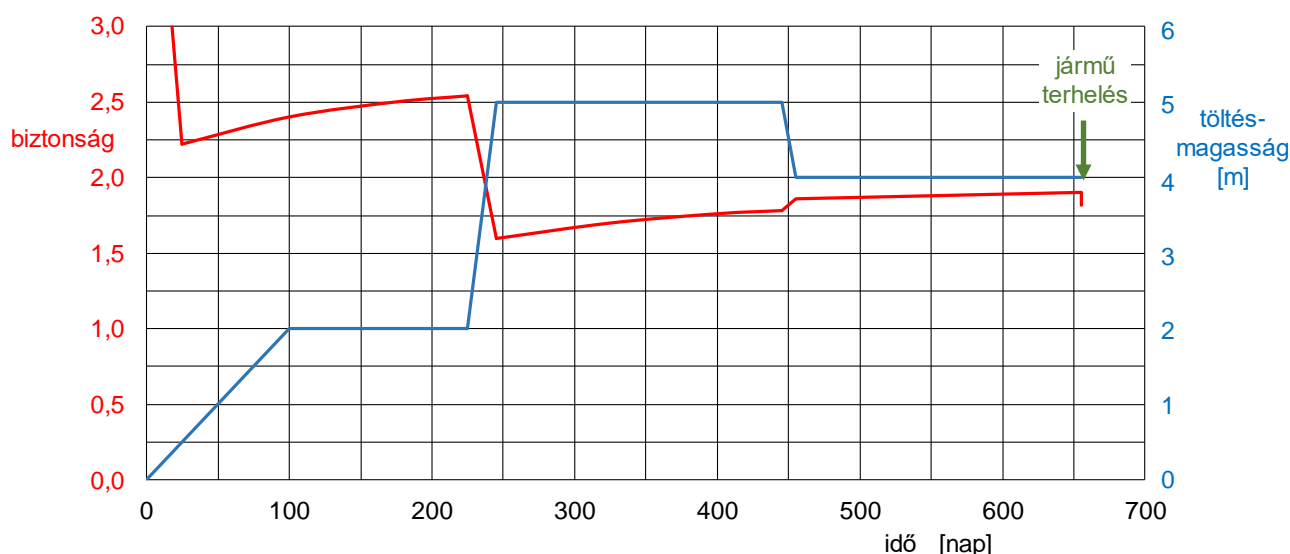
A 8.17. ábra egy mélykeveréses, oszlopszerű talajjavítás drénezetlen viselkedést feltételező 2D modellezésével a végállapotra kapott tönkremenetel mechanizmusát mutatja. Az oszlopokat helyettesítő falat lineárisan rugalmas anyaggal vittük be, ami végtelen nagy szilárdságot feltételez. Látható, hogy a csúszólapok nem mennek le a gyenge talaj fekéjéig, s nem metszik át az oszlopokat, s a kétoldali rotációs mozgásra rásegít a járműteher.



8.17. ábra: Törési mechanizmus járműterhelés hatására mélykeveréses oszlopszerű talajjavítás esetén síkbeli modellel

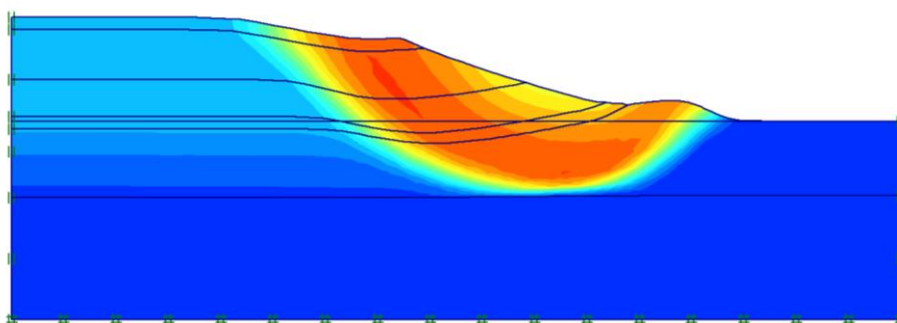
Amennyiben a töltés együtemű felépítése az állékonyság veszélyeztetése miatt nem engedhető meg, és talajjavítást nem kívánunk végezni, lépcsős építést érdemes végezni. A fejlett anyagmodellek, a felkeményedő és a puha talajok modelljei képesek szimulálni talajszilárdság konszolidáció okozta javulását, így az egyes építési és konszolidációs fázis után

elvégzett Safety számítással felmérhetjük, miként alakul a biztonság. A 8.18. ábra a 8.12. ábrán bemutatott eset állékonyságvizsgálatainak eredményét mutatja. Megemlíthetjük, hogy ha az 5 m magas töltést egy lépcsőben építenék fel, akkor a modell szerint a biztonság 1,3 lenne, ami már meggondolásra készítheti a tervezőt.



8.18. ábra: A biztonság változása a 8.12. ábrán vázolt lépcsős építés esetében

A 8.19. ábra a második lépcső 20 napos felhúzása végén, a 245. napon fenyegető állékonyságvesztés mechanizmusát mutatja be, mellyel szemben adódott a legkisebb biztonság. Látható, hogy a csúszólap nem hatol be a jobb szilárdságú altalajba, s a töltéstalpnál számottevő emelkedés következne be.



8.19. ábra: A lépcsős építésű töltés legkisebb biztonságú állapotában fenyegető törési állapot mozgásmechanizmusa

8.6.3. Szétcsúszás vizsgálata 2D modellezéssel

Szétcsúszás akkor fenyeget, ha a terület felszínén nagyon gyenge kisszilárdságú vékony réteg van, s erre épül a töltés. Ha a gyenge réteg vastagabb, akkor már mélyebbre hatoló csúszólap kialakulása a valószínűbb. A felszín általában csak akkor lehet egy csúszólap meghatározó része, ha ott a korábbi kiszáradások-elnedvesedések okozta térfogatváltozások, a nagy szervesanyagtartalom, az aktuálisan lehullott csapadék és a mezőgazdasági vagy építőgépek okozta átgyúródás nagyon puha konzisztenciát és ezzel rendkívül alacsony nyírószilárdságot eredményez.

(Megjegyezzük, hogy töltéseken belül is „előállíthatjuk” ezt a csúszási formát, ha rétegetten, egymáshoz képest rosszul megválasztott dolgozunk, de az ilyen rétegcsúszások

elsősorban ferdén rétegzett természetes lejtőkben és bevágásokban szoktak bekövetkezni. Különösen veszélyesek azok a helyek, ahol az alsó lejtős, vízzáró agyagréteg felett vízát-eresztő rétegek (homok, iszapos homok, áthalmozott lösz, lejtőtörmelék) települtek. Az agyag felszíne már akkor leromolhatott, amikor egykoron az terepfelszín volt, s elhumuszosodott. A csapadékvíz – esetleg éppen az építéssel megnyitott felületen – beszivárog, az alsó réteg felszínére jut, s gyengíti annak csúszási ellenállását. A következőkben bemutatandó modellezés az ilyen esetekre is alkalmazható.)

A szétcsúszás (illetve másféle rétegcúszások) modellezésekor kétféle módon járhatunk el. Az egyik lehetőség az, hogy a potenciális csúszási felületre egy vékony talajréteget viszünk be gyengébb paraméterekkel. A rétegvastagságot nem ajánlatos 0,5 m-nél kevesebbre választani, mert a túlzottan vékony rétegek numerikus problémákat okozhatnak. A másik lehetőség az, a réteghatárra interface elemet viszünk be. Ezek az interface-ek tömeg és vastagság nélküli modellelemek, amelyek egyrésztől lehetővé teszik, hogy az egymással érintkező talajrétegek egyazon helyen ugyanazon feszültségek hatására az anyagtulajdonságaikból eredően különböző elmozdulásokat szenvedjenek. Másrésztől a határfelületi elemmel adható meg, hogy a talajrétegek közötti nyírófeszültség az egyik nyírószilárdságának legfeljebb hányadrésze lehet (R_{inter}). A réteghatár azon oldalára kell rajzolnunk az interface-t, amelyiken levő réteg szilárdságát csökkentve kívánjuk a határfelületi nyírószilárdságot meghatározni. E réteg anyagának definiálásában kell megadni az R_{inter} nagyságát, melyről tudni kell, hogy 0,4-nél kisebb érték már numerikus zavarokat okozhat.

Említést érdemel, hogy a szétcsúszást vagy hasonló rétegcúszást sokszor a bekövetkezett tönkremenetel után, a helyreállítás, védekezés megtervezéséhez kell vizsgálni. Ilyenkor a beiktatott vékony réteg szilárdsági paramétereit vagy az R_{inter} értéket manuálisan módosítgatva „szimuláljuk” a tönkremenetelt, s az így kiadódó paraméterekre alapozva tervezzük meg a megoldást.

A legyengülő felszínen fenyegető szétcsúszás ellen gyakran georácsokat, szőtt geotextíliákat vagy geocella-matracot alkalmazunk. Ezek azonban csak akkor hatékonyak, ha kellően nagy a húzási merevségük és a szakító szilárdságuk, a felszín járhatóságának biztosítására alkalmazott, jellemzően 30 kN/m szakítószilárdságú termékek a szétcsúszás megakadályozása szempontjából értéktelenek.

Az EA húzási merevséget a termékismertetőikben megadott adatokból, a 2, illetve 5 % fajlagos nyúláshoz tartozó (kissé szakszerűtlenül) szakítószilárdságnak nevezett értékekből kell számítani. (3D modellezés esetén anizotróp elemként is definiálhatók a georácsok, a keresztírányra így más merevség adható be.) A merevség megállapítása gondos mérleget és utóellenőrzést kíván, minthogy a georácsok erő/elmozdulás-diagramja nem lineáris.

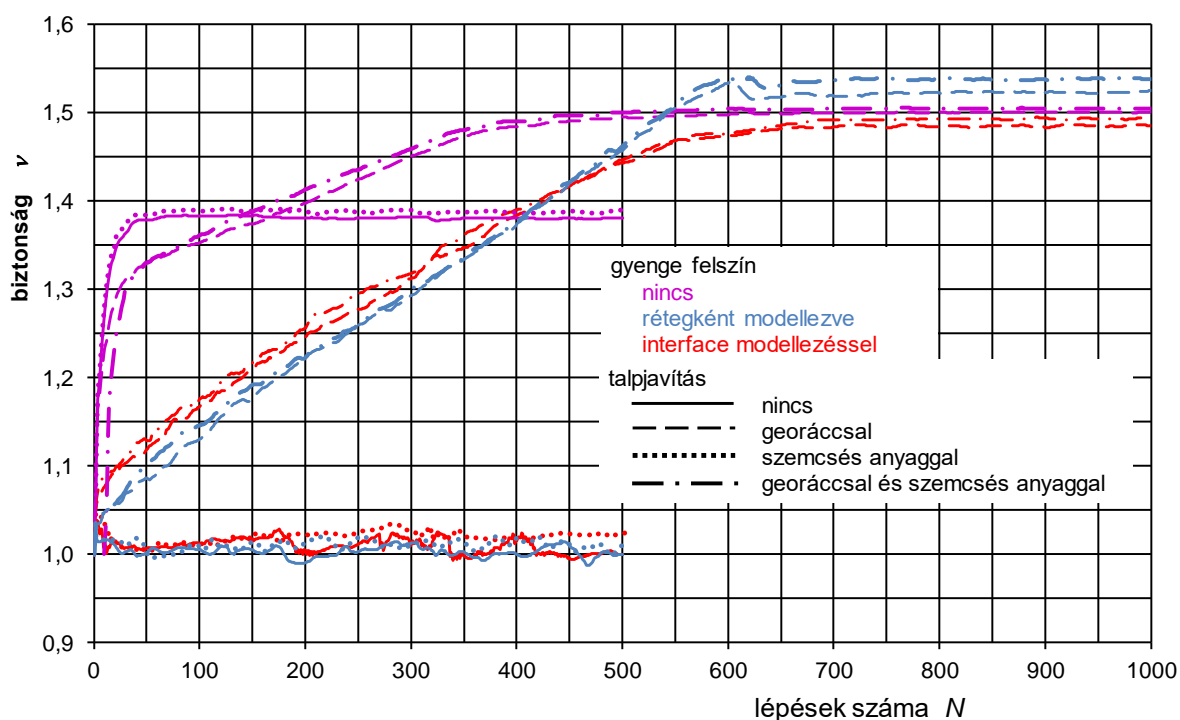
Az állékonyságvizsgálatok céljára készült modellekbe a georácsokat feltétlenül rugalmas-képlékeny elemként kell bevinni, azaz meg kell adni a képlékeny határfeszültséget. Enélkül ugyanis a geoműanyag végtelen nagy húzóerőt vehetne fel, s így a valódi tönkremenetel nem is következhetne be. A határfeszültséget az alkalmazandó termék szakítószilárdságából kell a különböző (építési, vegyi, tartósság stb.) körülményeket figyelembe vevő osztókkal megállapítani. A Plaxis szoftver újabb változataiban már arra is van mód, hogy a Safety számításban a talajok nyírószilárdságával együtt e határfeszültséget is csökkentesük a szoftverrel, ha annak veszélyét a talajok leromlásáéhoz hasonlónak vélelmezzük. Ha

nem adjuk meg a georács határfeszültségét, akkor utólag ellenőrizni kell, hogy benne annál kisebb feszültség (erő) lépett csak fel.

A georácsok és a talajok közé is beépíthetünk interface-t, amivel a talaj és a georács nem tökéletes együttműködését vehetjük számításba, ami pl. agyagok esetén valószínű.

A következőkben egy 12 m magas, 1:2 hajlású, $t=50$ nap alatt, $\varphi=35^\circ$ belső súrlódási szögű és $c=5$ kPa kohéziójú homokból felépített töltés szétcsúszásának vizsgálati eredményeit ismertetjük. A töltés olyan agyagra került, melynek eredeti drénezetlen nyírószilárdsága a terepszinten érvényes $c_u=32$ kPa-ról 10 m-ig $c_u=72$ kPa-ra egyenletesen nőtt. E talaj felszínén azonban a nyírószilárdság az építés kezdetén felére csökkent, amit egy 0,5 m vastag, $c_u=16$ kPa-os réteggel, illetve egy $R_{inter}=0,4$ interface-paraméterrel vettünk számításba. A 0,4 értékre úgy jutottunk, hogy az elsőre számításba vett 0,5 értékkel $\nu=1,12$ biztonságot kaptunk, miközben a réteges modellezzel a biztonság 1,01 lett, s ugyanezt a 0,4 értéket bevezetve kaptuk meg. A talp megerősítésére 0,5 m vastag, $\varphi=35^\circ$ belső súrlódási szögű és $c=5$ kPa kohéziójú szemcsés réteget, illetve $EA=3000$ kN/m húzási merevségű és $F_h=300$ kN/m határfeszültségű georácsot fektettünk a felszínre, s ezeket együtt is alkalmaztuk. A számításokat elvégeztük arra az „alapesetre” is, melyben a felszín nem romlik le.

A biztonsági tényezőnek a 3x4 esetre vonatkozóan kiadódott változását a 8.20. ábra szemlélteti. Jól érzékelhetők a következők:



8.20. ábra: A redukciós=biztonsági tényező változása számítási lépések számával egy agyagréteg felszínén fenyegető szétcsúszásra különböző talperősítésekre

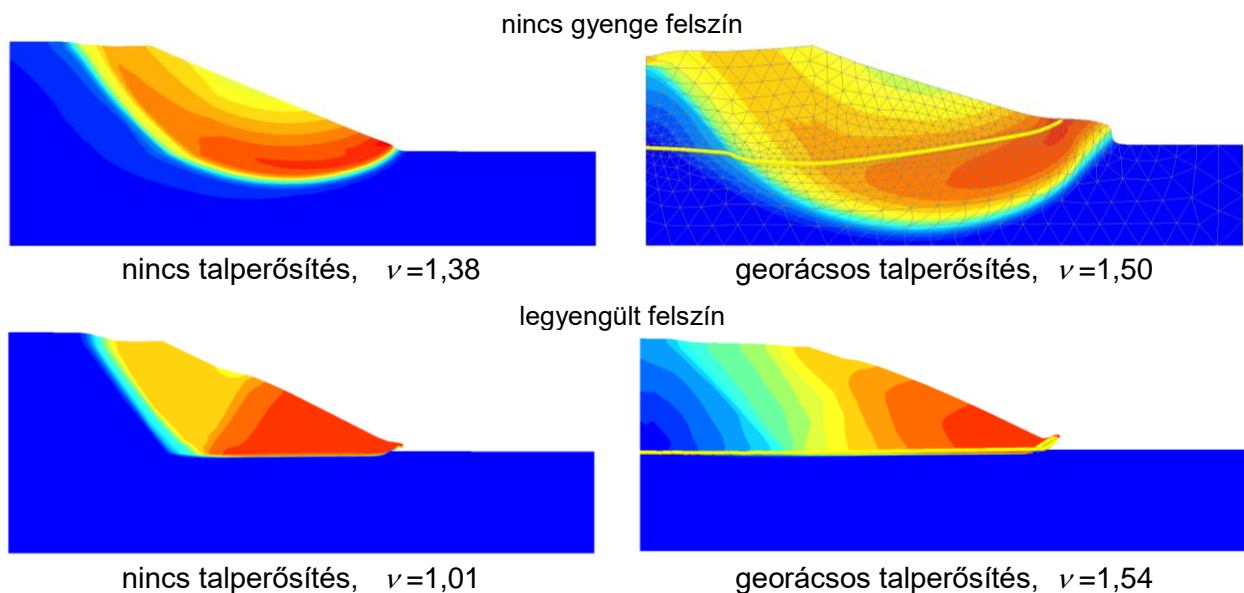
- ha nem következik be a felszín legyengülése, akkor külön óvintézkedés nélkül is megfelelő ($\nu \approx 1,38$) a biztonság,
- a legyengülés miatt a biztonság alig nagyobb 1,0-nél,
- a homokos kavics lényegében nem hatékony, akár önmagában, akár georáccsal együtt alkalmazzuk,

- a legyengülő felszínt vékony réteggel és interface-szel modellezve nagyon hasonló trendvonalakat kaptunk, de a számszerű egyezéshez kellett az R_{inter} 0,4-re való csökkentése,
- a georácsos talperősítés különösen a gyenge felszín esetén hatékony,
- a végső biztonságot lényegében a georács határfeszültsége szabta meg csaknem azonos, 1,38 és 1,54 közötti értékben.

A 8.21. ábra négy törési mechanizmust mutat be, melyből kitűnik, hogy

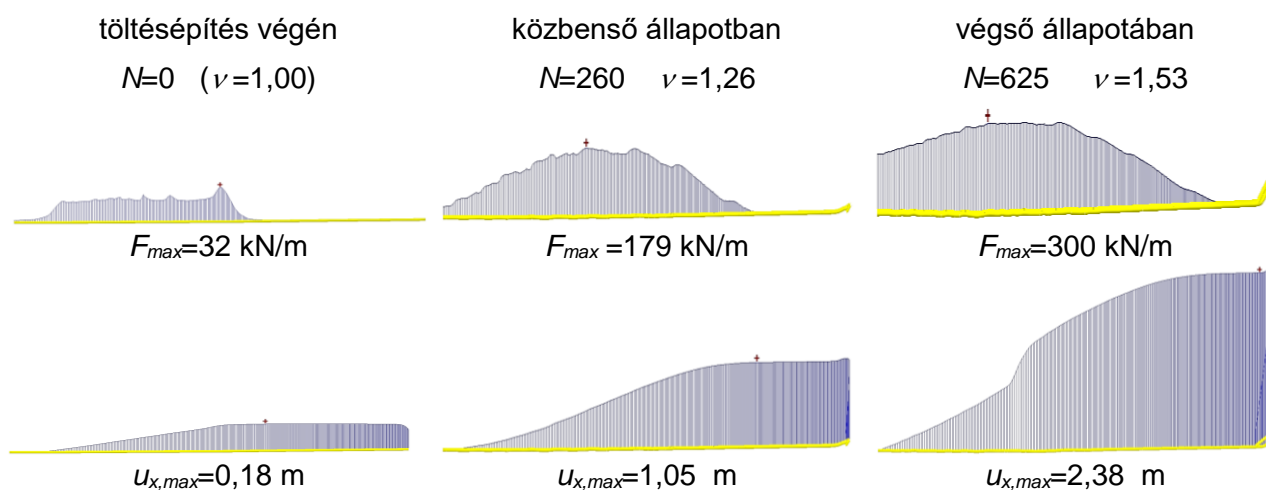
- ha nem gyengül le a felszín, akkor klasszikus alaptörés következik be talpponti kevéssé alámetsző csúszólappal, melyet a georács mélyebbre terel, miközben kissé megnöveli a biztonságot,
- a legyengült felszínen valóban klasszikus rétegcsúszás következik be, s ezen a georács annyiban változtat, hogy a töltés mozgását egyenletesebbő teszi, miközben jelentősen növeli a biztonságot.

Megjegyezzük, hogy a szemcsés talperősítés nem befolyásolta egyik törési mechanizmust sem, mert a csúszólap azt az első esetben azt átmetszette, a második esetben viszont annak alján, tehát a gyenge réteg tetején alakult ki. A biztonságot nyilván nem növelhette számottevően a szemcsés erősítés, hiszen az, hogy az első esetben rövid (0,5-0,6 m) hosszban valamivel jobb nyírószilárdságú anyagban halad a csúszólap, alig számít, míg a második esetben a vízszintes mozgást nem tudja akadályozni, mert hogy nincs húzószilárdsága, mint a georácsnak. Megjegyezzük továbbá, hogy a gyenge felszín „réteges”, illetve „interface-es” modellezése mindegyik javítási esetre lényegében azonos törésképet hozott, ezért azokat nem is mutatjuk be.



8.21. ábra: Törési mechanizmus egy 12 m magas töltés alatt a felszín és a talperősítés függvényében

A 39 m hosszú georácsok viselkedését érzékelteti a legyengült felszínt külön réteggel modellező számításból kivonatolt 8.22. ábra. Látható, hogy miként növekszik a bennük levő erő, így a karakterisztikus talajparaméterekkel számított SLS-állapotban a 300 kN/m határfeszültségnek alig több, mint 10 %-a van kihasználva, míg a „végleges” állapotban már teljesen kimerült a georács, a végső állapotot, az 1,53 biztonságot éppen ez határozta meg.



8.22. ábra: A georácsban ébredő erők és georács vízszintes elmozdulása különböző számítási lépések után

A georács elmozdulásának SLS értéke, a 0,18 m korrektnek tekinthető, s ezt kb. 150 m hosszön alakul ki. A georács nyúlása tehát ekkor kb. 1 %, vagyis a georács számításba vett merevsége még érvényes volt, ha azt úgy tekintjük, mint a 2-5 % nyúláshoz tartozó „szakítószilárdságokból” számított jellemző. A Safety számításokból kiadódó elmozdulásoknak a szoftver kézikönyve szerint általában már nem kell valós jelentést tulajdonítani, hogy a georács tekintetében is igaz-e ez, az nem világos. Mindazonáltal a kiemelt értékek nem látszanak irreálisnak, s belőlük a közbenső állapotra kb. 5 %, a határállapotra kb. 8 % fajlagos nyúlás becsülhető. Az előbbi is pozitívan értékelhető a számításba vett merevség szempontjából, az utóbbit pedig a szakadónyúlással kellene összevetni, mely általában ennél nagyobb. Ha a szakadónyúlásnál nagyobb érték adódott volna ki, akkor az 1,53 biztonságot fenntartással kellene kezelni, illetve csak akkora biztonságra számíthatnánk, mely kb. a szakadónyúláshoz tartozna.

A georács viselkedését, hatását íly módon feltétlenül értékelni kell, de e tekintetben még szükség van a kérdéskör kutatására.

Ajánlott és felhasznált irodalom

- Alpan, I. (1970): *The geotechnical properties of soils*. In Earth-Science Reviews, 6 (pp. 5-49). <http://doi.org/10.3208/sandf1972.13.77>.
- ASIRI National Project (2012): *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvement*, Presses de Ponts, Paris.
- Bak, E., Koch E., Palotás, B., Szepesházi, R. (2010): *Kombinált (cölöp és lemez) alapozás modellezése – I. rész*. Közlekedésépítési szemle 210/3: pp. 21-30.
- Bak E., Koch E., Palotás B., Szepesházi R. (201): *Kombinált (cölöp és lemez) alapozás modellezése – II. rész*. Közlekedésépítési Szemle, 2010/6. Budapest, pp. 20-28.
- Barron, R.A.(1948): *Consolidation of fine-grained soils by drain wells*, Proceedings of ASCE, 134, Paper No. 2346, pp.718-724.
- Benz, T. (2007): *Small Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Doktori értekezés. Universitaet Stuttgart
- Bojtár, I., Gáspár, Zs. (2003): *Végeselemmódszer építőmérnököknek*. Terc Kiadó, Budapest, ISBN: 9638630329, pp. 1-340
- Breth, H., Stroh, D. (1976), Ursachen der Verformung im Boden beim Aushub tiefer Baugruben und konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung der Verformung von verankerten Baugruben. Der Bauingenieur, 51, 1976.
- Brinkgreve, R., Engin, E. (2013): *Validation of geotechnical finite element analysis*. In Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 677-682.
- Brinkgreve, R.B.J., Kappert, M.H., Bonnier P.G. (2007): *Hysteretic damping in a small-strain stiffness model*, Numerical models in Geomechanics. Taylor & Francis Group, London
- 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
- Clough G.W., Smith E.M., Sweeney B.P. (1989): *Movement control of excavation support systems by iterative design*. Current Principles and Practices, Foundation Engineering Congress
- Deák Gy., Erdélyi T., Visnovitz Gy. (2005): *A tartószerkezeti tervezés alapjai. Tervezés az Eurocode alapján*, Springer Media Magyarország Kft., Budapest
- Deli, Á., Kaltenbacher, T., Havas, P. (2009): *A monitoring szerepe a mély munkagödrök készítésénél*. Deep Excavations and Retaining Structures. (szerk.: Mahler, A., Nagy, L.), ISSMGE Hungarian National Committee, Budapest.
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2014): *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG*, Wiley, ISBN: 978-3-433-03080-6, Berlin, pp. 1-181.
- Dong, Y.P., Burd, H.J., Houlsby, G.T. (2016): *Finite-element analysis of a deep excavation case history*. Geotechnique 66.

- Hardin, B., & Drnevich, V. (1972): *Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves*. In Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 98(SM7) (pp. 667-692). <https://trid.trb.org/view.aspx?id=126413>.
- Hong, Y., Ng, C.W.W., G.B., Liu T. (2015): *Three-dimensional deformation behaviour of a multi-propped excavation at a „greenfield” site at Shanghai soft clay*. Tunneling and Underground Space Technology 45.
- Hsiung, B.-C. B., Yang, K.-H., Aila, W., Hung, C. (2016): *Three-dimensional effects of a deep excavation on wall deflections in loose to medium dense sands*. Computers and Geotechnics 80.
- Hwang R. N. (2011): *Performance of Deep Excavations in the Taipei Basin*. Proceedings of Conference of Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. ISSMGE Technical Committee 28.
- Hutton, D.V. (2004): *Fundamentals of Finite Element Analysis*. McGraw-Hill, pp.1-499.
- Kempfert, H. G., Raithel, M. (1998): *Schäden an tiefen, rückverankerten Baugruben durch Verformungen des Systems Bodenblock-Verankerung. Schadenfälle in der Geotechnik*. Beiträge zum 13. Christian Veder Kolloquium, Beobachtungsmethode in der Geotechnik. Graz.
- Klein, L., Moormann, C. (2015): *Design of deep excavations under consideration of spatial earth pressure*. Proceedings of the XVI ECSMGE, Edinburgh
- Koch, E. (2012): *Töltésalapozási eljárások modellezése*. Doktori értekezés. Széchenyi István Egyetem, Győr
- Koch E., Scharle P., Szepesházi R. (2008): *Példák és esettanulmányok a mából a kétfokozatú mérnökképzésben hagyományos és újszerű modellezéssel*, Kézdi Árpád Emlékülés, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, pp 42-61.
- Kramer, S.L. (1996): *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Lődör K., Móczár, B., Mahler, A., Bán Z. (2016): *Back analysis of settlements beneath the foundation of a sugar silo by 3D finite element method*. PLAXIS Bulletin Issue 39.
- Masing, G. (1926): *Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing*. In Proc. 2nd Int. Congr. Appl. Mech. Zurich.
- Mateidesz, G., Deli, Á., Juhász, M. (2013): *40 méteres mélység Budapest belvárosában – egy részleges munkatérhatárolás kivitelezői és tervezői tapasztalatai*, Geotechnika 2013 konferencia kiadványa, Ráckeve.
- Móczár, B., Csapody, G., Szepesházi, A. (2016): *Budapesti mély munkatérhatárolás 2D és 3D numerikus back-analízise*. Vasbetonépítés XVIII. évfolyam 2. szám.
- Mu L., Huang M. (2016) : *Small strain based method for predicting three dimensional soil displacements induced by braced excavation*. Tunneling and Underground Space Technology 52.
- MMK GT: „Segédlet az új, EC7 alapú geotechnikai dokumentációk tartalmi követelményeit betartó munkarészekhez, a mérnöki és vizsgálati ráfordítások összeállításához, tervfázisokként”

- MSZ EN 1997-1: 2007 – Eurocode 7: *Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános Szabályok*
- Nagy, P., Adam, D., Scheuring, F. (2016): *Mélyvibrációs tömörítés - A talajjavítás ellenőrzése szeizmikus CPT szondával*. Geotechnika 2016 konferencia kiadványa, Ráckeve.
- Nendza, H.; Klein, K. (1974): *Bodenverformungen beim Aushub tiefer Baugruben*. Straße, Brücke, Tunnel, 9, 1974.
- Ou, C.-Y., Chiou, D.-C., Wu, T.-S. (1996): *Three-dimensional finite element analysis of deep excavations*. Journal of Geotechnical Engineering Volume 122 Issue 5
- Plaxis 3D (2013): *Material Models Manual*, PLAXIS bv, Delft, Netherlands
- Plaxis 3D (2013): *Reference Manual*, PLAXIS bv, Delft, Netherlands
- Potts, D.M., Zdravković, L. (1989): *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Thomas Telford, ISBN:0 7277 2753 2, pp. 1-459.
- Potts, D. M. (2003): *Numerical analysis: a virtual dream or practical reality*. Geotechnique 53 No, 6 2003.
- Priebe, H.J. (2005): *The design of Vibro Replacement*, Ground Engineering, dec, pp. 31-36.
- Ray, P., Scharle P., Szepesházi R. (2010), *Numerical modelling in the geotechnical design practice*. Proc. of the XIVth Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Bratislava, 2010
- Santos, J., & Correira, A. (2000): *Shear modulus of soils under cyclic loading at small and medium strain level*. In Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (pp. 1-8).
- Schanz, T. (2006): *Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheit- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik*. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik und der Geotechnik“. Abschnitt 4. Geotechnik, 29.
- 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, Rotterdam.
- Schmitt, P. (1995): *Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design*, Revue Française de Géotechnique, N. 71, 2^o trimestre, 3-10
- Schweiger, H. (1997): *Some comments on modelling of deep excavation problems with PLAXIS*. PLAXIS Bulletin, No. 4 Delft, 1997.
- Schweiger, H., Freiseder, M. (1998): *Three dimensional finite element analysis of diaphragm wall construction*. Computer Methods and Advances in Geomechanics. Balkema, Rotterdam, 1998.
- Schweiger, H. (2002): *Musterlösung und parameterstudie für dreifach verankerte Baugrube*. Anhang zu Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Grundbau“. Geotechnik, 25, 2002
- 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

- Schweiger H.F. (2010) : *Numerical analysos of deep excavations and tunnels in accordance with EC7 design approaches*. Proceedings of International Conference of Geotechnical Challenges in Megacities, Moszkva.
- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1970): *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Report 70-10, EERC, Berkeley, CA, 1970.
- Shahraki, M., Sadaghiani, M.R.S., Witt, K.J., Meier, T. (2014): *3D Modelling of Train Induced Moving Loads on an Embankment*. Plaxis Bulletin, Autumn issue, pp. 10-15. 2014.
- Shi J., Ng C.W.W., Chen Y. (2015): *Three-dimensional numerical parametric study of the influence of basement excavations on existing tunnel*. Computers and Geotechnics 63.
- Song E., Lou P. Lu X. (2005): *Back analysis and safety prediction for an extremely deep foundation pit during its excavation*. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka.
- Szarka, G., Móczár, B., Szepesházi, A. (2016): *A Szent Gellért téri metróállomás numerikus back-analízise*. Geotechnika 2016 konferencia kiadványa, Ráckeve.
- Szepesházi A. (2016): *Back-analysis of a deep excavation in Budapest*, Proceedings of ISSMGE 25th European Young Geotechnical Engineers Conference, Sibiu
- Szepesházi A. (2017): *Mély munkagödrök 3D végeselemes modellezése*. XXIII. Széchy Károly Emlékkonferencia kiadványa, Budapest, 2017.
- Szepesházi R. (2007): *Mély munkagödrök mentén bekövetkező mozgások*. Kézirat. http://se.sze.hu/images/ngb_se005_4/Mozgasok%20mely%20munkagodrok%20menten.pdf
- Szepesházi R. (2008): *Geotechnikai tervezés. Tervezés az Eurocode 7 és a kapcsolódó európai geotechnikai szabványok alapján*. Business Media Magyarország Kft., Budapest
- Szepesházi R., Meszlényi Zs., Radványi L. (2009): *Munkatérhatárolások tervezésének magyarországi gyakorlata az EC7 tükrében*. Mély munkagödrök határolása. 1. ISSMGE Mesterkurzus, Budapest, 2009.
- Szepesházi, R. (2009): *Hídaléptítmények tervezésének fejlesztése*, 50. Hídmérnöki Konferencia, Siófok, pp. 429-470.
- Szepesházi R. (2017): *Újpest Dunaparti Városközpont, A jelű épületegyüttes, Geotechnikai modellezés*. Kézirat.
- Szép, J. (2012): *Hídszerkezetek modellezése a talaj és a szerkezet kölcsönhatásának modellezésévé*. Doktori értekezés. Széchenyi István Egyetem, Győr.
- Szilvágyi Zs. (2010): *Új fejlődési irány a végeselemes geotechnikai számításokban*. Közlekedésépítési szemle 3: pp. 31-34.
- Szilvágyi, Zs. (2012): *Dinamikus talajparaméterek meghatározása*. Tavaszi szél konferenciakötet, Győr.
- Szilvágyi, Zs., Ray, R. (2013): *Measuring and modeling the dynamic behavior of Danube Sands*. Proceedings of 18th International ICISSMGE, Paris.

- Szilvágyi, Zs., Anka, M., Hudacsek, P., Ray, R. (2015): *Determination of soil modulus by three independent methods*. Proceedings of 12th Slovak Geotechnical Conference, Bratislava.
- Szilvágyi, Zs., Ray, R. (2015): *Seismic performance evaluation of an irregular RC frame building*. Proceedings of the XVI ECSMGE, Edinburgh
- Szilvágyi, Zs., Hudacsek, P., Ray, R. (2016): *Soil Shear Modulus from Resonant Column, Torsional Shear and Bender Element Tests*. International Journal of Geomate 10:(2).
- Ulrichs, K. R. (1979): *Ergebnisse von Untersuchungen über Auswirkungen bei der Herstellung tiefer Baugruben*. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau, Heft 9. 1979
- Varaksin, S. (2007): *The importance of the conception and the in situ parameters at the soil improvement projects*, Széchy Károly Emlék-előadás, Budapest.
- Vermeer, P.A. & Meier, C.P. (1998): *Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden*. Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik pp 133-148. Stuttgart
- Vucetic, M., Dobry, R. (1991): *Effect of soil plasticity on cyclic response*. In Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 117 (pp. 89-107). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:1\(89\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89)).
- Wichtmann, T.: Zuschriften zu Wichtmann, T., Triantafyllidis, Th. (2006): *Über die Korrelation der ödometrischen und der dynamischen Steifigkeit nichtbindiger Böden*. Bautechnik 83, H. 7, pp. 482-491.
- Zdravkovic, L. (2009): *Modelling deep excavations in 3D analysis*, Proceedings of ISSMGE International Seminar on Deep excavations and Retaining Structure, Budapest. (Szerk.: Mahler A., Nagy L.)

1. melléklet: Modellezést bemutató dokumentáció ajánlott tartalma

Az alábbi mintadokumentumot a Német Geotechnikai Társaság (DGGT) egy munkacsoportja dolgozta ki és publikálta *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG c. könyvében.*

Borító

- Projekt adatai
- Számítási verzió száma
- Megjegyzések az adott verzióhoz
- Felhasznált szoftverek (verziószámmal)
- Készítő, ellenőr, dátum

Tartalomjegyzék

Változások jegyzéke (korábbi verzióhoz képest, dátummal, szerzővel)

Modellezési beszámoló

1. Feladatmeghatározás

- építmény vagy projekt bemutatása,
- lényeges geotechnikai és kivitelezési adatok,
- a numerikus modellezés célja, helye a tervezési folyamatban és a méretezésben,
- tervezett monitoringrendszer koncepciója, ha létezik.

2. Modellezés

2.1. Végeselemes modell jellemzői

- vizsgált hely, keresztmetszet ismertetése,
- modellgeometria, modelltípus (2D/3D), peremfeltételek bemutatása,
- modelljellemzők vagy egyszerűsítések indoklása (pl. a biztonság javára történő egyszerűsítés bemutatása),
- alkalmazott elemtípus és hálóméret jellemzői,
- utalás mellékletben bemutatott jellemző modellábrákra.

2.2. Alkalmazott anyagmodell jellemzői

- anyagmodell kiválasztását befolyásoló tényezők ismertetése indoklással,
- modellparaméterek meghatározási módja, eredetük (mért vagy korreláció alapján felvett érték),
- a paraméterek várható és figyelembe vett változékonysága,
- utalás mellékletben bemutatott táblázatokra.

3. Számítások

3.1. Számítási verziók jellemzői (ha több verzió készült)

- különböző verziók oka és céljuk (paramétertanulmány, meglévő mérések alapján pontosítás),
- a verziók bemutatása, az eltérő modellezési részletek indoklása (peremfeltétel, teher, hálósűrűség),
- utalás mellékletben bemutatott anyagokra.

3.2. Számítási fázisok jellemzői

- fázisok felvételének indoklása (geotechnikai, hidraulikai, építéskivitelezési vagy modellezési körülmények),
- fázisok leírása (peremfeltételek, anyagmodell, vagy modellparaméterek megváltoztatása),
- utalás mellékletben bemutatott táblázatokra.

4. Eredmények

4.1. Modellverziók eredményeinek összevetése (ha több verzió készült)

- eredmények forrása (utalás mellékletben bemutatott modellverzióra, fázisra),
- a legfontosabb eredmények összevetése ábrák, táblázatok, diagramok segítségével,
- eredmények szöveges értelmezése a modellezési célkitűzés tükrében.

4.2. Egyes fázisok részletes eredményei

- eredmények forrása (utalás mellékletben bemutatott modellverzióra, fázisra),
- a legfontosabb eredmények összevetése ábrák, táblázatok, diagramok segítségével,
- eredmények szöveges értelmezése a modellezési célkitűzés tükrében.

4.3. Mértékadó eredmények

- kiemelés oka (min/max érték, fontos fázis részeredménye),
- eredmények bemutatása ábrák, táblázatok, diagramok segítségével, a modellezési célkitűzés tükrében (pl. kivitelezéskor ellenőrzendő érték kiemelése, méretezéshez szükséges mértékadó és egyidejű igénybevételek),
- eredmények értékelése a célkitűzés tükrében (méretezési követelmények, elmozdulási határértékek, monitoring figyelmeztető értékek).

5. Összefoglalás

- áttekintő értékelés a modellezési eredmények használhatóságáról, megbízhatóságáról a célkitűzések tükrében,
- eredmények hasznosítása (süllyedésprognózis, mértékadó igénybevételek szerkezeti méretezéshez),
- a modellverziók összevetéséből levont következtetések az eredmények érzékenysége, bizonytalanságokra vonatkozóan,
- javaslatétel esetleges további pontosításokra, a számítások igazolására (pl. megfigyelési módszerek, monitoring kivitelezés alatt).

Mellékletek (egy modellverzióra vonatkozóan)

Megjegyzés: a mellékletek bemutatásánál feltételeztük, hogy csak egy modellverzió készült. A több verzió esetén javasolt tartalmat a dokumentum végén mutatjuk be.

A1. Modellezés

A1.1 Általános információk (elvárt minimális tartalom)

- modelltípus, pl. 2D, síkbeli alakváltozási állapot,
- mértékegységek: hossz (pl. m), erő (pl. kN), idő (pl. s) stb.
- a modell alapvető jellemzői.

A1.2 Modellgeometria

A teljes modellgeometria rajzi megjelenítése és esetleg modellrészletek rajzi megjelenítése az alábbi minimális tartalommal:

- főbb méretek (kóta, méretarány), a modellezés során hozzátett vagy elvett modellrészek méreteit is beleértve,
- talajrétegződés és külön definiált tartományok azonosítása (pl. sorszámokkal vagy feliratokkal),
- szerkezetek és az alkalmazott elemtípus (1D elemek, pl. gerendák, horgonyok; 2D elemek, pl. geotextíliák, lemezek, 3D elemek) jellemző méretekkel, sorszámozással,
- határfelületi elemek (típus, modellezési viselkedés), paraméterekkel, sorszámozással,
- csomóponti merevségek (pl. csuklók, rugalmas szerkezeti kapcsolatok jellemzői)

Adott esetben táblázatos formában bemutatva:

- jellemző geometriai pontok koordinátái (pl. eredmény lekérdezési pontok helye),
- szerkezeti elemek és határfelületi elemek adatai (méretek, leírás, koordináták).

A1.3 Terhek és peremfeltételek

Rajzok, ábrák az alábbi minimális tartalommal:

- peremfeltételek a modellhatárokon (elmozdulási szabadságfokok, feszültségek a peremen, áteresztőképességi jellemzők),
- állapotjellemzők kiindulási értékei (pl. kezdeti feszültségállapot, hézagtényező kiindulási állapotban),
- minden terhelés (összes fázisban működő csomóponti, vonalmenti megoszló vagy felület mentén megoszló statikus vagy dinamikus terhelés),
- minden előírt eltolódás (kinematikai teher vagy földrengési hatásból eredő gyorsulás).

Adott esetben táblázatos formában bemutatva:

- jellemző peremfeltételek típusa és koordinátái,
- minden statikus vagy dinamikus teher csomóponti koordinátája, iránya, nagysága (statikus vagy dinamikus terhek, hőmérsékleti terhek, csomóponti tömegek stb),
- minden előírt eltolódás típusa, csomóponti koordinátája (kinematikai teher vagy földrengési hatásból eredő gyorsulás).

A1.4 Anyagparaméterek

Táblázatok az alábbi minimális tartalommal:

- minden, a számításban alkalmazott talajréteg anyagjellemzői, illetve tartományok külön definiált anyagjellemzői a használt anyagmodell szerinti modellparaméterek értékeivel, egyéb jellemzőkkel (drénezett, drénezetlen vagy vízzáró),
- minden, a számításban használt szerkezeti elem anyagjellemzői (horgony, lemez, geotextília),
- minden, a számításban használt határfelületi elem jellemzői (anyagmodell és modellparaméterek vagy merevségi és szilárdsági csökkentő szorzók).

Adott esetben szükséges megadni az egyes tartományokhoz rendelt anyagmodellek sorszámait rajzon megjelenítve.

A1.5 Végelelemes háló

A teljes végelelemes háló rajzi megjelenítése az alábbi minimális tartalommal:

- 3D modell esetén részgeometria bemutatása,
- metszetek, a sűrített tartomány kinagyításával, illetve a bonyolult geometriai részek külön kirajzolásával, ha vannak ilyenek,
- csomóponti- és elemsorszámok, ha indokolt.

Táblázatok az alábbi minimális tartalommal:

- elemtípusok,
- elemszámok elemtípusonként,
- szabadságfokok összesített száma.

A2 Számítás

A2.1 Számítási folyamat

Fázisok áttekintése az alábbi minimális tartalommal:

- fázisok megnevezése, sorrendjük, időtartamuk,
- a számítás típusa (pl. hagyományos feszültség-alakváltozás számítás (statikus vagy dinamikus, drénezett vagy drénezetlen), geometriailag nemlineáris számítás (statikus vagy dinamikus, drénezett vagy drénezetlen), konszolidációs számítás, állékonyságszámítás (pl. φ -c redukcióval)),
- hatások vagy szimulációk módja (pl. erőaktiválás, előírt elmozdulás), modellrészlet vagy peremfeltétel módosítása (*staged construction* építési fázis),
- kiindulási feltételek vagy előző fázisból átvett feltételek,
- alkalmazott lépésszám, iterációs mód.

Hasznos lehet a számítási folyamatot rajzokkal ábrákkal szemléltetni (akár képernyőmentésekkel).

A2.2 Számítási fázisok

Az egyes fázisokban az érvényes vagy fontos modellrészletet be kell mutatni rajzon vagy ábrán, az aktív szerkezeti elemekkel és terhelésekkel. Adott esetben a következő kiegészítésekkel:

- kiindulási feltétel (volt-e eddigi elmozdulások nullázása),
- fázist vezérlő feltétel megadása (pl. hibaértékek, vagy törési állapot elérése, teherszorzó vagy egyéb pl. maradó pórusvíznyomástöbblet feltétel),
- konvergencia jellemzése, ha indokolt.

Megjegyzés: a fázisok leírt bemutatása megvalósítható a fázis eredményeinek bemutatásával együtt is az adott fázis leírásánál (A3).

A3 Számítási eredmények

Általános szabályok az eredmények megjelenítésével kapcsolatban:

- fontos a geometria megfelelő skálázása (elmozdulások felnagyítása vagy csökkentése) hogy az alakváltozások értékelhetők legyenek (pl. deformált háló, eltolódásvektorok vagy főfeszültségi kereszttek),

- érdemes a színskálás ábrázolás alsó és felső határértékeit célszerűen megválasztani (manuálisan állítani), hogy az egyes számítási verziók összevethetők legyenek,
- érdemes az eredményeket kiválasztott metszetekre vagy pontokra vonatkozóan lekérdezni (pl. elmozdulások ábrázolása fázisonként), gondolva az egyes számítási verziók összevethetőségére is.

A3.i Az i -ik fázis eredményei

Összesen n db fázist feltételezünk.

Grafikus vagy rajzi eredménymegjelenítés az alábbi minimális tartalommal:

- deformált háló ábrája vagy fázisbeli elmozdulások vektorábrája, esetleg az elmozduláskomponensek szintvonalas ábrája,
- főfeszültségek tengelykeresztés ábrája 2D modell esetén,
- feszültségkomponensek szintvonalas ábrája (hatékony feszültség, ha van pórusvíznyomás),
- pórusvíznyomás szintvonalas ábrája (ha van, adott esetben pórusvíznyomástöbblet ábrája).

Ezek mellett opcionálisan:

- választott metszetekben feszültség- vagy elmozduláskomponensek szintvonalas ábrája, kihasználtság (pl. mobilizált nyírószilárdság),
- szerkezeti elemek vagy határfelületi elemek elmozdulásai, deformációi,
- szerkezeti elemek vagy határfelületi elemek igénybevételi ábrái (nyomaték, normálerő, nyíróerő).

A3.n+1 További számítási eredmények

Grafikus vagy rajzi eredménymegjelenítés kiválasztott csomópontok speciális eredménykomponenseinek értékelésével:

- adott csomópontbeli állapotjellemző változása a fázisok alatt (pl. elmozdulás, feszültség vagy pórusvíznyomás-többlet),
- főfeszültségek és főfeszültségi irányok, főnyúlások, főnyúlási irányok változása a fázisok alatt,
- biztonsági tényező változása a fázisok alatt,
- igénybevételi burkolóábrák (igénybevételek max. vagy min. értékei).

Több modellverzió esetén az A2 fejezet kiegészítendő az alábbiakkal:

A2.1 Számítási verziók áttekintése

Verziók összefoglalása az alábbi minimális tartalommal:

- verziók jellemzése,
- verziók táblázatos összefoglalása,
- különböző verziók grafikus vagy rajzi megjelenítése (pl. különböző hálók kirajzolása).

2. melléklet: Előírások, útmutatók, szabványi háttér

A geotechnikai modellezés folyamatában az alábbi táblázatban felsorolt, jelenleg hatályos szabványok, kormányrendeletek és műszaki előírások szerint kell eljárni.

MSZ EN 1990-1:2005	Eurocode 0: A tartószerkezetek tervezésnek alapjai
MSZ EN 1991-1-1:2005	Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások
MSZ EN 1992-1-1:2010	Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
MSZ EN 1993-1-1:2005/A1:2015	Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
MSZ EN 1997-1:2006	Eurocode 7-1: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok
MSZ EN 1997-1:2007	Eurocode 7-2: Geotechnikai tervezés. 2. rész: Geotechnikai vizsgálatok
MSZ EN 1998-1:2008	Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok
MSZ EN 1998-5:2009	Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 5. rész: Alapozások, megtámasztószerkezetek és geotechnikai szempontok
MSZE CEN ISO/TS 22475	Geotechnikai vizsgálatok, Mintavételi módszerek és vízmérések - szabványsorozat
MSZE CEN ISO/TS 22476	Geotechnikai vizsgálatok, Terepi vizsgálatok - szabványsorozat
MSZE CEN ISO/TS 17892	Geotechnikai vizsgálatok, Talajok laboratóriumi vizsgálata - szabványsorozat
MSZ EN ISO 14688-1:2003	Geotechnikai vizsgálatok, Talajok azonosítása és osztályozása. 1. rész: Azonosítás és leírás
MSZ EN ISO 14688-2:2005	Geotechnikai vizsgálatok, Talajok azonosítása és osztályozása. 2. rész: Osztályozási alapelvek
MSZ EN ISO 14689-1:2004	Geotechnikai vizsgálatok, Szilárd kőzetek azonosítása és osztályozása. 1. rész: Azonosítás és leírás
MSZ 14043-2:2006	Talajmechanikai vizsgálatok, Talajok megnevezése talajmechanikai szempontból
MSZ EN 1536:2010+A1:2015	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Fúrt cölöpök
MSZ EN 1537:2013	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Talajhorgonyok
MSZ EN 1538:2010+A1:2015	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Résfalak
MSZ EN 12063:2002	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Szádfalak
MSZ EN 12699:2015	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Talajkiszorításos cölöpök

MSZ EN 12715:2002	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Injektálás
MSZ EN 12716:2002	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Jethabarcosítás
MSZ EN 14199:2015	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Mikrocölöpök
MSZ EN 14475:2006	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Töltéserősítés
MSZ EN 14490:2010	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Talajszegezés
MSZ EN 14679:2007	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Mélykeverés
MSZ EN 14731:2006	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Mélyvibrációs talajkezelés
MSZ EN 15237:2007	Speciális geotechnikai munkák kivitelezése. Független drénezés
191/2009 (IX.15.)	Korm. rendelet az építőipari kivitelezési tevékenységről
275/2013 (VII.16.)	Korm. rendelet az építési termék építménybe történő betervezésének és beépítésének, ennek során a teljesítmény igazolásának részletes szabályairól